

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
(**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-**

**DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE**

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

**Option: Conception des systemes d'Assainissement**

**THEME :**

**COLLECTE DE REJETS D'EAU USEE DE MAZAFRAN NORD ET  
LEUR TRANSFERT VERS LA STATION D'EPURATION DE  
ZERALDA WILLAYA D'ALGER**

**PRESENTE PAR :**

**M<sup>r</sup> MAHFOUDI Abderrahmen**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> . AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Président
M <sup>me</sup> . BELABES Salima	M.A.A	Examinatrice
M <sup>me</sup> . HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> . BOUFEKANE Abdelmadjid	M.A.B	Examineur
M <sup>r</sup> . MAHHIEDDINE Mohamed	Subdivisionnaire (DRE)	Invité
M <sup>me</sup> . MEDDI Hind	M.A.B	Promotrice

**Septembre- 2014**

## ∞ Dédicace ∞

*Du fond du cœur, Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :*

✚ *A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez, que Dieu tout puissant les bénisse et me les garde en bonne et parfaite santé ;*

*Je le dédie également à :*

✚ *Mes frères et sœurs*

✚ *Toute ma famille*

✚ *Mes amis à Timimoun et à Blida surtout : taki et rania 16, abdelwahab,sifou et massi 10 ,anis 35,redha,Amine et youcef 02, rachid ,mostapha 27 , Ghano ,abdelatif et hamza 09.*

✚ *En un mot, à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.*

## ∞ Remerciements ∞

*Avant tout, je remercie **DIEU** qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.*

*Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »*

*Je remercie fortement mon promotrice : **Mme Meddi Hind.**  
de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*

*Je tiens à remercier aussi :*

- ✚ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- ✚ Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH*
- ✚ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

## Sommaire :

Chapitre I: présentation de la zone d'étude.	
Introduction général .....	1
I. Présentation de la zone d'étude .....	2
Introduction .....	2
I.1 Etude géographique .....	2
I-1 -1 la commune de Douera .....	3
I-1 -2 la Commune de Tessala El Mardja .....	3
I-1-3 La commune de mahlema .....	3
I-1 -4 Chef lieu .....	5
I-1 -5 Espace rural .....	5
I-1 -6 Espace urbain .....	5
I-2 Situation géologique .....	6
I-3 Etude climat .....	6
I.4 Aperçu hydrologique .....	7
I.5 Aperçu topographique .....	8
I.6 la nouvelle implantation de la Station d'épuration .....	8
Conclusion .....	9
Chapitre II: étude hydrologique.	
Introduction .....	10
II.2 Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants.....	10
II.2.1 : Définition du bassin versant .....	10
II.2.2 : Morphométrie .....	10
II.3 Les averses .....	11
II.4 Choix de la période de retour.....	11
II.5 Intensité-Durée-Fréquence .....	12
II.5.1 Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement.....	12
II.5.2 La série pluviométrique de 1972 à 2011 .....	12
II.6 Les caractéristique de la série .....	14
II.7 Procédé d'ajustement par la loi de Gumbel .....	15
II.7.1 Calcule des paramètres d'ajustement par la loi de Gumbel .....	15
II.7.2 Résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel .....	16
II.8 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log normale) .....	17
II .8.1 Procédé d'ajustement .....	18
II.9 Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari.....	20
Conclusion.....	22
Chapitre III: évaluation des débits	
Introduction .....	23
III.1 Estimation de la population à l'horizon 2035.....	23
III.2 Découpage de la zone d'étude.....	24
III.3 Evaluation du coefficient de ruissellement .....	24
III.4 Calcul de la population de chaque sous bassin .....	26
III.5 Evaluation des débits d'eaux usées .....	28
III.5.1 Consommation en eau potable .....	28
III.5.2 Débit usée à évacuer .....	28
III.5.3 Evaluation du débit moyen journalier .....	28
III.5.4 Evaluation des débits de pointe .....	29
III.5.4.1 Estimé de façon moyenne .....	29

III.5.4.2 Calculé à partir du débit moyen journalier .....	29
III.6 Evaluation des débits d'eaux pluviaux .....	32
III.6.1 Méthode superficielle .....	32
A - Validité de la méthode superficielle.....	33
B – Hypothèse de calcul du modèle de CAQUOT .....	33
III.6.2 La méthode rationnelle.....	33
III.6.2.1 Validité de la méthode rationnelle.....	34
III.6.3 Temps de concentration.....	34
III.6.4 Choix de la méthode de calcul.....	35
Conclusion .....	37
<b>Chapitre IV: dimensionnement du collecteur projeté</b>	
Introduction .....	38
IV.1 VARIANTES D'AMENAGEMENT .....	38
IV.1.1 Choix du tracé .....	38
IV.1.2 Choix du site d'implantation des stations de pompage.....	39
IV.1.3 variantes d'aménagements.....	39
VI.1.3.1 Variante N°1 .....	40
VI.1.3.2 Variante N°2.....	42
VI.1.3.3 Variante N°3 .....	44
IV.1.3.4 Comparaison entre les variantes.....	46
IV.2.Dimensionnement la variante retenue (variante N°1) .....	47
IV.2.1 Dimensionnement conduite gravatière .....	47
IV.2.1.1 Choix du matériau des conduites gravitaires .....	47
i) Matériau des canalisations .....	47
A) Conduite en fonte .....	47
B) Conduites en béton non armé .....	47
C) Conduites en béton armé .....	48
D) Conduites en grés artificiels.....	48
E) Conduite en amiante ciment .....	48
F) conduite en matières plastique .....	48
ii) Choix du type de canalisation .....	49
IV.2.1.2 Conditions d'écoulement.....	49
IV.2.1.3 Mode de calcul .....	50
IV.2.1.4 présentation des variantes du schéma directeur.....	52
IV.2.1.5 Hypothèse de calcul .....	53
IV.2.1.6 Résultats de calcul dans tableau .....	53
IV.2.2 Dimensionnement station de relevage de Hamissi.....	54
IV.2.2.1 Rôle des Stations de pompage.....	54
IV.2.2.2 Particularités des stations de pompage eaux usées.....	54
A. conception générale.....	55
B. intégration des stations dans l'environnement.....	55
C. Groupe électropompe.....	56
D. Avantages des stations submersibles immergées .....	57
F. Equipements hydrauliques en amont et en aval des pompes .....	58
IV.2.2.3 Définitions et Conditions techniques .....	59
IV.2.3 le dimensionnement .....	60
IV.2.3.1 Consignes a respecté lors du dimensionnement.....	60
IV.2.3.2 Choix du nombre et du type de pompes.....	61
IV.2.4 Type de bâtiment de la station.....	66
IV.1.4.1 Dimensions de la bache .....	66

a) volume de la bache .....	66
b) surface de la chambre : .....	67
c) Longueur et largeur de la chambre .....	67
IV.2.5 Dimensionnement conduite de refoulement .....	68
IV.2.5.1 Conduite de refoulement .....	68
IV.2.5.2 Choix du matériau de la conduite .....	68
IV.2.5.3 Conduite en PRV .....	68
A. Technique de fabrication .....	68
a. Résistance chimique .....	70
b. Résistance thermique .....	70
c. Résistance à l'abrasion .....	70
d. Etanchéité .....	70
e. Poids des tuyaux .....	70
IV.2.5.4 Diamètre économique de la conduite de refoulement .....	71
IV.2.5.5 Calcul du diamètre économique : .....	71
A/ Refoulement (Champ de tir Hamissi) .....	72
✓ Frais d'amortissement .....	73
✓ Frais d'exploitation .....	74
✓ Frais d'exploitation Hauteur manométrique totale .....	74
✓ Puissance de pompage .....	75
✓ Energie consommé par le pompage .....	75
✓ Dépenses annuelles de l'énergie .....	75
IV.2.5.2 Choix de nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement .....	77
IV.2.6 Consignes a respecté lors du dimensionnement .....	78
a) Disposition des groupes .....	78
b) Disposition des conduites .....	79
c) Disposition du système de levage .....	79
d) Disposition des portes et fenêtres .....	79
e) Locaux de service de la station .....	79
f) La chambre des vannes .....	79
g) La salle de la station .....	80
g-1. Hauteur du bâtiment .....	80
g-2. Longueur du bâtiment .....	80
g-3. Largeur du bâtiment .....	80
IV.2.7 Les équipements auxiliaires de la station .....	81
IV.3 Éléments constitutif du réseau d'égout et Ouvrage annexe .....	81
IV.3.1 Eléments constitutif du réseau d'égout .....	81
IV.3.1.1 Canalisations .....	82
IV.3.1.1.1 Conduites circulaires .....	82
IV.3.1.2 - joints des conduites .....	83
IV.3.1.3 Ouvrages d'accès au réseau (les regards) .....	84
IV.3.2 Génie civil des stations de pompages .....	85
A. Descriptif du puisard .....	86
B. Descriptif du matériau utilisé .....	86
IV.3.3 Equipement hydraulique .....	87
Conclusion .....	88
<b>Chapitre V : organisation du chantier</b>	
Introduction .....	89
V.1 pose de canalisation .....	89

V.1.1	Emplacement des canalisations .....	89
V.1.2	Exécution des travaux .....	89
V.1.2.1	Décapage de la couche végétale .....	90
V.1.2.2	Implantation des regards et des axes des tranchées .....	90
V.1.2.3	Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards.....	90
a)	Profondeur de la tranchée .....	90
b)	Largeur de la tranchée .....	91
c)	Volume des déblais des tranchées .....	91
d)	Profondeur des regards .....	92
e)	Volume des déblais des regards .....	92
f)	Choix des engins de terrassement .....	93
V.1.2.4	Aménagement du lit de pose .....	93
V.1.2.5	Mise en place des canalisations .....	93
V.1.2.6	Essais des joints des canalisations.....	94
V.1.2.7	Remblai des tranchées .....	94
V.1.2.8	Construction des regards .....	95
V.1.2.9	Remblaiement et compactage de la tranchée .....	95
V.2	Choix des engins .....	96
V.2.1	Pour le décapage de la couche de la terre végétale .....	96
V.2.2	Utilisation des niveleuses .....	97
V.2.3	Pour l'excavation des tranchées .....	97
V.2.4	Pour le remblaiement des tranchées .....	98
V.2.5	Pour le compactage .....	98
V.3-	Détermination des différents volumes .....	99
V.4	Devis quantitatif et estimatif .....	100
	Conclusion.....	102
	Conclusion général.....	103

## LISTE DE FIGURE :

Figure I.1 : Carte de la situation géographique de la zone d'étude.....	4
Figure I.2 : Situation géographique des communes Douera et Tassala El Mardja et Mahelma.....	5
Figure I. 3 : Carte de séismicité d'Algérie .....	7
Figure I.4 : Situation géographique de la STEP de Zeralda.....	9
Figure IV.1 représente la variante 1 de l'acheminement de collecte d'eaux usées.....	41
Figure IV.2 représente la variante 2 de l'acheminement de collecte d'eaux usées.....	43
Figure IV.3 représente la variante 3 de l'acheminement de collecte d'eaux usées.....	45
Figure IV.2.1 : Groupe électropompe assainissement type submersible immerg.....	57
Figure IV.2 2 : clapet anti-retour et robinet van.....	60
Figure IV.2. 3 : plan d'encombrement de la pompe sélectionné .....	64
Figure IV. 5 : Mandrin constitué d'un feillard d'acier.....	69
Figure IV. 6 : le passage des matières premières dans le four de polymérisation.....	69
Figure IV.7 : structure de la conduite en PRV.....	70
Figure IV. 8 : Courbe d'optimisation en fonction du bilan.....	74
Figure IV. 9 Représenter le regard simple circulaire.....	84
Figure V.1 : qui représente la composante entre le tranché.....	91
Figure V.2 qui représente bulldozer.....	97
Figure V.3 qui représente la niveleuse.....	97
Figure V.4 qui représente une belle.....	98
Figure V.4 qui représente le chargeur.....	98
Figure V.6 qui représente le compacteur.....	99



## **LISTE DES PLANCHS :**

- 1) carte de délimitation des sous bassins urbains de mazafran nord willaya d'Alger
- 2) plan de réseau d'assainissement projeté vers STEP de Zeralda
- 3) profil en long du collecteur principal gravitaire partie 1 de mazafran nord
- 4) profil en long du collecteur en refoulement de Hamissi
- 5) les éléments du réseau d'égout en mazafran nord

## Liste des tableaux :

Tableau I.1 : Hauteur des précipitations mensuelles pour l'année 2010(station pluviométrique de Mahelma code station 020511) .....	7
Tableau II.1 : Identification de la station pluviométrique de Mahelma .....	12
Tableau II.2 : Série des pluies maximales journalières.....	13
Tableau II.3 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	16
Tableau II.4: caractéristiques de l'échantillon.....	17
Tableau II.5: ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton .....	19
Tableau II.6 : Caractéristiques de l'échantillon.....	20
Tableau III. 1 : Evolution de la population.....	23
Tableau III.2 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	24
Tableau .3 Cr En Fonction de la Densité de la Population .....	25
Tableau III. 3 : Le coefficient de ruissellement et la population de chaque sous bassin.....	27
Tableau III.4: évaluation des débits d'eaux usées des équipements et des eaux usées industrielles.....	30
Tableau III.5 : le tableau de débit d'eaux usées pour chaque sous bassin .....	31
Tableau III. 6 : Evaluation des débits pluviale et le débit total pour chaque rejet.....	36
Tableau IV.1 représente la comparaisent entre les variantes.....	46
Tableau IV.2 Dimensionnement de collecteur gravitaire .....	53
Tableau IV.3 choix nombre des pompes .....	63
Tableau IV.4 : Dimensions de la bache d'aspiration .....	68
Tableau IV.5 : Dimension et prix des tuyaux en PRV (fourniture et pose).....	71
Tableau IV. 6 : Frais d'amortissement Refoulement (Hamissi) .....	72
Tableau IV.8 : Frais d'exploitation en fonction du diamètre .....	75
Tableau IV.9 : Bilan des frais d'exploitations et d'amortissements.....	76
Tableau V.1. les différentes volumes des travaux.....	97
Tableau V.2 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	98

## ملخص :

إن بلدية تسالة المرجة' جنوبي دويرة و معالمة بولاية الجزائر هي مدن قريبة من الساحل غرب العاصمة' معروفة بالزراعة و الصناعة ' كما تستعمل الساحل كمتنفس لمياه الصرف الصحي مما أدى الى ما يعرف بتلوث المحيط البحري. هدف هذه الدراسة يتمثل في القضاء على عدة نقاط هامة على مستوى الوديان و توجيهها الى محطة المعالجة الجديدة الواقعة في مرتفعات مدينة زرالدة بولاية الجزائر بالقرب من واد مازافران. حتى تتم هذه العملية يجب تأمين الجمع و تحويل هذه المياه بنظام مكون من محطات الضخ و قنوات الدفع و قنوات جاذبية.

## Résume :

La commune de Tessala El Mardja, sud Douera et sud de Mahlma (Wilaya d'Alger) sont des villes côtières situées à l'Ouest de la capitale. Cette commune est connue par son aspect industriel et agricole. Sa baie est utilisée comme exutoire pour les eaux usées ce qui détériore en permanence son environnement.

Le but de notre étude est d'intercepter les rejets des eaux usées et industrielles de la Zone d'étude et les acheminer vers la nouvelle station d'épuration de Zeralda projetée a proximité de l'oued Mazafran.

Pour ce faire, il est indispensable d'assurer la collecte et le transfert des eaux usées par un système composé d'un ensemble de station de pompage et de conduite de refoulement ainsi que des conduites gravitaires.

## Abstract:

Tessala El Mardja, south Douera and south Mahlma (Algiers) are towns located in the west of the Algerian capital and they are known by their agriculture and industry. Their coast is used to get rid of dirty water which helped increasing sea pollution.

The aim of our study is to intercept discharges of water and wastewater in the study area and take them to the new wastewater treatment plant of Zeralda nearby the valley of Mazafran.

To achieve this operation, we were obliged to ensure the collection and direct this water with a system of purification stations, channels of push and gravity.

## INTRODUCTION GENERALE

L'assainissement des agglomérations en Algérie est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique l'ensemble des eaux pluviales et usées plus rapidement possible et sans stagnation dans des conditions soit gravitairement ou refoulement satisfaisantes pour la sante publique et l'environnement.

La wilaya d'Alger connait une augmentation considérable de la population accompagnée d'un développement urbanistique important, ce qui engendre une augmentation de rejets d'eaux usées provoquant la pollution des oueds et de la mer. Dans le cadre du schéma directeur d'assainissement de la wilaya d'Alger stipulant l'élimination de tous les point de rejets déversant directement dans le milieu naturel.

Le but de notre étude est d'intercepter les rejets des eaux usées et industrielles de la zone d'étude qui à verser directement dans l'oued et les acheminer vers la station d'épuration de Zeralda qui encoure a réalisée. Vue le choix du site d'implantation dont il prend compte des caractéristiques des communes (touristique et agricole), on est dans l'obligation d'assurer la collecte et le transfert des eaux usées par un système composé d'un ensemble de station de relevage et de conduite de refoulement ainsi que de conduites gravitaire.

# Chapitre I :

## Présentation de la zone

## **I. Présentation de la zone d'étude :**

### **Introduction :**

Avant de commencer, n'importe quel projet d'assainissement ou de relevage des eaux usées, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent la conception de ce projet (la situation géographique, démographique et climatique). Après ça on a fait une estimation des besoins en eau actuel et pour le futur qui sont augmentés jour après jour c'est le phénomène d'accroissement démographique. En effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'assainissement que ce soit :

- les données naturelles du site
- les données relatives à l'agglomération
- les données relatives au développement futur de l'agglomération
- les données propres à l'assainissement

Alors la présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude du relevage vers un collecteur d'assainissement de la ville.

### **I.1 Etude géographique :**

L'oued Mazafran possède un bassin versant de 1850 km<sup>2</sup>, il s'étend d'Ahmeur El Ain à El Affroun à la verticale de Bouinan c'est le plus important des oueds dans la wilaya d'Alger. Tandis que le débit liquide à 43.8 millions m<sup>3</sup>/an. Le débit solide à l'embouchure de l'oued est d'environ trois (03) millions m<sup>3</sup>/an. [1]

La zone d'étude (sud douera, Tessala El Mardja et Sud de Mahelma) fait partie du bassin de thletha (partie nord de l'oued Thletha ), elle occupe une superficie de cette d'étude est limitée par :

- Au Nord et Nord Ouest par la route nationale N°63.
- A l'Est par la route nationale N°36.
- Au sud par l'oued Thletha et la route nationale N°67.
- A l'Ouest par l'oued Mazafran.

La zone d'étude comprend trois parties : Sud Douera, Tessala El Mardja et sud de Mahelma.

#### **I-1 -1 la commune de Douera :**

La commune de DOUERA est délimitée par ; au Nord par la commune de Souidania, au Sud par la commune Tessala El Mardja à l'Est par la commune de Khriacia et à l'Ouest par la commune de Mahelma.

## Organisation de chantier

---

Sur le plan urbanistique, le chef lieu de la commune de Douera a une structure de type damier. C'est un site urbain qui date depuis 140 ans environ, il est composé de trames parallèles qui convergent vers l'axe central.

Elle occupe une superficie d'environ 4136 hectares, sa population est passée de 54903 habitants en 2008.

### **I-1 -2 la Commune de Tessala El Mardja :**

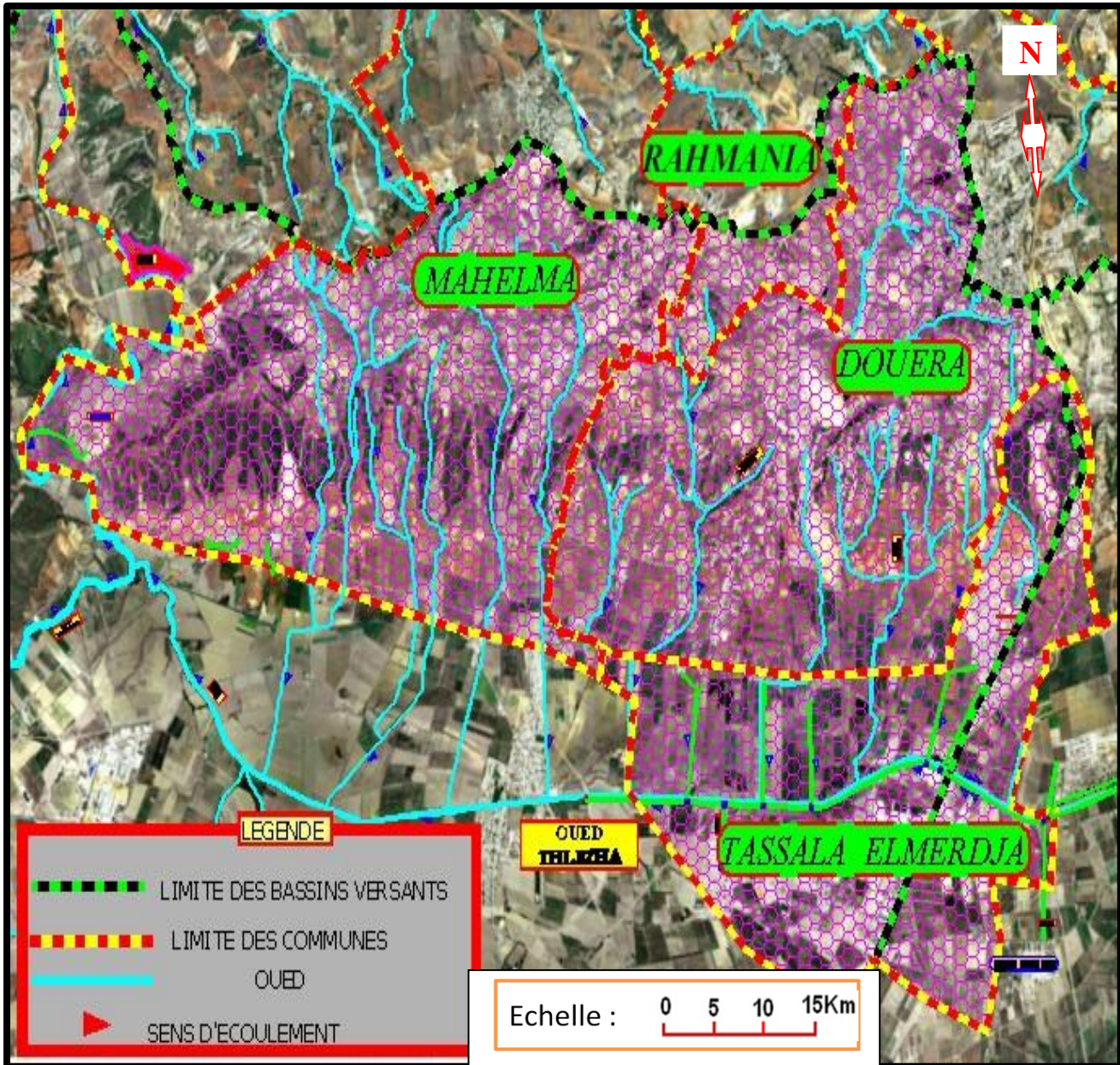
La commune de Tessala El Mardja est située à 35 km au Sud d'Alger centre. C'est une commune à vocation agricole. Elle est délimitée ; au Nord par la commune de Douera, à l'Ouest et Sud par la wilaya de Blida, et à l'Est par les commune de Birtouta et Khricia .

Elle occupe une superficie d'environ 2035 hectares, avec une population 15503 habitants en 2008.

La commune est structurée d'un chef lieu, d'une agglomération secondaire Sidi Abad et d'une zone éparse constituée de Boumenir, Reguig Mohamed Ben Mohamed, Baba Ali I, et Sidi Abad II. L'agriculture présente 72% de la surface total de la commune, elle constitue le secteur économique le plus important. Elle est traversée par la RN°36 et la RN°67.

### **I-1-3 La commune de mahlema :**

La commune de Mahelma est délimitée par ; au Nord Est par la commune de Souidania, au Sud et Sud Ouest par la wilaya de Blida, à l'Ouest par la commune de Zeralda et à l'Est par les communes de Rahmania et Douera, elle a une superficie de 3464 hectares avec 20 698 habitants



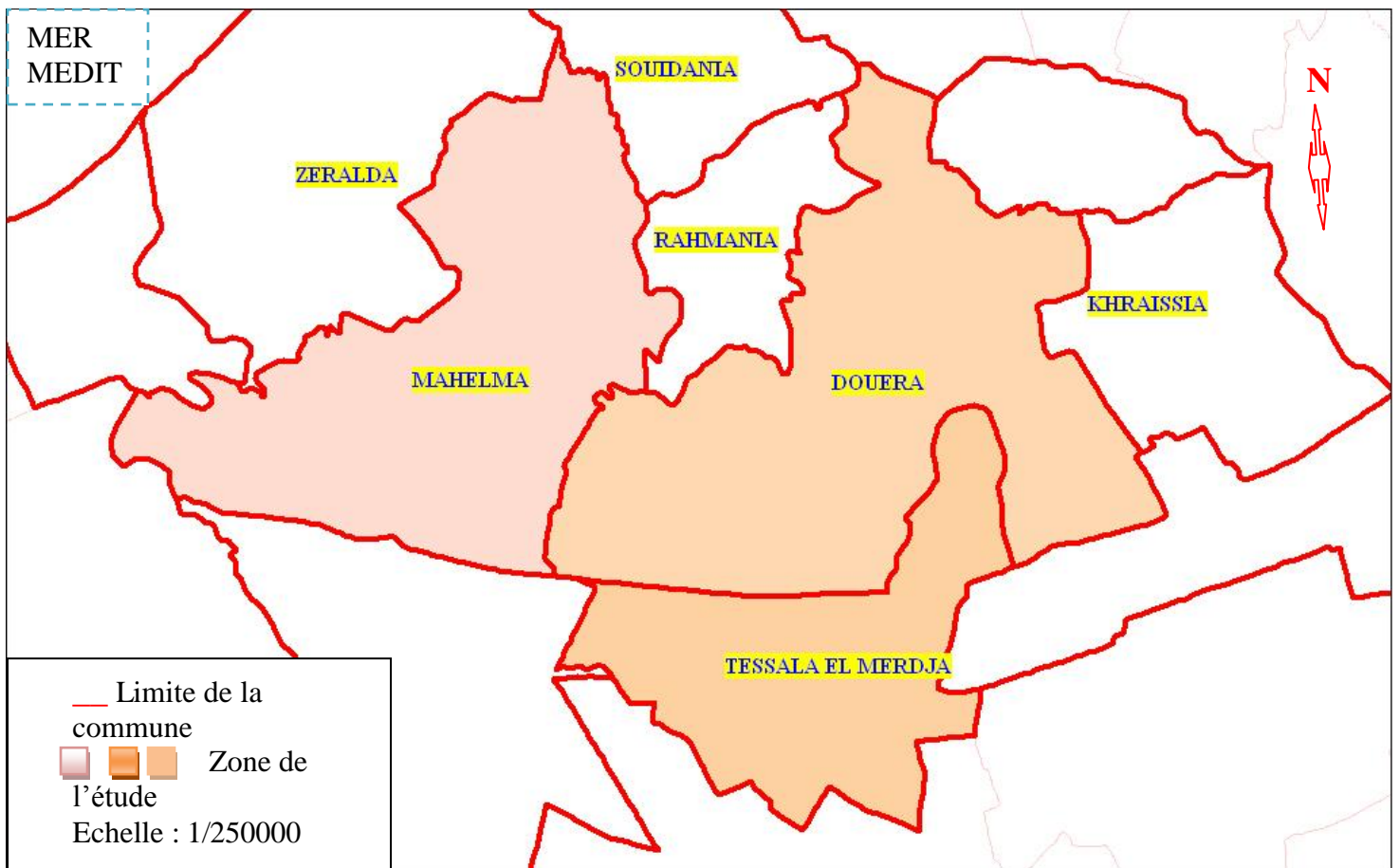
**Figure I.1 :** Carte image superpose qui représenter de la zone d'étude.

Source : Image satellite

La commune de ZERALDA est situé sur le sahel Algérois à 25 km à l'ouest d'Alger, elle est d'une superficie d'environ 36 km<sup>2</sup> selon le dernier découpage de 1997, elle est délimité :

- Au Nord-Ouest la mer Méditerrané.
- Au Sud-Ouest par la commune de Douaouda.
- Au Sud et au Sud-Est la commune de Mahelma.
- Au Nord-Est la commune de Staouali et de Souidania.





**Figure I.2 :** Situation géographique des communes Douera et Tassala El Mardja et Mahelma.

### **I-1 -4 Chef lieu :**

Composé d'un tissu colonial très vétuste, traversé par la RN°36 et la RN°67, englobant une nouvelle zone urbaine qui est le village socialiste créée en 1975 au Nord Est des croisements des deux voies avec une zone d'habitat (lotissement communal) créée durant les années 90, entre l'autoroute et l'ancien tissu colonial.

### **I-1 -5 Espace rural :**

Les terrains agricoles couvrent une superficie d'environ 1570.79 ha, soit 72% de la surface totale de la commune. Les terrains privé représentent 157.71 ha, la plupart des terrains.

### **I-1 -6 Espace urbain :**

La commune de Tessala El Merdja se structure d'un chef lieu, d'une agglomération secondaire et d'une zone éparse.

### **I-2 Situation géologique :**

La formation d'un bassin synclinal d'affaissement en-dessous de la plaine actuelle de Mitidja, a débuté au cours de la période Miocène et s'est poursuivie au cours du pliocène.

## Organisation de chantier

---

Pendant cette période d'épaisses roches maritimes argileuses (connus sous le nom de Plais ancien et d'Astien argileux) se sont déposées en mer profonde sur des roches carbonatées crétacée. Par suite vers la fin du Pliocène, une série de marnes grés et d'argiles suit, vers la fin du Pliocène, c'est déposées dans le bassin qui devenait de moins en moins profond. Un plissement léger, qui c'est produit à la fin du Pliocène, et le soulèvement du bassin ont isolé le bassin de la Mitidja de la mer. [2]

Au cours de la période post-Pliocène, la sédimentation fluvio-lacustre a été périodiquement interrompue par des intervalles de forte érosion. Cette alternance d'érosion et de sédimentation a été contrôlée par les changements du niveau de base (dus à la fluctuation du niveau de la mer au cours du Pléistocène), par un léger plissement au sein du bassin stratigraphie et par le soulèvement tectonique de l'Astien. [2]

### I-3 Etude climat :

La région d'étude a un climat de type méditerranéen, caractérisée par une alternance d'une saison chaude et sèche durant la période (avril – septembre), et une saison fraîche et pluvieuse durant la période (octobre –mars), sa pluviométrie moyenne annuelle et environ 700 mm, mais irrégulière.

#### I 3-1 Température :

Le climat est caractérisé par sa fraîcheur, mais il présente des températures assez élevées pendant la saison estivale. La zone d'étude a une moyenne des températures du mois d'Août le plus chaud est de (38c°) tandis que le mois de janvier le plus froids (12c°).

#### I 3-2 pluviométries :

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et inter-annuelle. Les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (décembre, janvier et février) elle entraine de 700 mm par année mais irrégulière.

**Tableau I.1 :** Hauteur des précipitations mensuelles pour l'année 2010 (station pluviométrique de Mahelma code station 020511).

Mois	sep	Oct	Nov	déc	jan	fév	mars	avril	mai	Juin	juil	Aout	annuelle
Pluviométrie (mm)	127	65	113	58	44	20	3	8	32	75	98	123	766

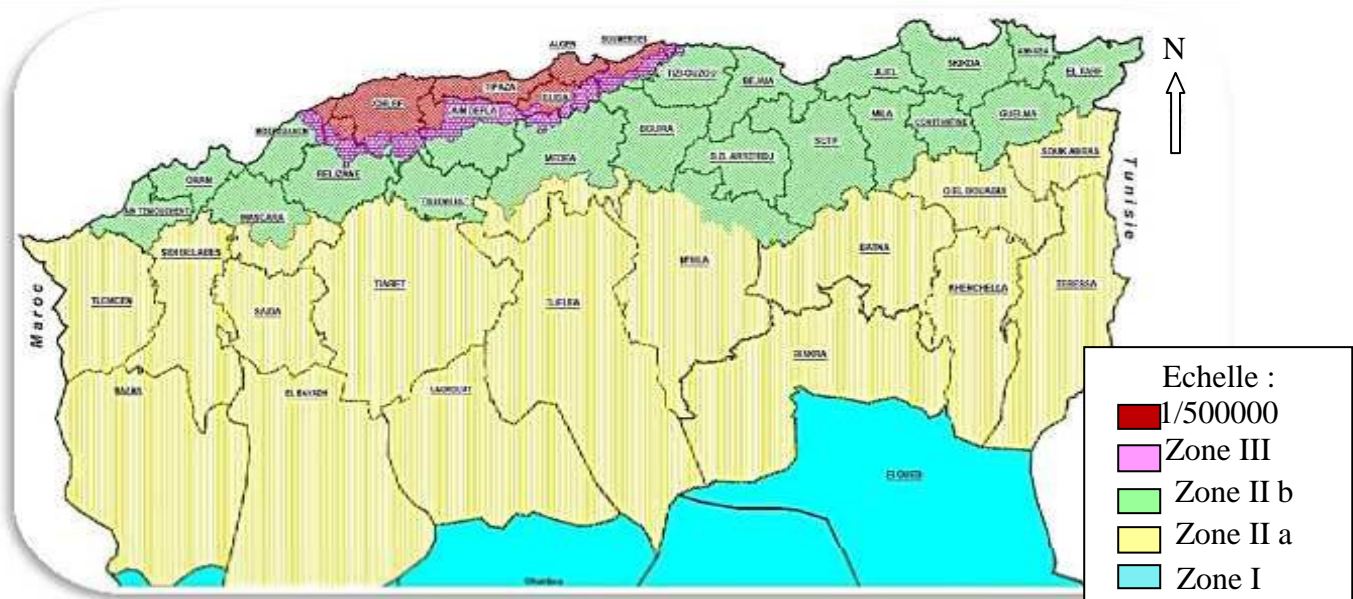
Source : Agence Nationale des Ressources Hydraulique (ANRH, Alger).

#### I-3-3 Sismicité :

La zone d'étude est située au-dessus de la faille tectonique séparant le

## Organisation de chantier

continent africain du continent Européen, cependant elle est classée dans la zone III ou on ne peut négliger l'intensité sismique et pour cela il faudra prendre ce point en considération lors de l'étude de génie civil.



### I-4 Aperçu hydrologique :

Notre zone d'étude est divisée en deux versants: versant Nord et versant Sud.

- Versant Nord: appartient au bassin versant de Beni Messousse est constitué de 06 sous bassins (Su01, Su02, Su03, Su10, Su11 et Su12). Les trois premiers sous bassins ont leurs réseaux hydrographiques déversant dans l'Oued El Agar, le sous bassin 10 déverse dans l'Oued Mahelma, par contre les sous bassins 11 et 12 déversent dans la mer.
- Versant Sud: appartient au grand bassin versant d'oued Mazafran ; il est constitué de 05 sous bassins. Les réseaux hydrographiques de ces 05 sous bassins drainent vers l'Oued Tletha qui déversent dans l'Oued Fétish et prend pour exutoire l'Oued Mazafran.

### I.5 Aperçu topographique :

L'étude de la topographie s'avère indispensable et joue un rôle primordial dans la détermination du choix et la disposition du système d'assainissement. En générale

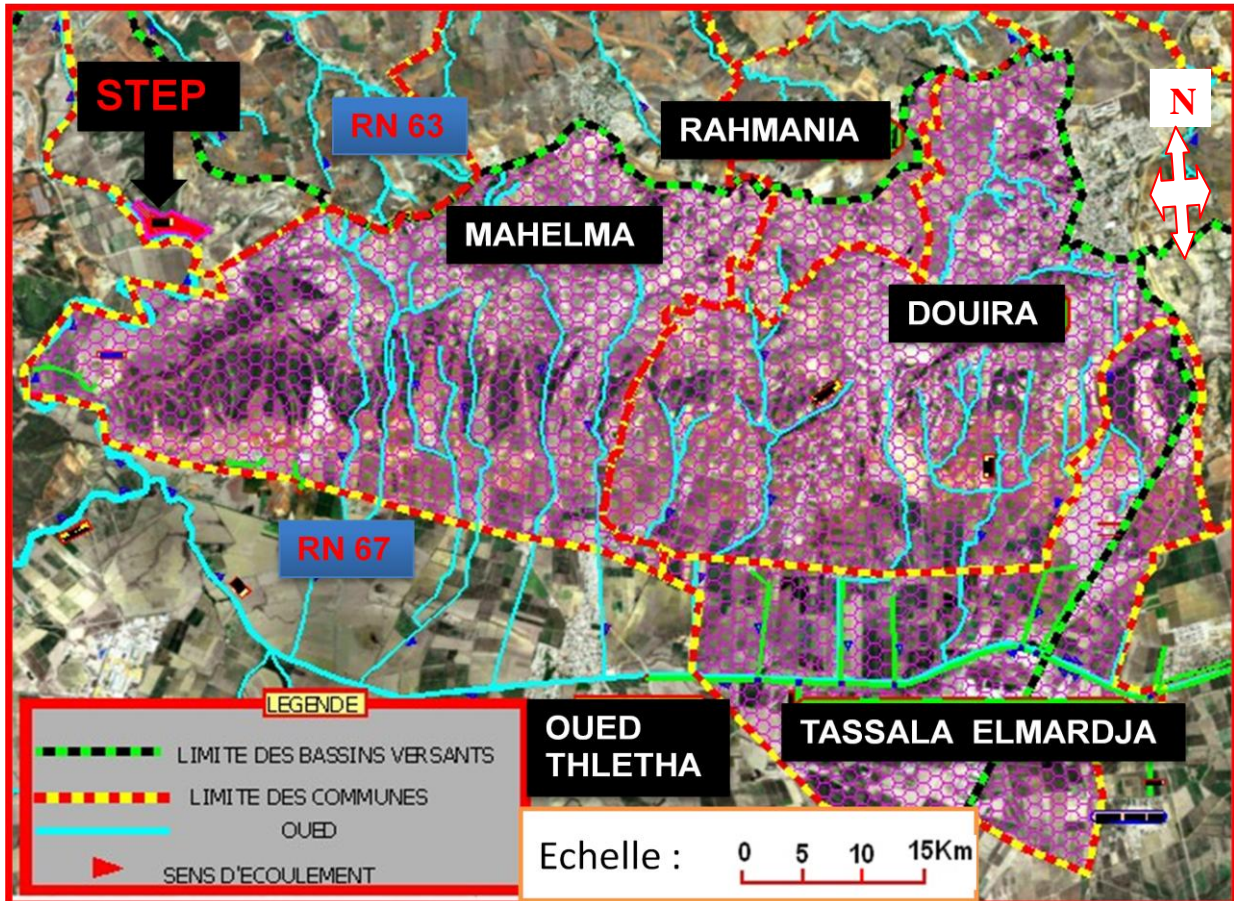
l'évacuation ce fait gravitairement mais dans certain cas on est dans l'obligation de concevoir un système de relevage.[3]

Dans notre zone d'étude la pente moyenne est de 2% de l'Est à Ouest vers la mer méditerrané. Les altitudes varies de l'ordre de 220 m jusqu'au niveau zéro (0) de la mer.

### **I.3 Implantation de la Station d'épuration :**

Le choix du site de l'implantation de la STEP était en premier lieu ; d'environ 2 km à l'Ouest du chef lieu de Zeralda, vu ces dernières années que l'état envisage de rendre à l'Algérie son aspect touristique en exploitant ces endroits paradisiaque avec un plan d'aménagement très riche, tels que la commune de Zeralda fait partie de ce projet, de ce fait l'écartement de la variante précédente est justifier.[10]

Une autre variante a été proposée et approuvée, est celle de projeter une station d'épuration a l'amont de la commune d'environ 5km du chef lieu de Zeralda, le but est d'éloigner la STEP de toute habitation actuel et future au point que le choix du site était à l'intérieur du bassin versant du Mazafran de tels sorte que la ville sera à l'abri des odeurs nuisibles dues au facteur des vents. Le seul inconvénient qui reste à surmonter est la topographie, du fait que la dénivelée est d'environ 19m par rapport aux rejets principaux cités précédemment. [10]



**Figure I.3 :** Image satellite qui présenté l'emplacement de la STEP de Zeralda

Source : Direction des ressources en eau de willaya d'Alger (DRE)

### Conclusion :

Vu que notre zone d'étude qui a un aspect touristique et vue qu'elle a connu ces dernières années une grande détérioration de ces apparences (problème des maladies, des odeurs...) en raison que le réseau d'égouts existant dirige ces eaux vers l'oued THLETHA et oued MAZAFRAN, nous recommandons de faire une projection d'un collecteur d'assainissement.

# Chapitre II :

## Etude hydrologique

## **Introduction :**

L'étude hydrologique pour la réalisation d'un ouvrage révèle d'une importance considérable. Le but est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques d'un réseau d'assainissement (dimensionnement, exploitation, des ouvrages....etc) il est indispensable d'évaluer les débits pluviaux, cela nécessite l'évaluation qui constitue la base de dimensionnement.

Dans le domaine d'assainissement, le but principal de cette étude est de déterminer l'intensité moyenne maximale d'après l'étude des averses qui revêt une importance capitale en hydrologie dont l'intérêt est d'évaluer la quantité des eaux pluviales pour un bassin versant donné.

## **II.2 : Caractéristiques hydromorphométriques des bassins versants:**

### **II.2.1 : Définition du bassin versant :**

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportées par l'eau forment, à un point unique de l'espace, une embouchure ou exutoire.

Pour mettre en évidence l'influence du réseau hydrographique du bassin sur les agglomérations, nous avons procédé à un découpage en sous bassins qui permet de définir les affluents qui ont une influence directe sur les zones inondées, aussi bien que ceux qui peuvent influencer indirectement ou être un obstacle aux solutions que nous envisagerons de projeter dans les étapes qui suivent.

Le découpage donne trois (3) sous bassins des caractéristiques suivantes :

### **II.2.2 : Morphométrie :**

Les différents paramètres morfo-métriques sont calculés à partir des cartes topographiques avec une échelle 1/10000 de la zone de mazafran.

#### **II.2.2.1 : La surface :**

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologique (apport ; volume de précipitation ou

infiltration), elle est déterminée par logiciel AUTOCAD sur la carte topographique de Mazafran.

### II.2.2.2 : Le périmètre :

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque sous bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique avec dans la zone d'étude est bien déterminer.

### II.3 Les averses :

Elles sont constituées par l'ensemble des précipitations issues d'une même perturbation météorologique; la durée de ce phénomène varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures. Ces averses sont caractérisées par une forte intensité et un ruissellement important.

Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydrogramme suite au dépouillement d'un pluviographe enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

Les averses les plus dangereuses sont les orages, car ces dernières sont caractérisées par une forte intensité de pluie dans un espace de temps réduit, d'où résulte un ruissellement important et bref d'une eau qui est généralement très chargée.

### II.4 .Choix de la période de retour :

Par définition, la probabilité est le rapport du nombre d'événements favorable sur le nombre total de durées.

Les fréquences ont pour unité ( $T^{-1}$ ), puisque l'on associe généralement une durée à chaque événement. La période de retour a donc la dimension d'un temps.

Nous avons établie la statistique des crues maximales annuelles (un débit par an), la crue de fréquence au non dépassement 0.9 à une période de retour de :

$$T = \frac{1}{1 - 0.9} = 10ans$$

En moyenne, cette crue est dépassée une fois tous les dix ans.

Cependant, la crue de fréquence 10% au non dépassement a elle aussi, une période de retour de 10 ans, mais on dira que cette crue est non dépassée en moyenne une fois tous les dix ans.



### **II.5 Intensité-Durée-Fréquence :**

D'une façon générale l'hydrologie est une science qui s'intéresse au cycle de l'eau, et avant chaque dimensionnement, il est primordial de passer par cette dernière afin de définir certains paramètres, auquel notre projet sera basé.

#### **II.5.1 Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement :**

L'analyse des données disponibles est le premier pas dans l'étude d'un projet d'assainissement. Pour cela, une série pluviométrique comportant les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. Alors prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station de basé dans notre travail sur une série d'observation appartenant à la station pluviométrique de Mahelma, sur une période de fonctionnement de 1972 à 2011 qui a été fournie par l'A.N.R.H d'Alger.

#### **II.5.2 La série pluviométrique de 1979 à 2010 :**

En général, l'analyse des données disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet d'assainissement. Pour cela, une série pluviométrique comportant les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. Nous travaillons par l'analogie, alors nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station de Mahelma, sur une période de fonctionnement de 1979 à 2010 qui a été fournie par l'A.N.R.H d'Alger. Les caractéristiques sont les suivantes identifications est représenté dans le tableau suivant :

**Tableau II.1 : Identification de la station pluviométrique de Mahelma.**

<b>Code</b>	<b>X (Km)</b>	<b>Y (Km)</b>	<b>Z(m)</b>
20511	517	376.85	150

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

## Organisation de chantier

**Tableau II.2 : Série des pluies maximales journalières.**

Années	Sept (mm)	Oct (mm)	Nov (mm)	Déc (mm)	Janv (mm)	Fév (mm)	Mars (mm)	Avril (mm)	Mai (mm)	Juin (mm)	Juil (mm)	Aout (mm)	Pmaxj (mm)
1979-1980	0	16	19.9	34.9	37.5	8.9	20.4	11.4	14.4	1.3	0	15.1	<b>37.5</b>
1980-1981	4	27.7	7.5	21.1	107.5	20.5	17.4	17.4	13.9	9.6	0	3.5	<b>107.5</b>
1981-1982	20	29.9	88.8	43	0	34.8	15.3	1.2	3	0	6.6	0	<b>88.8</b>
1982-1983	0	17.8	17.5	39.3	43.2	21.4	12.2	37	43.9	13.2	0	0.2	<b>43.9</b>
1983-1984	9.4	64.4	32	25.9	26.2	11.1	38.3	11.6	28.5	0	0	0	<b>64.4</b>
1984-1985	11.5	26.6	24.6	29.8	19.2	15.3	21.5	8.7	0.3	5.9	9.7	0.9	<b>29.8</b>
1985-1986	63.6	17.2	24.1	38.2	21.2	42.4	9.5	0.2	1.8	3.9	0.6	0	<b>63.6</b>
1986-1987	9.5	6.8	33.1	33.4	20	14	20.9	7.9	34.6	28.9	0	0	<b>34.6</b>
1987-1988	16.5	7.5	31.4	33.7	5.4	27.6	29.9	44.6	2.3	5	0	7.7	<b>44.6</b>
1988-1989	18.2	5.7	25.5	13.2	14	0	9.8	15.6	13.2	0	6.4	0	<b>25.5</b>
1989-1990	0	20.5	12.8	23.1	31.5	19.5	14.2	10.3	19.2	6.5	0	0.3	<b>31.5</b>
1990-1991	12.1	51.2	15.8	7.4	53	12.9	16.4	18.2	28.5	7.5	3.6	0	<b>53</b>
1991-1992	2.6	60.3	24.6	18.4	13	23.4	16	11.9	23.8	3.2	0	3.2	<b>60.3</b>
1992-1993	16.8	16.1	82.3	35	74.2	22	0	17.5	5.2	0	0	0	<b>82.3</b>
1993-1994	59.2	45.2	41.6	24.1	26.5	29.3	37.7	7.6	0	9.2	0	22.6	<b>59.2</b>
1994-1995	20.7	8.6	24	22	77.3	29.9	21.3	55.7	16.3	10.3	2.7	1	<b>77.3</b>
1995-1996	36.7	53.7	25.5	21.5	15.2	21	6	18.3	12.4	4.6	4.3	4.8	<b>53.7</b>
1996-1997	15.6	40.8	42.3	37.6	21.4	27.2	19.1	34	50.2	0	0	0	<b>50.2</b>
1997-1998	17.6	9.4	24.6	26.1	21.9	29.6	54.6	11.3	0	0	0	2.6	<b>54.6</b>
1998-1999	17.4	3.2	47.1	45.4	13.2	0	3.5	14.6	17.9	0	0	0	<b>47.1</b>
1999-2000	5.5	26.9	52.1	18.8	49.8	20.8	2.6	4.8	14	0	0	0	<b>52.1</b>
2000-2001	36.5	35.1	86.3	17.4	17	10	13.1	19.1	20.8	0.7	2.3	31.2	<b>86.3</b>
2001-2002	19.7	22.7	36.4	39.9	28.8	33.5	8.5	18.3	1.2	0	3.8	0.6	<b>39.9</b>
2002-2003	20.9	5.8	8.1	27.7	26.9	14.8	17.2	17.1	43.2	1.1	0	0.5	<b>43.2</b>
2003-2004	2.6	24.2	34	48	30	15.5	12.4	9	2.7	0	0	0	<b>48</b>
2004-2005	4.1	29.2	20.9	19.4	26.8	30.1	9.9	0.5	0	0.3	0	16.4	<b>30.1</b>
2005-2006	35.5	15.5	11.6	33.4	11.2	21	20.5	21.6	1.9	0.8	0	0	<b>35.5</b>
2006-2007	29.8	27.6	131	21.9	5.4	18.1	10.3	12.1	17.7	8.8	8.2	0	<b>131</b>
2007-2008	28.7	11.5	38.2	51.6	11.7	4.5	11.4	12.3	7	0	0.9	3.6	<b>51.6</b>
2008-2009	58.1	8.6	19	26.5	36.4	15	43.4	13.1	11.8	1.6	0	27.2	<b>58.1</b>
2009-2010	14.3	36.8	53.9	25.5	15.9	36.5	14	22	27.9	10.4	0	0.3	<b>53.9</b>

Source : ANRH d'Alger

**II.6 Les caractéristique de la série pluie max journalière :**

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=31} X_i}{n} = \frac{1739.1}{31} = 56,1 \quad \text{donc } \bar{X} \approx \mathbf{56,1 \text{ mm}}$$

**n** : Le nombre d'années d'observations (n = 31 ans) ;

**L'écart type**  $\sigma_x$ : on a :

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=31} (X_i - \bar{X})^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=31} (X_i - 56,1)^2}{31-1}} \quad \text{Donc : } \sigma_x = \mathbf{23.54 \text{ mm};}$$

❖ **Le coefficient de variation  $C_v$**  :

$$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{X}} = \frac{23,54}{56,10} = 0.41 \quad \text{donc : } C_v = \mathbf{0,41 \text{ mm} ;}$$

On comptabilise, la plus grande série de signes répétitifs et le nombre des valeurs au-dessous de la médiane, dont on doit vérifier les inégalités suivantes :

$$T_s < 3.3 * (\log_{10} N + 1) \quad (\text{II.14})$$

$T_s$  : la taille la plus grand de serie (+) ou (-)

$$N_s > \frac{1}{2} (N + 1 - \mu_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{N+1}) \quad (\text{II.15})$$

$N_s$  : nombre des valeurs supérieurs a la médiane ;

$N$ : la taille de la série d'observation ;

$\mu_{1-\alpha/2}$  Variable réduite de Gauss pour un intervalle de confiance de 95%.

AN : avec  $N=31$  ;  $\mu_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1,96$ .

❖  $T_s = 6 \rightarrow 3.3 * (\log_{10} N + 1) = 3.3 * (\log_{10} 31 + 1) = 8.22$

1<sup>ère</sup> inégalité vérifié.

❖  $N_s = 15 \rightarrow \frac{1}{2} (N + 1 - 1,96 \sqrt{N+1}) = 10,46$

2<sup>ème</sup> inégalité vérifié.

D'après les deux vérifications, la série pluviométrique est bien homogène.

### II.7 Procédé d'ajustement par la loi de Gumbel :

- 1) classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre ;
- 2) calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen qui s'applique pour les lois normales et quasi normales

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \times 100$$

**m** : numéro d'ordre

**n** : taille de la série

- 3) calculer les caractéristiques empiriques de la série
- 4) calculer la variable de Gumbel pour chaque valeur observée

#### II.7.1 Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Gumbel :

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) à l'aide du logiciel (HYFRAN).

$\bar{y}$  : Moyenne de la variable réduite de Gumbel

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=31} y_i}{n} = 0.56mm$$

$$X_0 = \bar{X} - \frac{1}{\alpha} \bar{y} \quad \text{donc : } X_0 = 56.1 - 18.35 (0.56) = 45.82 \text{ mm}$$

Donc la droite de Gumbel devient

$$X = 18.52 Y + 45.82$$

D'où

$$P_{\max, p\%} = 18.52Y + 45.82$$

## II.7.2 Résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel

### Méthode des moments

Nombre d'observation : 31

**Tableau II.3** : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

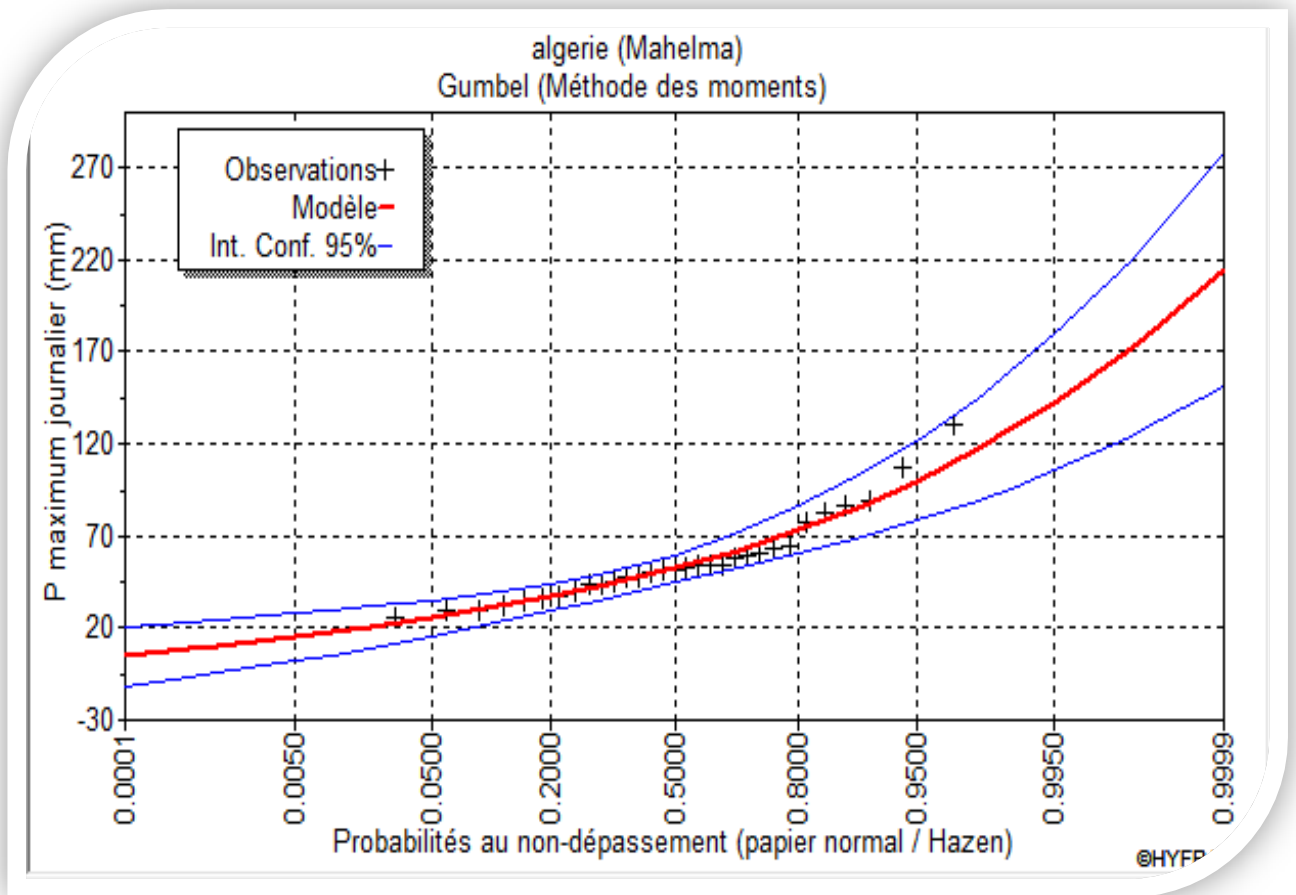
T	q	XT	écart type	Intervalle de confiance
50	0.98	117	14.2	89.2 - 145
20	0.95	100	11.1	78.2 - 122
10	0.9	80.8	8.83	69.5 - 104
5	0.8	73	6.53	60.2 - 85.8
3	0.6667	62.1	4.93	52.4 - 71.7
2	0.5	52.2	3.88	44.6 - 59.8

Avec :

- ❖ T : période de retour (T=10ans)
- ❖ q : probabilité au non dépassement
- ❖ XT : précipitations maximales journalières

**Tableau II.4 : caractéristiques de l'échantillon**

	Caractéristiques. de l'échantillon
Minimum	25.5
Maximum	131
Moyenne	56.1
Ecart-type	23.5
Médiane	52.1



**Graphe N°1 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel**

## II.8 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 suivante :

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

$F(x)$  : fréquence au non dépassement La variable réduite est de la

forme :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x}$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme est l'équation d'une droite sur papier gauss-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

### II .8.1 Procédé d'ajustement

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

$$\ln x = \overline{\ln x} + u \sigma_{\ln x}$$

8. tracer la droite de Galton (à l'aide du logiciel HYFRAN).
- Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{n} \Rightarrow \overline{\ln X} = 3.953 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\ln x} = 0.382 \text{ mm}$$

L'équation totale devient

$$\ln x = 3.953 + u0.382$$

❖ Nombre d'observation : 31ans

**Tableau II.5** : ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :

<b>T</b>	<b>q</b>	<b>XT</b>	<b>Ecart type</b>	<b>intervalle de confiance</b>
50	0.98	114	14	86.9 - 142
20	0.95	97.8	10.4	77.4 - 118
10	0.9	85.1	7.95	69.5 - 101
5	0.8	71.9	5.78	60.6 - 83.2
3	0.6667	61.4	4.42	52.8 - 70.1
2	0.5	52.1	3.58	45.1 - 59.1

Avec :

T : période de retour (T=10ans)

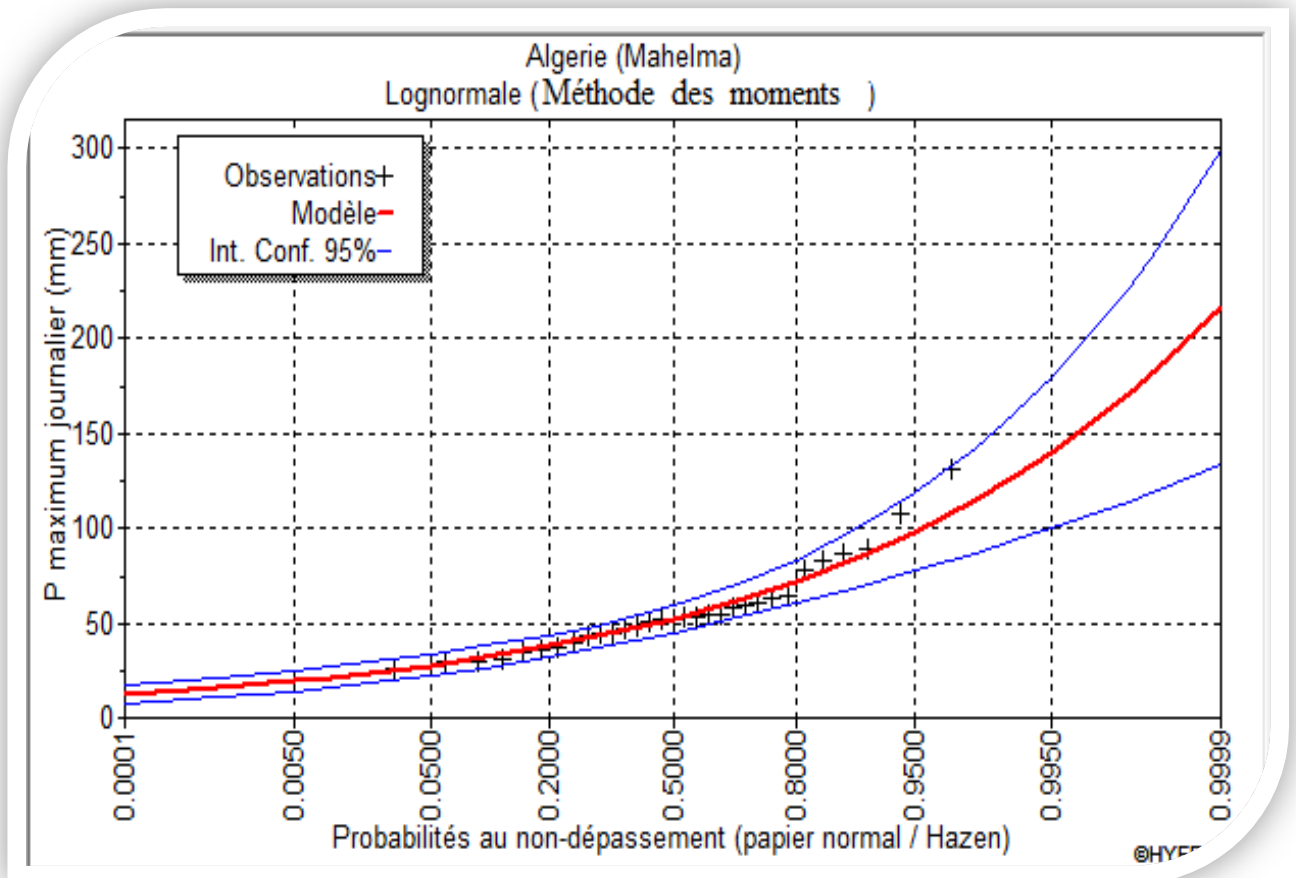
Q : probabilité au non dépassement

XT : précipitation maximale journalière



**Tableau II.6 :** Caractéristiques de l'échantillon

	Caractéristiques. de l'échantillon
Minimum	25.5
Maximum	131
Moyenne	56.1
Ecart-type	23.5
Médiane	52.1



**Graphe N°2 :** Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

**II.9** Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari :

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

Où :

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

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

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

**b**: exposant climatique de la région ( $b=0.39$ ), il est donnée par l'A.N.R.H de Blida

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

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

Application numérique :

➤ D'après la loi de Gumbel :

$$I_{15min, 10\%} = \frac{80.8}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.38-1} = 57.04mm/h$$

Nous déterminons la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique :

$$I = \frac{57.04 \times 10000}{3600} = 158l/s/ha.$$

➤ D'après la loi de Galton :

$$I_{15min, 10\%} = \frac{85.10}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.38-1} = 60.08mm/h$$

Nous déterminons la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique :

$$I = \frac{60.08 \times 10000}{3600} = 167l/s/ha.$$

### **Conclusion :**

L'hydrologie nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximum des précipitations.

En ce référent aux deux graphes, celui de la loi de Gumbel et celui de la loi de Galton, on remarque que l'ajustement issu de la loi de Galton est meilleur avec les résultats l'ajustement soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés. Pour le dimensionnement de notre futur réseau d'eaux pluviales, on travaillera avec une pluie d'intensité « I ». Alors  $I = 167 \text{ l/s/ha}$ .

# Chapitre III :

## Evaluation des débits

### Introduction :

Toute conception hydraulique, doit obligatoirement passer par des calculs qui vont permettes d'évaluer les différents types de débits de la zone à étudier afin de connaitre le type et la disposition des ouvrages à projeter.

### III.1 Estimation de la population à l'horizon 2035

D'après le dernier recensement effectué en 2008 le nombre d'habitant de la commune est estimé à 51552. Cependant, et étant donné que la commune est situé dans la région algéroise, on prend alors le taux d'accroissement à 2.8%. (source : DRE)

Pour l'estimation de la population future nous avons utilisé la loi des accroissements géométriques donnée par la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \quad (\text{III.1})$$

Avec :

$P_n$  : population future à l'horizon de calcul (hab) ;

$P_0$  : population de l'année de référence (hab) ;

$\tau$  : taux d'accroissement ;

$n$  : l'ecart entre l'année de référence et l'année de l'horizon.

**Tableau III. 1 : Evolution de la population.**

	<i>2008</i>	<i>2015</i>	<i>2025</i>	<i>2035</i>
<b>Taux d'accroissement (%)</b>	<i>2.8</i>	<i>2.8</i>	<i>2.8</i>	
<b>la commune de Douera (hab)</b>	<i>55889</i>	<i>67808</i>	<i>89374</i>	<i>117799</i>
<b>Commune de Tessala El Mardja (hab)</b>	<i>14224</i>	<i>17258</i>	<i>22747</i>	<i>29981</i>
<b>Chef lieu (hab)</b>	<i>9373</i>	<i>11371</i>	<i>14988</i>	<i>19755</i>
<b>Commune de Mehlma (hab)</b>	<i>20 698</i>	<i>33102</i>	<i>43630</i>	<i>57506</i>

## **Remarque :**

Vu que les rejets d'eaux usées du domaine Ben Aissa Hamdane et le complexe touristique sont pris en charges par les stations de pompage de Palam Beach, alors ces derniers ne sont pas pris en considération lors de notre présente étude.

Les rejets du plateau de la zone d'étude, sont des rejets insignifiants du point de vue pollution du milieu naturel, de ce fait leur élimination n'est pas certainement indispensable.

## **III.2 Découpage de la zone d'étude**

Lors du découpage d'une surface en sous bassin, on doit respecter certains critères dont on peut citer :

- Les limites naturelles ;
- La nature du sol ;
- Le sens d'écoulement ;
- La densité d'habitation ;
- Les routes et les voiries ;
- Le réseau existant.

Dans notre cas, le découpage s'est basé par rapport au réseau d'assainissement existant et la densité d'habitation, tout en essayant de respecter les critères cités précédemment.

## **III.3 Evaluation du coefficient de ruissellement :**

Le coefficient de ruissellement est la fraction entre la précipitation tombée et celle ruisselée, il dépend de :

- la nature de la surface du terrain ;
- La pente moyenne;
- L'intensité de la pluie;
- Le taux de saturation du sol;
- La densité de la population.

## Organisation de chantier

Son évaluation peut s'effectuer par différentes méthodes, en fonction de certains paramètres dont on cite :

- La catégorie d'urbanisation ;
- Le type de la surface drainée et la pente moyenne ;
- La densité de population.

### Remarque :

L'évaluation du coefficient de ruissellement à fait en fonction de la catégorie d'urbanisation, à l'aide du tableau III. 2.

**Tableau III. 2 :** Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

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

Source: liver d'assainissement "Design and Construction of Sanitary and Storms Sewers, 1970".

**Tableau III.3 .**  $C_r$  en Fonction de la Densité de la Population :

Densité de population (hab/ha)	$C_r$
20	0,23
30 – 80	0,20 – 0,27
80 – 150	0,25 – 0,34
150 – 200	0,30 – 0,45
200 – 300	0,60 – 0,62
300 – 400	0,60 – 0,80
400 – 600	0,70 – 0,90
600 – 700	0,70 – 0,90

Source: Livre d'assainissement "Design and Construction of Sanitary and Storms Sewers, 1970".

- **Coefficient de ruissellement pondéré**

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires «Ai», avec des coefficients de ruissellement «Cri», alors on peut parler du

---

## Organisation de chantier

---

coefficient de ruissellement pondéré «Cr<sub>p</sub>». Le calcul se fait à l'aide de la relation suivante :

$$Cr_p = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad (III.3)$$

Avec :

A : surface totale en (ha);

A<sub>i</sub> : surface partielle en (ha);

C<sub>ri</sub> : Coefficient de ruissellement des surfaces

élémentaires; Cr<sub>p</sub> : Coefficient de ruissellement pondéré.

### III.4 Calcul de la population de chaque sous bassin :

Après avoir estimé les coefficients de ruissellement de chaque sous bassin, il faut déterminer le nombre d'habitants y correspondant.

Pour cela on calcule la densité partielle à l'aide de la formule (III.3) et par la suite le nombre d'habitants en se basant sur la formule III. 4 :

$$D_i = \frac{C_{rj} * P_t}{C_{rp} * A_i} \quad (III.3)$$

Avec :

D<sub>i</sub> : La densité partielle de chaque sous bassin (hab/ ha) ;

Cr<sub>p</sub> : Le coefficient de ruissellement pondéré ;

P<sub>t</sub> : le nombre d'habitants à l'horizon 2035 (hab).

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin «P<sub>i</sub>» par la relation ci-dessous :

$$P_i = D_i. A_i \quad (III.4)$$

Les résultats du calcul et les estimations des paramètres cités précédemment sont rapportés par le tableau III. 3



## Organisation de chantier

**Tableau III. 3 :** Le coefficient de ruissellement et la population de chaque sous bassin.

<i>Bassin urbain</i>	<i>Superficie (ha)</i>	<i>Nbre d'habitant (2008)</i>	<i>Nbre d'habitant (2035)</i>
<i>BU1 (Ouled mendil)</i>	<i>37,0</i>	<i>3700</i>	<i>7 801</i>
<i>BU2 (Sidi M'Hamed)</i>	<i>11,0</i>	<i>2200</i>	<i>4 639</i>
<i>BU3 (Tessala Elmardja)</i>	<i>18,0</i>	<i>7200</i>	<i>15 181</i>
<i>BU4 (Karar + casarne)</i>	<i>7,0</i>	<i>2800</i>	<i>5 904</i>
<i>BU5 (Sidi Aid)</i>	<i>4,0</i>	<i>800</i>	<i>1 687</i>
<i>BU6 (Sud Douera)</i>	<i>14,8</i>	<i>2960</i>	<i>6 241</i>
<i>BU7(Ramdania)</i>	<i>20,0</i>	<i>4000</i>	<i>8 434</i>
<i>BU8 (Ksaria)</i>	<i>17,4</i>	<i>3480</i>	<i>7 338</i>
<i>BU9(DKAKNA ET MED BEN MED)</i>	<i>24,4</i>	<i>7320</i>	<i>15 434</i>
<i>BU10 (Boumnir)</i>	<i>8</i>	<i>1000</i>	<i>2 108</i>
<i>BU11(Sidi Abed I)</i>	<i>3,0</i>	<i>3450</i>	<i>7 274</i>
<i>BU12(Taib Djaghlali)</i>	<i>09</i>	<i>864</i>	<i>1 822</i>
<i>BU13(Houche Raguig)</i>	<i>10</i>	<i>220</i>	<i>464</i>
<i>BU14 (Sidi Abed II)</i>	<i>5,0</i>	<i>1350</i>	<i>2 846</i>
<i>BU15 Sidi Abdallah)</i>	<i>10,5</i>	<i>5250</i>	<i>11 070</i>
<i>BU16</i>	<i>12</i>	<i>240</i>	<i>506</i>
<i>BU17</i>	<i>04</i>	<i>80</i>	<i>169</i>
<i>BU18</i>	<i>08</i>	<i>160</i>	<i>337</i>
<i>BU19</i>	<i>07</i>	<i>140</i>	<i>295</i>
<i>BU20 (D.Mouhouce)</i>	<i>20</i>	<i>200</i>	<i>422</i>
<i>BU21</i>	<i>7</i>	<i>140</i>	<i>295</i>
<i>BU22</i>	<i>7</i>	<i>140</i>	<i>295</i>
<i>BU23</i>	<i>4,2</i>	<i>420</i>	<i>886</i>
<i>BU24 (Zatria, El Djoumaia)</i>	<i>10,0</i>	<i>2000</i>	<i>4 217</i>
<i>BU25</i>	<i>09</i>	<i>180</i>	<i>380</i>
<i>BU26</i>	<i>05</i>	<i>100</i>	<i>211</i>

Suite de **Tableau III.3**

<i>Bassin</i>	<i>Surface (ha)</i>	<i>Nbre d'habitant (2008)</i>	<i>Nbre d'habitant (2035)</i>
<i>BU27(Haouche Mongeau)</i>	<i>3,2</i>	<i>640</i>	<i>1 349</i>
<i>BU28 ((Hadadou)</i>	<i>8</i>	<i>160</i>	<i>337</i>
<i>BU29(Gnafda)</i>	<i>6</i>	<i>120</i>	<i>253</i>
<i>BU30 (Hamissi)</i>	<i>10</i>	<i>200</i>	<i>422</i>

Source : (B.E.H.G) Bureau d'Etudes D'Hydraulique et de Génie civil

## **III.5 Evaluation des débits d'eaux usées :**

### **III.5.1 Consommation en eau potable :**

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de certains paramètres, à savoir :

- La disponibilité des ressources ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Le niveau de vie de la population.

Vu que la ville de Zeralda est connue par son aspect touristique et son niveau de vie qui est assez élevé, alors la dotation choisie sera de 200l/j/hab.

### **III.5.2 Débit usée à évacuer :**

On admet que la quantité à évacuer est de 70% à 80% de la quantité consommée, dans notre cas on prend un coefficient de rejet  $Cr_j=0,8$ .

### **III.5.3 Evaluation du débit moyen journalier :**

Le débit moyen rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{moy} = \frac{Q_{moyj}}{86400} = \frac{Cr_j * D * N}{86400}$$

Avec:

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

$Cr_j$ : Le coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée ;

D : La dotation journalière (200 l/j/hab);

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

- Qualitatif : pour éviter toute contamination hydrique qui portera atteinte à la vie de l'homme.
- Quantitatif : afin d'apprécier les vitesses d'auto-curage et les sections des canalisations dont ils dépendront des heures de pointes de ces eaux.
  - Les eaux usées d'origine domestique ;
  - Les eaux usées d'origine industrielle ;
  - Les eaux usées du service public ;
  - Les eaux parasites.

### III.5.4 Evaluation des débits de pointe :

Le régime de rejet des eaux usées est très variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qui est donné par la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moy} \quad (III.6)$$

Avec :

$Q_{pte}$  : Le débit de pointe en (l/s)

$K_p$  : coefficient de pointe. Ce coefficient de pointe peut être :

#### III.5.4.1 Estimé de façon moyenne :

$$K_p = 24/14$$

$$K_p = 24/10.$$

#### III.5.4.2 Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad \text{si } Q_{moy} \geq 2.8 \text{ l/s} \quad (III.7)$$

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

#### Remarque :

En ce qui concerne le coefficient de pointe  $K_p$ , on a travaillé avec la relation (III.7).

Les débits d'eaux usées pour chaque sous bassin sont illustrés dans le tableau (III.5).

## Organisation de chantier

**Tableau III.4: évaluation des débits d'eaux usées des équipements et des eaux usées industrielles**

<i>Numéro de bassin Urbain</i>	<i>Equipement</i>	<i>nombre</i>	<i>Dotation (l/j/consommateur)</i>
<b>BU1 (Ouled mendil)</b>	industrie 2		30 l/j/employé
	Station de service		
<b>BU2 (Sidi M'Hamed)</b>	Mosquée	1000	20l/j/ fidèle
	Ecole	442	45 l/j/élève
<b>BU3 (Tessala Elmardja)</b>	Industrie		50l/j/employé
	Jutop		
<b>BU4 (Karar + casarne)</b>	Stade	40	30l/j/h
	Mosquée	400	20l/j/ fidèle
	Ecole	442	45 l/j/élève
<b>BU5 (Sidi Aid)</b>	Lycée	845	45 l/j/élève
<b>BU6 (Sud Douera)</b>	Ecole	442	45 l/j/élève
	Mosquée	1000	20l/j/ fidèle
<b>BU7(Ramdania)</b>	Hôpital	203	450 l/lit/j
	2 écoles	884	45 l/j/élève
<b>BU12(Taib Djaghlali)</b>	Pompier	100	200l/j/tête
<b>BU14 (Sidi Abed II)</b>	Salle de sport	40	30l/j/sportif
	Stade	40	30l/j/sportif
	Mosquée	400	20l/j/ fidèle
	Ecole	442	45 l/j/élève
<b>BU15 Sidi Abdallah)</b>	Ecole	442	45 l/j/élève
<b>BU20 (D.Mouhouce)</b>	Ecole	442	45 l/j/élève
<b>BU27(Haouche Mongeau)</b>	Lycée	845	45 l/j/élève
	2 mosquées	800	20l/j/ fidèle
	Stade	40	30l/j/sportif
<b>BU28 ((Hadadou)</b>	Tabac		10l/kg/j
	Abattoir	100têtes	
<b>BU29(Gnafda)</b>	Stade	40	30l/j/sportif
<b>BU30 (Hamissi)</b>	Ecole	442	45 l/j/élève

**Source :** (B.E.H.G) Bureau d'Etudes D'Hydraulique et de Génie civil

## Organisation de chantier

**Tableau III.5 : le tableau de débit d'eaux usées pour chaque sous bassin ;**

<b>Bassin Urbain</b>	<b>Nbre d'habitant</b>	<b>Qmoy usée (l/s)</b>	<b>Infras (l/s)</b>	<b>Industrie Q (l/s)</b>	<b>Kp</b>	<b>Qpte usée (l/s)</b>
<b>BU1 (Ouled mendil)</b>	<b>7 801</b>	<b>14.45</b>	<b>0.053</b>	<b>1.71</b>	<b>2.16</b>	<b>31.17</b>
<b>BU2 (Sidi M'Hamed)</b>	<b>4 639</b>	<b>8.59</b>	<b>0.51</b>		<b>2.35</b>	<b>20.21</b>
<b>BU3 (Tessala Elmardja)</b>	<b>15 181</b>	<b>28.11</b>	<b>0.443</b>	<b>2.81</b>	<b>1.97</b>	<b>55.42</b>
<b>BU4 (Karar + casarne)</b>	<b>5 904</b>	<b>10.93</b>	<b>0.73</b>		<b>2.26</b>	<b>24.67</b>
<b>BU5 (Sidi Aid)</b>	<b>1 687</b>	<b>3.12</b>	<b>0.79</b>		<b>2.91</b>	<b>9.10</b>
<b>BU6 (Sud Douera)</b>	<b>6 241</b>	<b>11.56</b>	<b>0.56</b>		<b>2.24</b>	<b>25.84</b>
<b>BU7(Ramdania)</b>	<b>8 434</b>	<b>15.62</b>	<b>2.7</b>		<b>2.13</b>	<b>33.31</b>
<b>BU8 (Ksaria)</b>	<b>7 338</b>	<b>13.59</b>			<b>2.18</b>	<b>29.60</b>
<b>BU9 (DKAKNA ET MED BEN MED)</b>	<b>15 434</b>	<b>28.58</b>			<b>1.97</b>	<b>56.24</b>
<b>BU10 (Boumnir)</b>	<b>2 108</b>	<b>3.90</b>			<b>2.77</b>	<b>10.80</b>
<b>BU11(Sidi Abed I)</b>	<b>7 274</b>	<b>13.47</b>			<b>2.18</b>	<b>29.38</b>
<b>BU12(Taib Djaghlali)</b>	<b>1 822</b>	<b>3.37</b>	<b>0.96</b>		<b>2.86</b>	<b>9.65</b>
<b>BU13(Houche Raguig)</b>	<b>464</b>	<b>0.86</b>			<b>3.00</b>	<b>2.58</b>
<b>BU14 (Sidi Abed II)</b>	<b>2 846</b>	<b>5.27</b>	<b>0.442</b>		<b>2.59</b>	<b>13.64</b>
<b>BU15 Sidi Abdallah)</b>	<b>11 070</b>	<b>20.50</b>	<b>0.778</b>		<b>2.05</b>	<b>42.07</b>
<b>BU16</b>	<b>506</b>	<b>0.94</b>			<b>3.00</b>	<b>2.81</b>
<b>BU17</b>	<b>169</b>	<b>0.31</b>			<b>3.00</b>	<b>0.94</b>
<b>BU18</b>	<b>337</b>	<b>0.62</b>			<b>3.00</b>	<b>1.87</b>
<b>BU19</b>	<b>295</b>	<b>0.55</b>			<b>3.00</b>	<b>1.64</b>
<b>BU20 (D.Mouhouce)</b>	<b>422</b>	<b>0.78</b>	<b>0.65</b>		<b>3.00</b>	<b>2.34</b>
<b>BU21</b>	<b>295</b>	<b>0.55</b>			<b>3.00</b>	<b>1.64</b>
<b>BU22</b>	<b>295</b>	<b>0.55</b>			<b>3.00</b>	<b>1.64</b>
<b>BU23</b>	<b>886</b>	<b>1.64</b>			<b>3.00</b>	<b>4.92</b>
<b>BU24 (Zatria, El Djoumaia)</b>	<b>4 217</b>	<b>7.81</b>			<b>2.39</b>	<b>18.70</b>
<b>BU25</b>	<b>380</b>	<b>0.70</b>			<b>3.00</b>	<b>2.11</b>
<b>BU26</b>	<b>211</b>	<b>0.39</b>			<b>3.00</b>	<b>1.17</b>
<b>BU27(Haouche Mongeau)</b>	<b>1 349</b>	<b>2.50</b>	<b>0.23</b>		<b>3.00</b>	<b>7.49</b>
<b>BU28 ((Hadadou)</b>	<b>337</b>	<b>0.62</b>	<b>4.4</b>		<b>3.00</b>	<b>1.87</b>
<b>BU29(Gnafda)</b>	<b>253</b>	<b>0.47</b>	<b>0.015</b>		<b>3.00</b>	<b>1.41</b>
<b>BU30 (Hamissi)</b>	<b>422</b>	<b>0.78</b>	<b>0.37</b>		<b>3.00</b>	<b>2.34</b>

### III.6 Evaluation des débits d'eaux pluviaux :

Les eaux pluviales sont celles qui proviennent des précipitations atmosphériques, mais on s'intéresse essentiellement aux eaux de ruissellement de surface. La quantification de ces dernières est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode rationnelle ou superficielle.

#### III.6.1 Méthode superficielle :

Cette méthode a été proposée par M.CAQUOT en 1949. Elle tient compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement,

$$Q_{(f)} = K^{\frac{1}{U}} . I^{\frac{V}{U}} . Cr^{\frac{1}{U}} . A^{\frac{W}{U}}$$

Avec :

- Q (f) : débit pluvial en (m<sup>3</sup> / s).
- I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré (m / m).
- Cr : coefficient de ruissellement.
- A : surface du bassin considéré (ha).
- K : coefficient d'expression.

$$K = \frac{[(0,5)^{b(f)} . a(f)]}{6,6}$$

- U : coefficient d'expression :  $1 + 0,287 . b (f)$ .
- V : coefficient d'expression :  $- 0,41 . b (f)$ .
- W : coefficient d'expression :  $0,95 + (0,507 . b (f))$ .

#### **Remarque :**

Q p donnée par l'expression précédente correspond à une valeur brute, celle – ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q p \text{ corrigé} = m Q p \text{ brute}$$

Avec :

m = coefficient d'influence donnée par l'expression qui suit :

$$m = \left( \frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84.b(f)}{1+0.287.b(f)}} = \left( \frac{M}{2} \right)^{-63}$$

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

L : longueur des plus longs parcours hydraulique en (m).

A : surface du bassin considéré en (m<sup>2</sup>).

### **A - Validité de la méthode superficielle:**

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- La limite superficie de la surface du bassin est 200 ha ;
- la pente des sous bassins doit être comprise entre 0,2 et 5 % ;
- le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0,2 et 1 ;
- le coefficient d'allongement ( $M > 0,8$ )

### **B – Hypothèse de calcul du modèle de CAQUOT :**

- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse au cours du temps de concentration.
- Le débit de pointe à la même période de retour que l'intensité qui le provoque.

### **III.6.2 La méthode rationnelle**

On considère une averse d'intensité constante  $i$  sur une superficie  $S$  ayant un coefficient de ruissellement  $Cr$ , le débit résultant du ruissellement s'exprime par la relation :

$$Q = Cr.i.S \quad (III.8)$$

Cependant, si on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (que l'averse à un épïcentre et se diffuse dans l'espace), il convient d'appliquer un coefficient de correction  $\alpha$  de répartition de la pluie qui diminue lorsque l'on s'éloigne de l'épïcentre.

On obtiendra alors la relation :

$$Q = \alpha.Cr.i.S \quad (III.9)$$

Avec :

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

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

**Cr**: coefficient de ruissellement ;

**i** : intensité de précipitation (l/s/ha).

**$\alpha$** : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace

## III.6.2.1 Validité de la méthode rationnelle

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

Dans notre étude et lors du découpage des sous bassins, on a obtenue des surfaces supérieures à 10 hectares, ces dernières reste acceptables tant que le coefficient de ruissellement et le cheminement hydraulique au sein de cette surface élémentaire  $A_i$  sont les mêmes.

## III.6.3 Temps de concentration

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la goutte du point le plus éloigné du bassin jusqu'à son arrivé à l'exutoire.

$$t_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (\text{III.10})$$

Où  $t_1$  : Temps mis par la goutte d'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60V} = \frac{\text{longueur}}{\text{vitesse}} \quad (\text{III.11})$$

$t_2$  : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;

$t_3$  : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \quad (\text{III.12})$$

Avec :

$I$  : La pente du terrain (%).

$L$  : Longueur du plus long parcours de l'eau (km).

Trois cas peuvent être envisagés :

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

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration



est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \left[ \frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{III.13})$$

Où :

L : Longueur du plus grand parcourt de l'eau (Km).

I : la pente du terrain (%).

### III.6.3- Choix de la méthode de calcul:

Vue les caractéristiques de nos sous bassins et les conditions de validité des méthodes rationnelle superficie importante  $A= 37$  ha avec reste acceptables tant que le coefficient de ruissellement et le cheminement hydraulique au sein de cette surface élémentaire  $A_i$  sont les mêmes par rapport à la méthode superficielle. On opte pour la méthode rationnelle car :

- Les bassins sont faiblement urbanise
- Surface du bassins présenté la coefficient de ruissèlement est hémogénies alors la méthode superficiel mal adapte.
- Absence d'information actualisée sur la méthode de Caquot.

## Organisation de chantier

**Tableau III. 6 : Evaluation des débits pluviale et le débit total pour chaque rejet.**

<i>Bassin urbain</i>	superficie (ha)	Cri	Q pluvial(l/s)	Q pluvial (m3/s)	Q total (m3/s)
<b>BU1 (Ouled mendil)</b>	<i>37</i>	<b>0.60</b>	<b>1421.17</b>	<b>1.42117</b>	<b>1.446</b>
<b>BU2 (Sidi M'Hamed)</b>	<i>11</i>	<b>0.71</b>	<b>495.99</b>	<b>0.49599</b>	<b>0.512</b>
<b>BU3 (Tessala Elmardja)</b>	<i>18</i>	<b>0.81</b>	<b>901.8</b>	<b>0.9018</b>	<b>0.945</b>
<b>BU4 (Karar + casarne)</b>	<i>7</i>	<b>0.82</b>	<b>350.7</b>	<b>0.3507</b>	<b>0.370</b>
<b>BU5 (Sidi Aid)</b>	<i>4</i>	<b>0.27</b>	<b>180.36</b>	<b>0.18036</b>	<b>0.187</b>
<b>BU6 (Sud Douera)</b>	<i>14.8</i>	<b>0.71</b>	<b>667.332</b>	<b>0.667332</b>	<b>0.688</b>
<b>BU7(Ramdania)</b>	<i>20</i>	<b>0.71</b>	<b>901.8</b>	<b>0.9018</b>	<b>0.928</b>
<b>BU8 (Ksaria)</b>	<i>17.4</i>	<b>0.70</b>	<b>784.566</b>	<b>0.784566</b>	<b>0.808</b>
<b>BU9 (DKAKNA ET MED BEN MED)</b>	<i>24.4</i>	<b>0.70</b>	<b>1100.196</b>	<b>1.100196</b>	<b>1.144</b>
<b>BU10 (Boumnir)</b>	<i>8</i>	<b>0.61</b>	<b>454.24</b>	<b>0.45424</b>	<b>0.463</b>
<b>BU11(Sidi Abed I)</b>	<i>3</i>	<b>0.60</b>	<b>170.34</b>	<b>0.17034</b>	<b>0.193</b>
<b>BU12(Taib Djaghlali)</b>	<i>9</i>	<b>0.60</b>	<b>511.02</b>	<b>0.51102</b>	<b>0.519</b>
<b>BU13(Houche Raguig)</b>	<i>10</i>	<b>0.27</b>	<b>450.9</b>	<b>0.4509</b>	<b>0.453</b>
<b>BU14 (Sidi Abed II)</b>	<i>5</i>	<b>0.78</b>	<b>225.45</b>	<b>0.22545</b>	<b>0.236</b>
<b>BU15 Sidi Abdallah)</b>	<i>10.5</i>	<b>0.30</b>	<b>473.445</b>	<b>0.473445</b>	<b>0.506</b>
<b>BU16</b>	<i>12</i>	<b>0.23</b>	<b>541.08</b>	<b>0.54108</b>	<b>0.543</b>
<b>BU17</b>	<i>4</i>	<b>0.26</b>	<b>180.36</b>	<b>0.18036</b>	<b>0.181</b>
<b>BU18</b>	<i>8</i>	<b>0.25</b>	<b>360.72</b>	<b>0.36072</b>	<b>0.362</b>
<b>BU19</b>	<i>7</i>	<b>0.25</b>	<b>315.63</b>	<b>0.31563</b>	<b>0.317</b>
<b>BU20 (D.Mouhouce)</b>	<i>20</i>	<b>0.23</b>	<b>768.2</b>	<b>0.7682</b>	<b>0.770</b>
<b>BU21</b>	<i>7</i>	<b>0.27</b>	<b>315.63</b>	<b>0.31563</b>	<b>0.317</b>
<b>BU22</b>	<i>7</i>	<b>0.27</b>	<b>315.63</b>	<b>0.31563</b>	<b>0.317</b>
<b>BU23</b>	<i>4.2</i>	<b>0.6</b>	<b>161.322</b>	<b>0.161322</b>	<b>0.165</b>
<b>BU24 (Zatria, El Djoumaia)</b>	<i>10</i>	<b>0.71</b>	<b>450.9</b>	<b>0.4509</b>	<b>0.466</b>
<b>BU25</b>	<i>9</i>	<b>0.27</b>	<b>405.81</b>	<b>0.40581</b>	<b>0.407</b>

Suite le **tabeleau III.6**

<i>Bassin urbain</i>	<b>superficie (ha)</b>	<b>Cri</b>	<b>Q pluvial(l/s)</b>	<b>Qplu (m3/s)</b>	<b>Q total (m3/s)</b>
<b>BU26</b>	<b>5</b>	<b>0.27</b>	<b>225.45</b>	<b>0.22545</b>	<b>0.226</b>
<b>BU27(Haouche Mongeau)</b>	<b>32</b>	<b>0.27</b>	<b>1442.88</b>	<b>1.44288</b>	<b>1.449</b>
<b>BU28 ((Hadadou)</b>	<b>8</b>	<b>0.27</b>	<b>360.72</b>	<b>0.36072</b>	<b>0.362</b>
<b>BU29(Gnafda)</b>	<b>6</b>	<b>0.26</b>	<b>270.54</b>	<b>0.27054</b>	<b>0.272</b>
<b>BU30 (Hamissi)</b>	<b>10</b>	<b>0.26</b>	<b>450.9</b>	<b>0.4509</b>	<b>0.453</b>

Avec : débit total ( $Q_{total}$ ) = débit pluvial( $Q_{pluvial}$ ) + débit de pointe usée ( $Q_p$  usée)

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons déterminé les débits de rejet de cette agglomération de différentes natures domestique, d'équipement industriel et pluvial avec considérant les paramètres aidant pour le calcul. On remarque que le débit d'eau usée presque négligeable par rapport le débit d'eau pluviale.

Chapitre IV :  
Dimensionnement du collecteur  
projeté

## **Introduction :**

Dans ce chapitre on a choisi la variante principale, le dégagement d'un schéma de collecte sous forme d'une configuration qui soit la plus avantageuse aux problèmes posés par la nature du terrain, et en tenant compte des critères technico-économiques, sans pour autant négliger l'exploitation, Après avoir estimé tous les débits à évacuer au niveau de la zone d'étude, on va procéder au dimensionnement des collecteurs et de l'ensemble des ouvrages qui seront appelés à acheminer ces eaux vers la station d'épuration prévue à l'amont de Oued Mazafran dans les meilleures conditions que possibles

Généralement dimensionnement de la conduite de refoulement est basé sur deux aspects qui sont liés entre eux, le premier aspect est un aspect technique et le deuxième est un aspect économique, et dimensionnement de la station de relevage, que ce soit les pompes, les moteurs, les équipements auxiliaires, ainsi que le dimensionnement de la conduite d'aspiration.

## **IV.1 VARIANTES D'AMENAGEMENT :**

On à l'objet de l'étude est la collecte et l'acheminement des eaux usées de la zone d'étude située dans le versant de Mazafran Nord vers la nouvelle station d'épuration de Zeralda.

Ainsi, nous proposons deux (03) variantes d'aménagement appropriées au développement urbanistique de la zone d'étude, la quatrième variante étant proposée :

### **IV.1.1 Choix du tracé :**

Le choix du tracé doit se faire en tenant compte des points suivants :

- Avoir un itinéraire aussi directe que possible ;
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs ;
- Eviter la multiplication des ouvrages couteux ou fragiles (traversée de rivière, route, chemin de fer etc...);
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés ;
- Eviter les terrains privés ;
- Eviter les contre pente qui donne des cantonnements d'air ;
- Le tracé sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long

idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butés importantes ;

- Certain terrains accidentés oblige à avoir un tracé ou l'adduction sera mixte (refoulement- gravitaire). Dans ce cas nous devrions toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

### **IV.1.2 Choix du site d'implantation des stations de pompage**

- La station doit être éloignée des zones d'habitations et des aérodromes.
- Le choix d'implantation doit se faire de telle sorte à avoir le moins de refoulement possible pour diminuer les pertes de charge et la consommation d'énergie ;
- Eviter les zones inondables et les zones sismiques ;
- Eviter les terrains privés et agricoles.

### **IV.1.3 variantes d'aménagements :**

Le choix du tracé et l'emplacement des stations de pompage est suivant les critères cités précédemment.

### **VI.1.3.1 Variante N°1 :**

Cette variante consiste à projeter (fait par PEHG) :

- un système de collecteurs qui prendra en charge les quartiers situés en amont de l'oued Thletha (Communes Tessala Merdja, Sud de Douera, et le Sud de Mahelma).
- Un collecteur qui débute au niveau du Sidi M'Hamed, sillonne l'oued Thletha, traverse la route N°1 puis passera par les domaines Djoughalal, Reguig Tayebi et le domaine Ben mohamed, en suite il traverse la ville de Ben Chaabene et abouti à l'oued Mazafran de 19430 mètre linéaire gravitaire pour se raccorder dans une station de relevage projetée, en suite refoulement de 950 mètre linéaire jusqu'à la nouvelle station d'épuration de zeralda (en cours de réalisation). Les eaux épurées seront rejetées directement dans l'oued Mazafran.
- La projection de regard avant chaque raccordement de collecteurs secondaires sur le collecteur principal et chaque 80 m, ainsi le schéma comme dessous :



Figure IV.1 représente la variante 1 de l'acheminement de collecte d'eaux usées



### **VI.1.3.2 Variante N°2 :**

Cette variante consiste a projetée : (Variante de PEHG)

- un collecteur qui débute au niveau du Sidi M'Hamed, sillonne l'oued Thletha, traverse la route N°1 puis passe par les domaines Djoughalal, Reguig Tayebi et le domaine Ben Mohamed, jusqu'à la limite administrative de la commune de Tessela El Mardja avec la commune de Boufarik
  - Projeter une station de relevage au niveau de la limite administrative de la commune de Tessela El Mardja avec la commune de Boufarik à proximité de l'Oued Tlatha à environ 1 km avant la ville de Ben Chaabene.
  - Une conduite de refoulement d'un linéaire de 6600m, pour évacuer les eaux usées refoulées par la station de relevage projetée jusqu'à une chambre de regard située au niveau de Haddadou.
- Un collecteur gravitaire prend naissance à partir de la chambre de regard longe la route nationale N°37, puis l'Oued Mazafran.
- Une station de relevage à proximité de la station d'épuration de Mazafran pour refouler les eaux usées qui proviennent du collecteur projeté vers la chambre de dissipation au niveau de la station d'épuration de Zeralda à travers d'une conduite de refoulement d'un linéaire de 500 m.
  - La projection de regard avant chaque raccordement de collecteurs secondaires sur le collecteur principal.

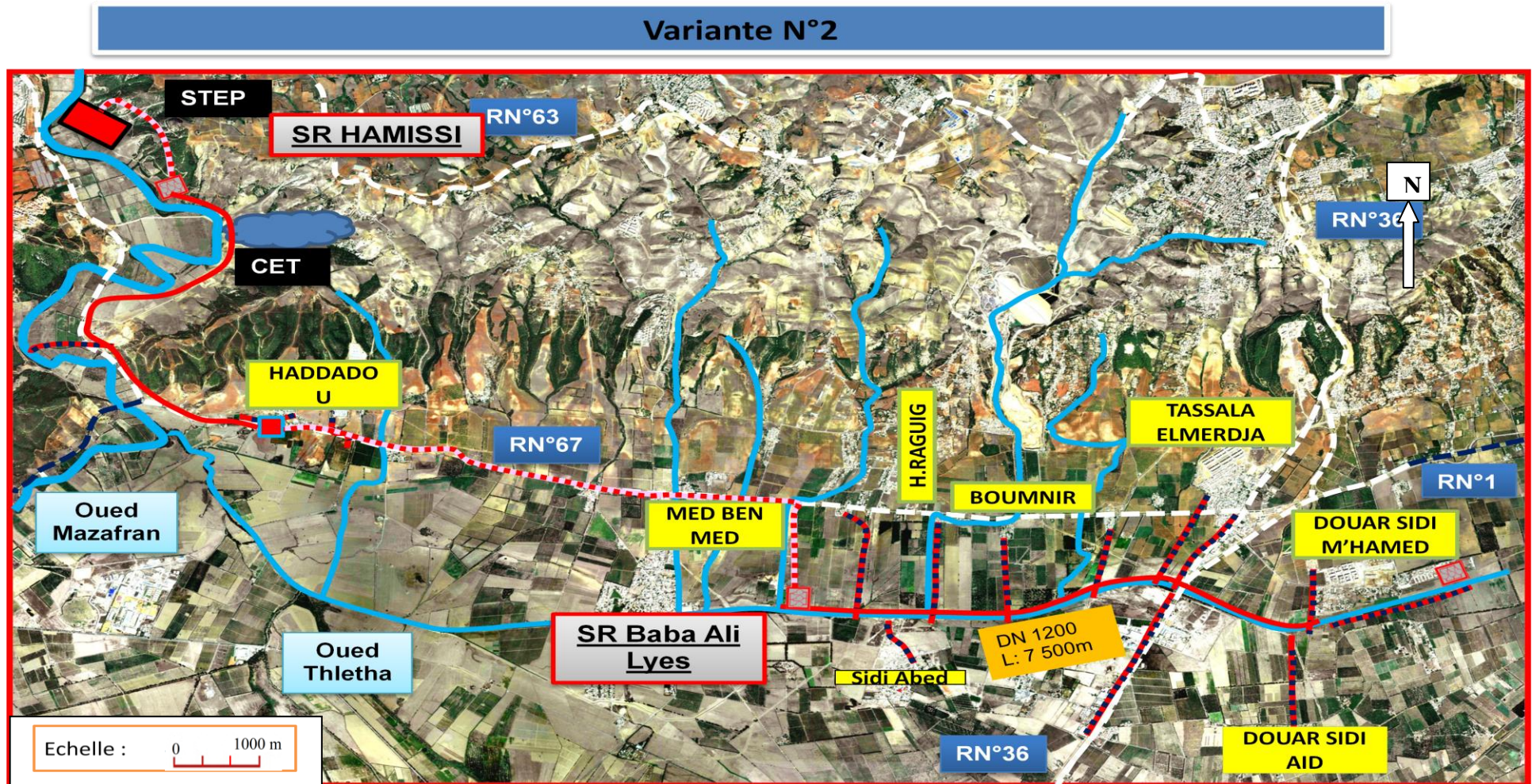


Figure IV.2 représente la variante 2 de l'acheminement de collecte d'eaux usées

### **VI.1.3.3 Variante N°3 :**

Cette variante consiste à projeter : (Variante de SEAAL)

-Deux collecteurs principaux pour la collecte et de transfert des eaux usées vers la station d'épuration de Zeralda:

Le collecteur Mazafran Nord suivra la route nationale N°67 de l'Est vers l'Ouest sur une distance de près de 13,7 km. Il aboutira à un poste de refoulement (SPM2) qui refoulera les débits de temps sec et de petites pluies vers la station d'épuration sur une distance de 5,1 km.

Le collecteur Mazafran Sud, d'une longueur de 8,5 km, longera l'oued Theltha (affluent de l'oued Mazafran) jusqu'à un poste de refoulement (SPM1) qui transfèrera les eaux vers le collecteur Mazafran Nord précédemment mentionné.

#### **Note :**

D'après le profil en long, cette variante est difficilement réalisable à cause de la topographie du terrain accidenté (pentes défavorables) et exige des profondeurs de regards très importantes supérieures à 10m

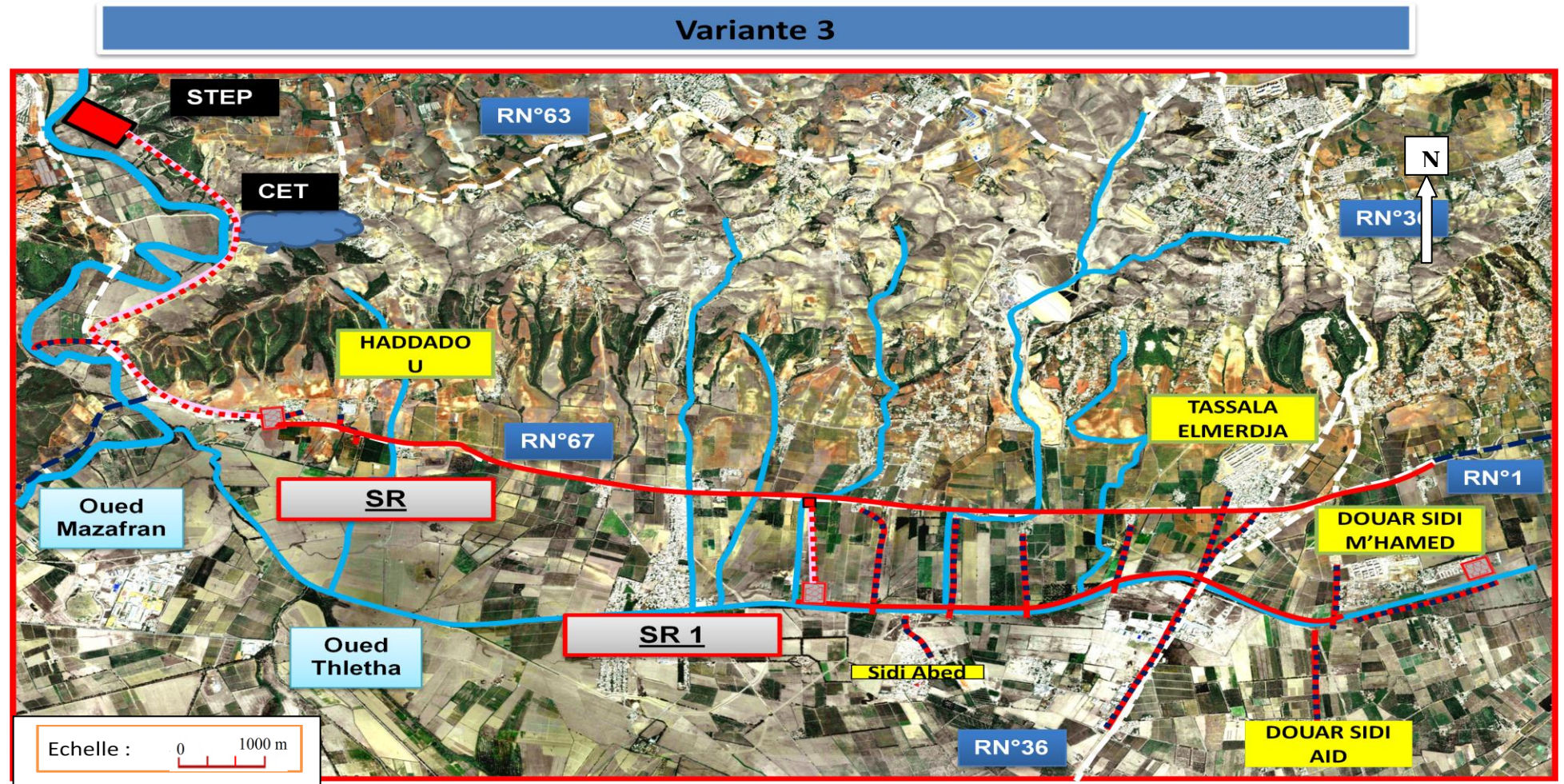


Figure IV.3 représente la variante 3 de l'acheminement de collecte d'eaux usées

### IV.1.3.4 Comparaison entre les variantes

Tableau IV.1 : représente la comparaisent entre les variantes

Variante N°	Avantage	Inconvénient
I	- Permet de prendre en charge tous les rejets de la zone d'étude	- Pente faible ; diamètre important. - tracé du collecteur se fait dans le territoire de la Wilaya de Blida sur un linéaire de 15 Km
II	- Permet d'éviter le passage dans le territoire de la Wilaya de Blida	-nécessite des stations de relevage supplémentaire -Couteux, et consommateur d'énergie
III	Permet de prendre en charge tous les rejets de la zone d'étude	- Tracé difficilement réalisable

Après avoir étudié tous les résultats du diagnostic des rejets des eaux usées qui se déversent dans les oueds existant dans la zone d'étude, Nous avons proposé ce qui suit :

- un système de collecteurs qui prendra en charge les quartiers situés en amont de l'oued Thletha (Communes Tessala Merdja, Sud de Douera, et le Sud de Mahelma).

D'après l'analyse des variantes était basé sur des critères économiques et techniques, de ce fait on a opté pour Variante N°1 : Cette variante consiste à projeter Un collecteur qui débute au niveau du Sidi M'Hamed, sillonne l'oued Thletha, traverse la route N°1 puis

## Dimensionnement du collecteur projeté

---

passera par les domaines Djoughalal, Reguig Tayebi et le domaine Ben mohamed, en suite il traverse la ville de Ben Chaabene et abouti à l'oued Mazafran pour se raccorder dans une station de relevage projetée, en suite refoulement jusqu'à la nouvelle station d'épuration de zeralda (en cours de réalisation). Les eaux épurées seront rejetées directement dans l'oued Mazafran.

### **IV.2. Dimensionnement la variante retenue (variante N°1) :**

Après avoir estimé tous les débits à évacuer au niveau de les communes , on va procéder au dimensionnement des collecteurs et de l'ensemble des ouvrages qui seront appelés à acheminer ces eaux vers la station d'épuration de Zeralda.

#### **IV.2.1 Dimensionnement conduite gravatière :**

Parfois et si la topographie du terrain le permet, l'évacuation des débits se fait gravitairement pour des raisons économiques (énergie) et des raisons d'entretien et d'exploitation, de ce fait on va s'intéressé dans cette partie au dimensionnement des conduites gravitaires ainsi qu'aux paramètres hydrauliques.

##### **IV.2.1.1 Choix du matériau des conduites gravitaires :**

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. [4]

##### **i) Matériau des canalisations :**

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leur matériau constitutif et leur destination.

##### **A) Conduite en fonte :**

Ce type de conduite a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole utilisent couramment ce type de matériel pour évacuer les eaux usées industrielles.[4]

### **B) 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.

### **C) 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).

L'armature formant la conduite en béton armé se compose :

- De génératrices disposées en parallèle. On peut parfois rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose.
- De cerces disposées de telle façon à former des grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 cm les unes des autres.
- Les conduites type BONNA comportent en plus des armatures, une âme en tôle pour assurer l'étanchéité et augmenter la résistance de la conduite.[4]

### **D) Conduites en grés artificiels :**

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 par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce type de canalisation est recommandée dans les zones industrielles.[5]

### **E) Conduite 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.

### **F) conduite en matières plastique**

On distingue :

- les conduites en matières thermodurcissables.
- les conduites en matières thermoplastiques.

Elles présentent les caractéristiques suivantes

- Résistance aux chocs.
- Résistance au gel.
- Résistance à la corrosion chimique.
- Adaptation à la déformation.
- Facilité de pose et de transport.

### ii) **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.

Dans ce projet, les conduites utilisées seront en béton armé de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent :

- Etanchéité primordiale.
- Résistance aux attaques chimiques.
- Bonne résistance mécanique.
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- La disponibilité sur le marché national.

### **IV.2.1. 2 Conditions d'écoulement**

L'écoulement dans cette partie est gravitaire, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, cette partie concerne le raccordement entre les déversoirs d'orage projeté au niveau de chaque rejet et les stations de pompage, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites. [6]

La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement décantable. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions d'auto curage qui est de l'ordre :

au moins 0,6 m/s pour le un dixième du débit de pleine section.

au moins 0,3 m/s pour le un centième du débit de pleine section.



## Dimensionnement du collecteur projeté

---

Si cette vitesse n'est pas respectée, 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, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles. Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m / s à pleine section.

### IV.2.1.3 Mode de calcul :

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau, on définit les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau (m).

- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m<sup>2</sup>).

- Rayon hydraulique (Rh) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé(m).

- Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m<sup>3</sup>/s) et la section (m<sup>2</sup>).

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

$$Q = V.S \quad (IV -1)$$

Avec :

Q : Débit (m<sup>3</sup>/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m<sup>2</sup>).

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule de CHEZY qui nous donne la vitesse moyenne :

$$V = C\sqrt{R_h \cdot I} \quad (IV -2)$$

Où :

I : Pente du collecteur (m/m).

## Dimensionnement du collecteur projeté

---

$R_h$  : Rayon hydraulique (m)

C: Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87.R_h}{\delta + \sqrt{R_h}} \quad (\text{IV -3})$$

D'où on tire l'expression du débit :

$$Q = \frac{87.R_h}{\delta + \sqrt{R_h}} .S.\sqrt{I} \quad (\text{IV -4})$$

$\delta$  : Coefficient de BAZIN qui dépend de la nature des parois.

Le procédé de calcul se fait comme suivant :

Avec la pente et le débit on tire de l'abaque 1 en annexe le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite on calcule les rapports :

$$- R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}} \text{ . rapport des débits} \quad (\text{IV- 5})$$

$$- R_V = \frac{V}{V_{PS}} \text{ . rapport des vitesses} \quad (\text{IV - 6})$$

$$- R_h = \frac{h}{D} \text{ . rapport des hauteurs} \quad (\text{IV - 7})$$

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. ( $m^3/s$ )

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

h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

$Q_{ps}$  : Débit de pleine section ( $m^3/s$ )

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

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

### **IV.2.1.4 présentation des variantes du schéma directeur :**

Le tracé du réseau d'assainissement devra finalement comprendre un schéma à long terme sans oublier la réservation du terrain à l'implantation des ouvrages.

Le réseau d'assainissement sera constitué de collecteurs principaux sur lesquels viennent se brancher des collecteurs secondaires. L'implantation des différents collecteurs sera faite dans l'axe des voies existantes lorsque les habitations y sont implantées des deux côtés de la voie sinon le collecteur sera implanté sur l'accotement le moins encombrées de conduites ou autres câbles électriques ou téléphoniques.

Notre agglomération à des voiries non compliquée alors le choix de la variante est limité.

On procède une seule variante présentée par un schéma à zone étagé pour minimise le diamètre du collecteur.

## Dimensionnement du collecteur projeté

**IV.2.1.5 Hypothèse de calcul :** Avant de procéder au calcul hydraulique, on considère les hypothèses suivantes :

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

**IV.2.1.6 Résultats de calcul dans tableau :**

**Tableau IV.2 Dimensionnement de collecteur gravitaire :**

<i>N° CONDUITE</i>	<i>I (m/m)</i>	<i>Qt (m3/s)</i>	<i>Dcal (mm)</i>	<i>Dnor (mm)</i>	<i>Vps (m/s)</i>	<i>Qps (m3/s)</i>	<i>Qmin (m3/s)</i>	<i>Rq</i>	<i>Rqmin</i>	<i>Rv</i>	<i>Rvmin</i>	<i>Rh</i>	<i>V (m/s)</i>	<i>Vmin (m/s)</i>	<i>H (mm)</i>	<b>auto curage</b>
RA_RB	0.004	0.699	755	800	1.62	0.815	0.0815	0.857	0.100	1.109	0.661	0.712	1.80	1.07	570	vérifie
RB_RC	0.004	3.460	1376	1400	2.36	3.626	0.3626	0.954	0.100	1.121	0.661	0.801	2.64	1.56	1122	vérifie
RC_RD	0.004	3.923	1442	1500	2.47	4.359	0.4359	0.900	0.100	1.115	0.661	0.748	2.75	1.63	1122	vérifie
RD_RE	0.0039	4.442	1518	1600	2.54	5.112	0.5112	0.869	0.100	1.111	0.661	0.721	2.82	1.68	1154	vérifie
RE_RF	0.0039	4.895	1574	1600	2.54	5.112	0.5112	0.957	0.100	1.121	0.661	0.805	2.85	1.68	1288	vérifie
RF_RG	0.0039	5.324	1625	1800	2.75	6.999	0.6999	0.761	0.100	1.098	0.661	0.647	3.02	1.82	1165	vérifie
RG_RH	0.0066	11.065	1937	2000	3.84	12.059	1.2059	0.918	0.100	1.117	0.661	0.764	4.29	2.54	1529	vérifie
RH_RI	0.009	14.918	2044	2500	5.20	25.531	2.5531	0.584	0.100	1.047	0.661	0.553	5.45	3.44	1382	vérifie
RI_RJ	0.005	14.918	2282	2500	3.88	19.030	1.9030	0.784	0.100	1.101	0.661	0.661	4.27	2.56	1653	vérifie
RJ_RK	0.0030	16.004	2578	2500	3.00	14.740	1.4740	1.086	0.100	1.079	0.661	0.949	3.24	1.99	2372	vérifie
RK_RL	0.005	16.004	2343	2500	3.88	19.030	1.9030	0.841	0.100	1.107	0.661	0.700	4.29	2.56	1749	vérifie
RL_RM	0.0078	16.004	2155	2500	4.84	23.768	2.3768	0.673	0.100	1.081	0.661	0.600	5.24	3.20	1501	vérifie
RM_SP	0.005	16.004	2343	2500	1.62	0.815	0.0815	0.857	0.100	1.109	0.661	0.712	1.80	1.07	570	vérifie

### IV.2.2 Dimensionnement station de relevage de Hamissi :

Pour compléter notre système d'évacuation, il nous reste à dimensionner les stations de pompage Hamissi SPH (champs de tir), ainsi que tous les équipements auxiliaires qui vont avec.

#### IV.2.2.1 Rôle des Stations de pompage

L'écoulement en assainissement se fait généralement gravitairement (à surface libre) pour des raisons économiques, technique et pour des raisons d'exploitation, cependant des contraintes peuvent être rencontrés sur terrain (exemple : terrain accidenté, terrain plat risque de sur profondeur) tel que l'évacuation ne pourra se faire gravitairement, on a recours alors à des systèmes de pompage.

Précision de vocabulaire : On distingue par tradition dans les stations de pompage d'assainissement :

- Les stations de relèvement qui ne comportent pas de canalisation de refoulement en sortie de station, ou un refoulement de longueur très réduite (quelques mètres) ;
- Les stations de refoulement qui comportent une canalisation de refoulement en sortie de station.

#### IV.2.2.2 Particularités des stations de pompage eaux usées

Les stations de pompage assainissement (eaux usées et eaux pluviales) présentent les principales particularités suivantes:

- les stations sont très Souvent implantées en milieu urbanisé;
- le niveau d'aspiration des pompes se situe en général à quelques mètres au-dessous du niveau du sol ;
- les possibilités de stockage des eaux à pomper sont généralement relativement réduites si l'on veut limiter les risques de dépôts dans les bâches de pompage et leurs d'alimentation, ce qui rend les conditions de régulation de ces stations (nécessité d'un pompage« au fil de l'eau ») différentes de celle des stations de pompage des systèmes d'alimentation en eau potable;
- enfin et surtout, les eaux pompées présentent des caractéristiques très différentes des eaux traitées ou eaux brutes du fait que ces eaux peuvent

## Dimensionnement du collecteur projeté

---

contenir des déchets de toutes natures, des matières flottantes, en suspension ou en charriage, une partie de ces matières étant susceptibles de se déposer et de fermenter en dégageant de l'hydrogène sulfuré H<sub>2</sub>S. [2]

### A. conception générale

En liaison avec la nature des eaux pompées, deux ensembles de points sont essentiels dans la conception des stations de pompage assainissement:

- La bêche d'aspiration qui doit permettre une alimentation hydrauliquement satisfaisante des groupes électropompes (absence de vortex de surface ou de paroi à l'aspiration, rotation limitée), et limiter les possibilités de dépôts;
- Les équipements qui doivent être adaptés pour ces types de stations, et en particulier:
  - ✓ types de pompes et de roues, ces dernières devant présenter un risque réduit de colmatage ou blocage, d'usure, tout en fournissant le rendement le plus élevé possible en service dans le temps;
  - ✓ les autres équipements hydrauliques et de régulation dont le fonctionnement ne doit pas être altéré par les caractéristiques particulières des eaux (matières transportées, corrosivité...). [6]

### B. intégration des stations dans l'environnement

La plupart des stations de pompage assainissement se situent en milieu urbanisé et la nature des eaux pompées pouvant être une source supplémentaire de nuisances, des dispositions particulières doivent être prises au niveau de leur conception générale et de leurs équipements.

#### a. Bruits et vibration

Le niveau de l'eau à pomper se trouvant généralement au-dessous du niveau du sol, les groupes électropompes, à l'origine de l'essentiel des bruits et vibrations de la station, sont installés avec une aspiration en charge et disposés par conséquent au-dessous du niveau du sol.

Cette disposition « enterrée » des groupes de pompage est favorable pour limiter le risque de propagation de bruits et vibrations, d'autant plus que l'utilisation assez générale de groupes électropompes immergées noyées dans la fosse d'aspiration est de nature

à réduire que Si nécessaire, il est installé des manchons souples antivibratiles et des supports élastiques pour limiter la diffusion par les canalisations au génie civil. [6]

### **b. Odeurs**

Une station de pompage assainissement peut être la source d'émission de mauvaises odeurs ayant pour origine le développement de fermentations des eaux et des dépôts ayant lieu à l'intérieur même de la station mais, le plus souvent et de façon plus marquée, dans le réseau amont de la station. [6]

Ces fermentations sont dangereuses pour le personnel d'exploitation (gaz pouvant être mortel) et pour l'intégrité des installations (corrosion) doivent faire l'objet de mesures et dispositions destinées à en limiter les effets. [6]

### **C. Groupe électropompe**

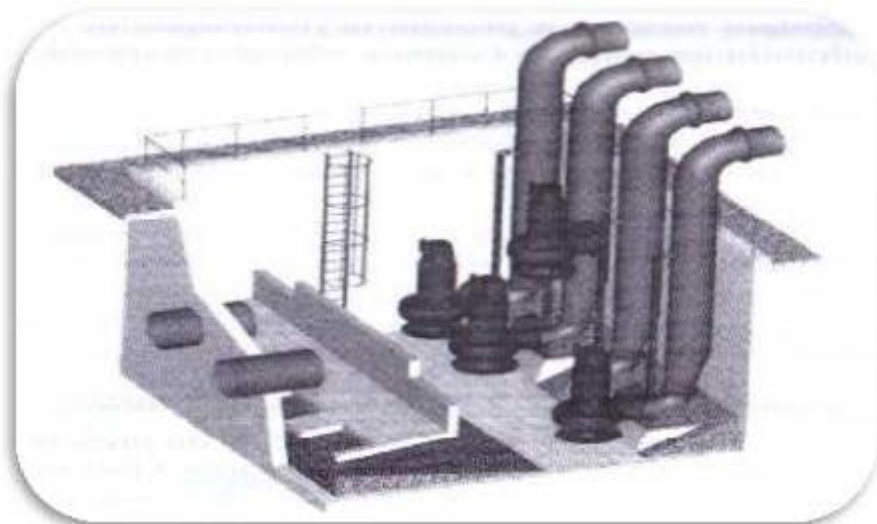
Les groupes électropompes utilisés actuellement en assainissement sont pour l'essentielle de trois type :

- Les groupes électropompes assainissement type submersibles, ceux-ci pouvant, suivant leur conception, être effectivement immergés dans la bêche d'aspiration ou disposés dans une fosse sèche accolée à cette bêche, cette dernière disposition n'étant pratiquement plus mise en œuvre dans les nouveaux projets ;
- Les groupes a vis d'Archimède, essentiellement pour les faibles hauteurs et les forts débits, et en extrémité de réseau pour un relèvement vers une station de traitement des eaux usées ou pour un rejet final dans le milieu récepteur (cas fréquents des pluviales) ;
- Les groupes électropompes classiques en fosse sèche, du type de ceux utilisés pour les eaux traitées ou les eaux brutes, spécialement pour les débits très importants.

Ces types de groupes électropompes classiques en fosse sèche ne sont plus guère utilisés actuellement pour de nouveaux projets, car leur hydraulique est souvent mal adapté à la problématique du pompage des eaux usées mais surtout pour des raisons de coûts lié à la conception même de ce type de station et à l'infrastructure nécessaire pour en assurer l'exploitation. Plus la station est de petite taille et plus le constat n'est évident. Il reste donc les machines de grande taille dont les performances (H,Q) sont hors catalogue des constructeurs de pompes submersibles de fabrication standard. [6]

- **Groupe électropompes assainissement type submersible immergé**

Les groupes électropompes assainissement type submersible sont des machines de construction monobloc, compactes et robustes, équipées d'hydrauliques bien adaptées au pompage des eaux usées. Cette technique est maintenant dans l'ensemble parfaitement maîtrisée par les constructeurs qui proposent des solutions innovantes pour fournir des équipements pour les différentes conditions de pompages des eaux usées, pour en faciliter la maintenance et réduire le coût d'exploitation (énergie et interventions). [6]



**Figure IV. 1 : Groupe électropompe assainissement type submersible immergée.**

#### **D. Avantages des stations submersibles immergées :**

- Simplification de la conception et de la réalisation des travaux de génie civil, ce qui se traduit par un moindre coût des investissements ;
- Possibilité de suppression de superstructure ;
- Equipement hydraulique simplifié (en effet, pas de tuyauterie d'aspiration) ;
- Branchement électrique et mise en service simplifiés ;
- Incitation à l'utilisation de matériel de haute qualité ;
- Rapport d'interchangeabilité et de mise en œuvre (surtout pour les petits groupes submersibles) ;
- Réduction du bruit ;
- Grande hauteur de refoulement ;
- Réduction de l'encombrement ;



- Fonctionnement à sec. [6]

### **Remarque :**

On a opté pour des stations submersibles immergées pour les avantages sur cité ainsi pour que la réduction des bruits car ces stations seront implantés dans des endroits proches des agglomérations. En ce qui concerne les odeurs on adoptera plus tard un dispositif de lutte contre ces odeurs.

### **F. Equipements hydrauliques en amont et en aval des pompes : [7]**

Dans chaque station de pompage on distingue des équipements principaux tel que : les pompes, moteurs principaux, robinets vannes, clapet anti-retour...etc.

Les équipements secondaires (auxiliaire) comportent : les pompes d'incendie, système de levage et de manutention, etc. (voir chapitre : protection et sécurité du travail).

#### **F.1 Equipements en amont :**

On amont des pompes, on a seulement

- ✓ les conduites d'aspiration
- ✓ les robinets vannes
- ✓ les convergents
- ✓ les joints

#### **F.2 Equipements en aval :**

Les équipements du coté refoulements sont :

- ✓ les tuyaux de refoulement
- ✓ les robinets vannes
- ✓ les clapets anti- retour
- ✓ les divergents
- ✓ les joints.

### IV.2.2.3 Définitions et Conditions techniques :

Pour le choix des équipements cités au dessus il faut tenir compte des exigences suivantes :

- Il est largement conseillé de projeter la canalisation en acier pour des considérations tant techniques qu'économiques.
- Nombre de conduites d'aspiration doivent être logiquement égale à celui du nombre de pompes.
- La longueur de la conduite d'aspiration doit être la plus courte possible (<5m), elle doit être conçue de façon à éviter les coudes, et elle doit relier le plan d'aspiration à l'entrée de la pompe en présentant une pente de 5% (au minimum).
- La vanne montée à l'aspiration de la pompe pour les travaux d'entretien ou de démontage sans arrêter les pompes. Elle sert aussi au réglage des débits.
- Espacement entre les conduites d'aspiration est égale à  $(1,5 \div 2)$  fois le diamètre
- Une attention particulière sera donnée au joints afin de supprimer toutes possibilités des fuites, en générale on préfère les joints soudés, pour les raccordements sur les appareillages, (vanne, pompe, clapet) on utilisera les joints a brides pour l'entretien ou réparation des appareillages.

Le convergent permet d'avoir une accélération progressive de l'écoulement, favorisant ainsi la bonne répartition des vitesses à l'entrée de la pompe au lieu d'une variation brusque du diamètre qui engendre une perte de charge singulière, donc, sa longueur est déterminée par :

$$L_c = (3.5 - 4) (D_{asp} - d_a)$$

Où :  $D_{asp}$  : diamètre de la conduite d'aspiration

$d_a$  : diamètre d'entrée de chaque pompe

- Contrairement à ce qui se passe à l'aspiration, la vitesse de l'eau à la sortie de la pompe peut être (3-7) m/s, par conséquent il faut ralentir l'écoulement afin de garder une vitesse dans la plage des vitesses admissibles en plaçant un divergent.

La longueur du divergent est déterminée par :

$$L_d = (3.5 - 4) (D_r - d_r)$$

## Dimensionnement du collecteur projeté

Où :  $D_r$  : diamètre de refoulement (sortie du divergent).

$d_r$  : diamètre de refoulement de la pompe

- Après chaque pompe, on place un clapet anti-retour dont le rôle sera d'empêcher l'inversion de l'eau lors de l'arrêt de la pompe.

Les vannes d'isolement à l'intérieur de la chambre des vannes permettent le démontage de la pompe ou du clapet sans arrêter les autres pompes.

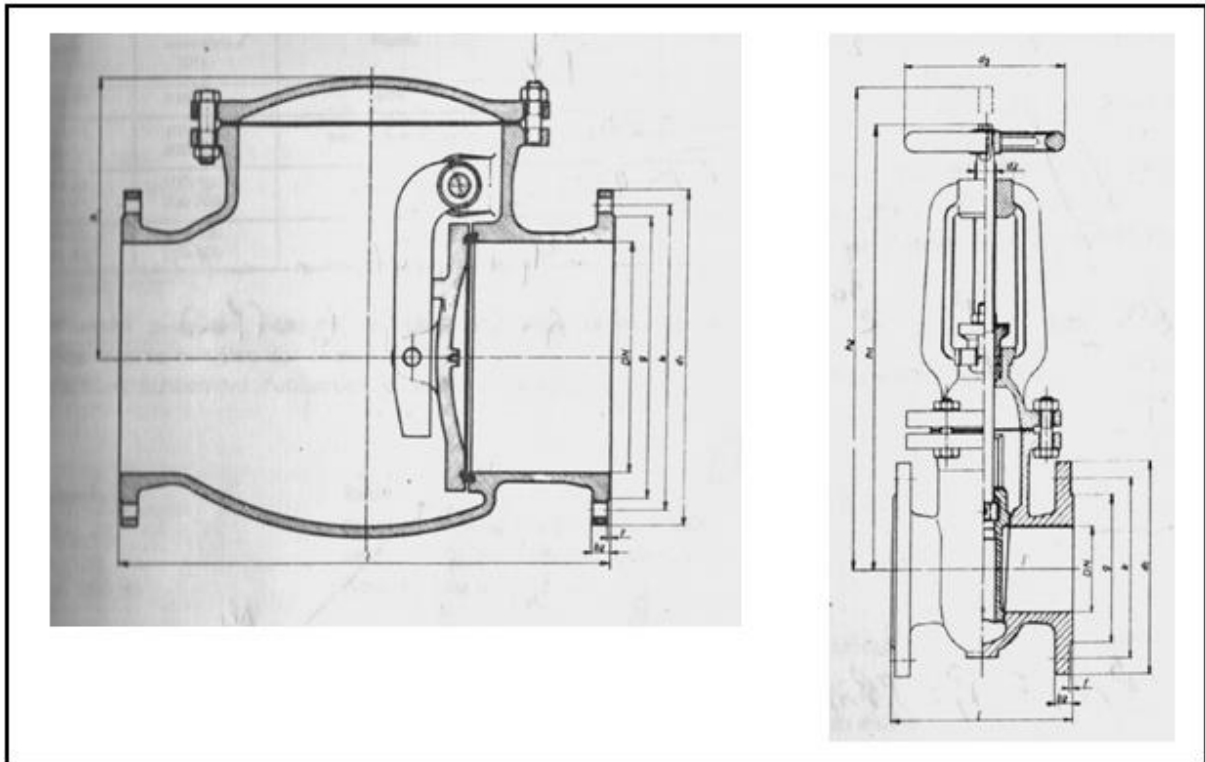


Figure IV- 2 : clapet anti-retour et robinet vanne.

### IV.2.3 le dimensionnement :

Le dimensionnement de la station est basé généralement sur l'encombrement des équipements qu'elle abrite, à cela s'ajoute une surface de réparation, qui se calcule par considération de l'équipement le plus encombrant. Il faut tenir compte aussi de normaliser les dimensions et l'espacement entre les groupes soit standard.

### IV.2.3.1 Consignes a respecté lors du dimensionnement: [8]

#### a) Disposition des groupes :

Les consignes de sécurité dans les installations électriques et les stations de pompage recommandent de respecter un passage admissible de 1m au moins entre les rangs des groupes.

On dispose sous chaque groupe un socle dont les dimensions sont supérieures a celle des pompes.

#### b) Disposition des conduites :

En conformité avec les règles de sécurité du travail, les installations des conduites doivent être de 50cm au moins sur le plancher

### IV.2.3.2 Choix du nombre et du type de pompes

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit demandé tel que  $N = n_p + n_{ps}$

Où : N: nombre de pompes installées,  $n_{ps}$ : nombre de pompe de secours.

$n_p$ : nombre de pompe de fonctionnement

Le nombre des pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installées, pour un nombre inférieur à 4 comme dans notre cas le nombre de pompes de secoure est égale à 1.

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station, ce qui rendra les dimensions de la station plus raisonnables et le fonctionnement des pompes se fait avec une certaine souplesse.

Les pompes choisies doivent répondre aux conditions suivantes :

- assurer la hauteur et le débit calculé ;
- assurer le rendement maximal de la pompe ;
- NPSHr (la hauteur requis de pompe) minimum ;
- Puissance absorbé minimum ;
- être d'un poids minimum possible ;
- présenter une forme peu encombrante. ;

## Dimensionnement du collecteur projeté

---

-répondre aux normes de construction de la station de pompage la plus économique.

Pour le choix du type de pompe on a utilisé un logiciel de sélection de pompe KSB

### a) Calcul de la hauteur d'élévation:

La hauteur d'élévation se calcule comme suivant :

$$H_{cal} = H_g + \sum h_p$$

**H<sub>g</sub>** : la hauteur géométrique entre la cote de refoulement et la cote d'arrivée au regard existant.

La cote du regard est :  $\nabla PBE = 16.00 \text{ m}$

Avec:

$$H_g = \nabla_{max} - \nabla PBE \quad \text{AN: } H_g = 36 - 16 = 20 \text{ m}$$

$$H_g = 20 \text{ m}$$

On a aussi :  $\sum h_p = \sum h_p(\text{sin}) + \sum h_p(\text{lin})$

Tout en sachant que :

- $\sum h_p(\text{lin})$  : Pertes de charges linéaire.
- $\sum h_p(\text{sin})$  : Pertes de charges singulière (m).

$$\text{et } \sum h_p(\text{sin}) = (1.5\%) \sum h_p(\text{lin})$$

$$\sum h_p(\text{lin}) = 4 \cdot 10^{-3} \cdot L$$

Sur une longueur de  $L = 980 \text{ m}$  nous avons :

$$\sum h_p = 4 \cdot 10^{-3} \cdot 980 + (4 \cdot 10^{-3} \cdot 980) \cdot 1.5/100 = 1.94 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sum h_p = 1.94 \text{ m}$$

$$\text{Donc } H_{MT} = 20 + 1.94 = 21.940 \text{ m} \quad \rightarrow H_{MT} \approx 22 \text{ m.c.e}$$

On choisit :  $n = 2p + 1$

Avec  $n$  : nombre de pompes

D'après le logiciel de « KSB » pour l'eau usé, les caractéristiques des pompes disponibles sont récapitulées

$$Q = 16004 \text{ l/s} = 1382745,6 \text{ l/j} \rightarrow Q_{cal} = 19204,8 \text{ l/h}$$

$$\diamond \text{ Pour } p=0 \quad \rightarrow n=1$$

## Dimensionnement du collecteur projeté

$$Q_{cal} = \frac{Q_{cal}}{n} \quad / \quad H_{cal} = H_{mt} = 22 \text{ m}$$

$$Q_{cal} = \frac{19204,8}{1} = 19204,8 \text{ l/s}$$

❖ Pour p=1 → n=3

$$Q_{cal} = \frac{Q_{cal}}{n} \quad / \quad H_{cal} = H_{mt} = 22 \text{ m}$$

$$Q_{cal} = \frac{19204,8}{3} = 5334,67 \text{ l/s}$$

❖ Pour p=2 → n=5

$$Q_{cal} = \frac{Q_{cal}}{n}$$

$$Q_{cal} = \frac{19204,8}{5} = 3200,8 \text{ l/s} \quad H_{cal} = 22 \text{ m}$$

❖ Pour p= 3 → n=7

$$Q_{cal} = \frac{Q_{cal}}{n}$$

$$Q_{cal} = \frac{19204,8}{7} = 2286,29 \text{ l/s} \quad H_{cal} = 22 \text{ m}$$

Le débit et la hauteur manométrique est limité.

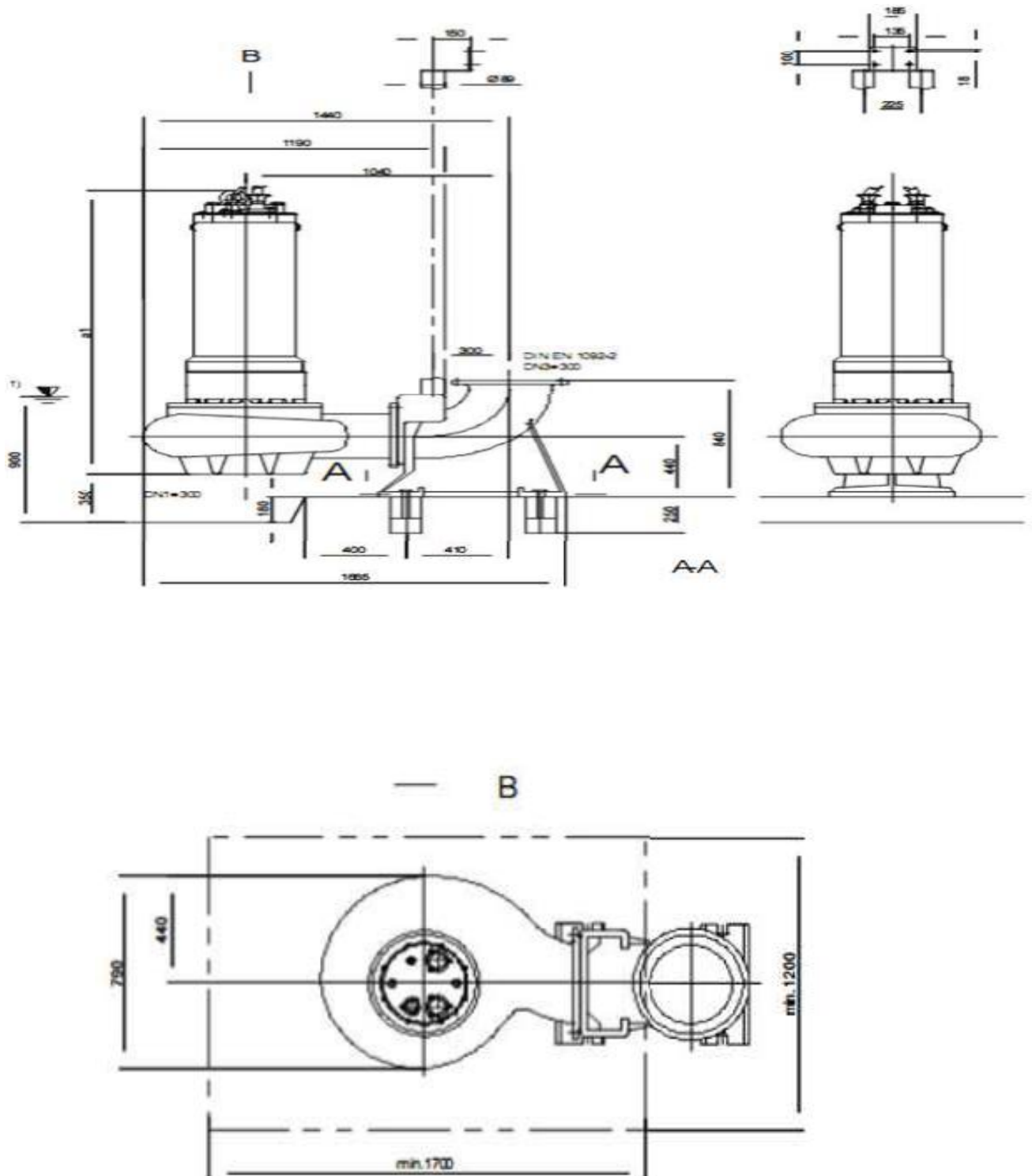
Donc on a trouvés les résultats illustrés dans les **tableaux IV.2** :

**Tableau IV.3 : choix nombre des pompes**

<i>N° des pompes</i>	<i>Q (m3/h)</i>	<i>Hm (m)</i>	<i>η (%)</i>	<i>N (tr/min)</i>	<i>Pabs (kw)</i>	<i>NPSH(m)</i>	<i>type de pompe</i>
<b>1</b>	/	/	/	/	/	/	/
<b>2</b>	/	/	/	/	/	/	/
<b>5</b>	<b>2290</b>	<b>22</b>	<b>80,6</b>	<b>725</b>	<b>167</b>	<b>3,39</b>	<b>sewatec k 500-632 / G 3H</b>
<b>7</b>	<b>1180</b>	<b>22</b>	<b>74</b>	<b>1480</b>	<b>83,7</b>	<b>7,52</b>	<b>sewatec k 500-632 / G 3H</b>

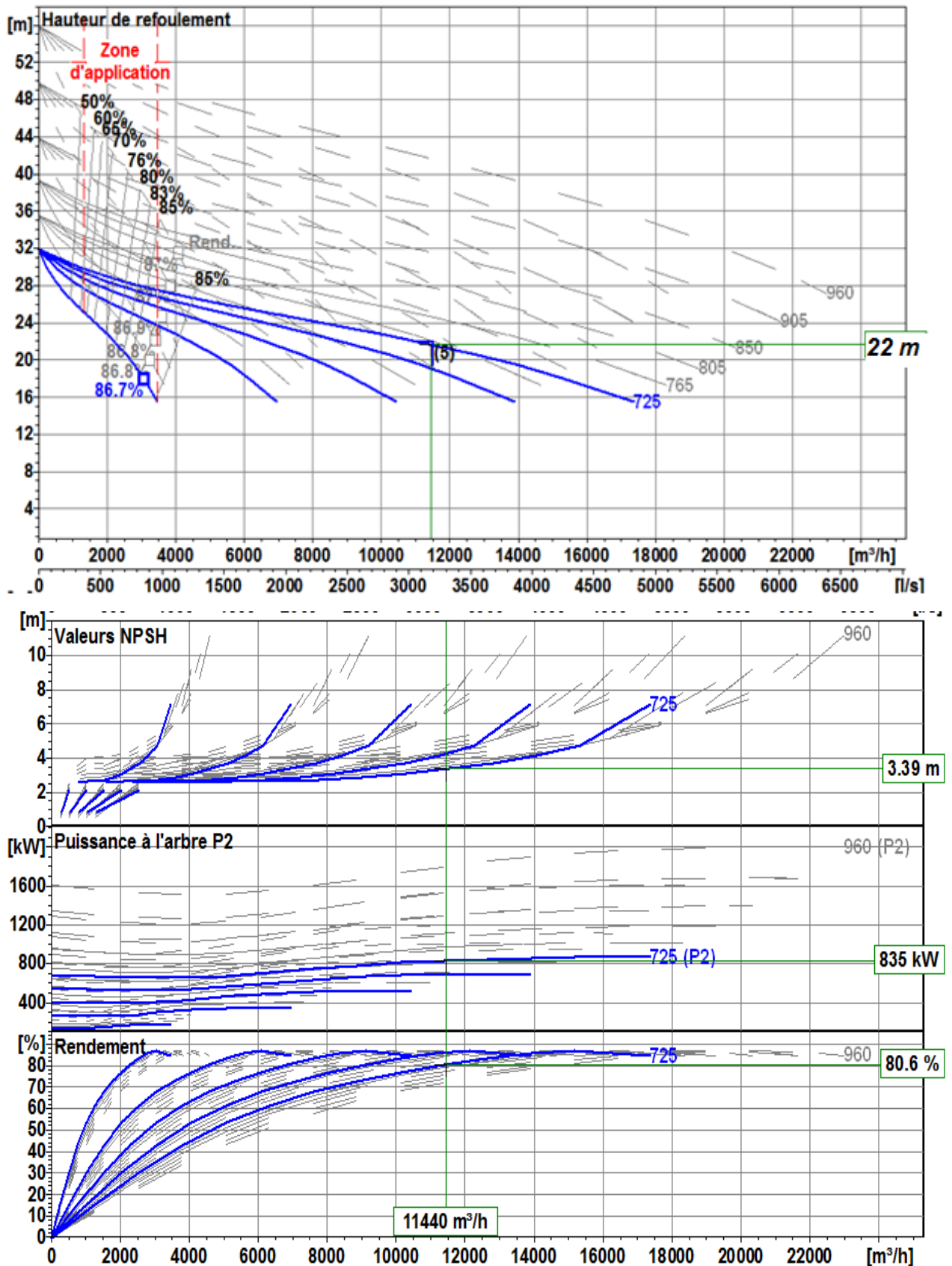
Alors d'après le tableau on a choix la cinq (05) pompes submersible de **sewatec k 500-632 / G 3H** avec.

Figure IV. 3 : plan d'encombrement de la pompe sélectionné



# Dimensionnement du collecteur projeté

Figures IV.4 Les courbes de caractéristiques sont représentés dans les,





### IV.2.4 Type de bâtiment de la station :

Le bâtiment de la station de pompage se construira pour abriter l'ensemble des installations suivantes :

- équipements hydrauliques, hydromécaniques, principaux et auxiliaires.
- appareillage électrique.
- locaux de personnel, etc. ...

Le type de bâtiment choisi devra en premier lieu satisfaire aux facteurs suivants :

- mode de raccordement prise d'eau – Station de relevage
- but de la station de pompage (AEP, Assainissement ou Irrigation)
- les matériaux de construction et leur disponibilité
- Conditions de (climat, relief, géologie, hydrogéologie...) de la région
- L'encombrement due à la pompe et ses accessoires

On distingue donc les types bâtiments résultants de ces conditions, d'où on a :

- Bâtiments type Bloc
- Bâtiments type bache sèche
- Bâtiments type bache mouillée – pompe submersible
- Bâtiments type enterrée
- Bâtiments type semi enterrée

Vu les conditions géologiques et topographiques du site de la station, on opte pour un bâtiment type bache mouillée tel que la partie souterraine est constituée par :

- Bâche d'aspiration.
- Fosse des pompes

### IV.1.4.1 Dimensions de la bache :

#### a) volume de la bache :

Le volume du réservoir de stockage de la station est adopté égal au débit des eaux usées arrivant en un temps déterminé.

On a :  $V_t = Qxt$  .....(V-1).

$V_t$  : volume de la bache en (m<sup>3</sup>).

$Q$  : débit des eaux usées total a partie de la zone.

## Dimensionnement du collecteur projeté

---

t : temps de stockage des eaux dans la bache pendant l'arrêt des pompes, Pour un meilleur fonctionnement des pompes, et un bon entretien du matériel, la durée du cycle s'échelonne entre 6 et 15 min.

Donc : on fixe t = 8 minutes.

$$Vt = 3.2008 \times 8 \times 60 = 1152,29 \text{ m}^3$$

Le volume total de la bache sera  $V = 1152,29 \text{ m}^3$

**b) surface de la chambre :**

On a :  $S = \frac{V}{H}$  .....(V-2).

S : surface de la chambre en (m<sup>2</sup>)

V : volume de la chambre en (m<sup>3</sup>)

H : la hauteur de la chambre en (m), on fixe cette hauteur à H = 3,50 m

**c) Longueur et largeur de la chambre :**

On a :  $S = B \cdot L$  .....(V-3).

L : la longueur de la chambre en (m)

B : la largeur de la chambre =  $\sqrt{S/2}$  .....(V-4).

**Tableau IV.4 : Dimensions de la bache d'aspiration**

<b>Dimensions</b>	<b>Chambre</b>
Volume (m <sup>3</sup> )	1152,29
Hauteur (m)	3,50
Surface (m <sup>2</sup> )	329,23
Longueur (m)	25,70
Largeur (m)	12,80

### IV.2.5 Dimensionnement conduite de refoulement :

#### IV.2.5.1 Conduite de refoulement :

Nous allons faire le choix du matériau de la conduite à utiliser lors de la réalisation de notre projet, ainsi le choix du diamètre le plus avantageux du point de vue technique, puis du point de vue économique.

#### IV.2.5.2 Choix du matériau de la conduite :

Nous allons choisir le matériau constituant la conduite de refoulement et nous examinerons la composition du choix effectué, afin de vérifier certaines caractéristiques techniques à savoir :

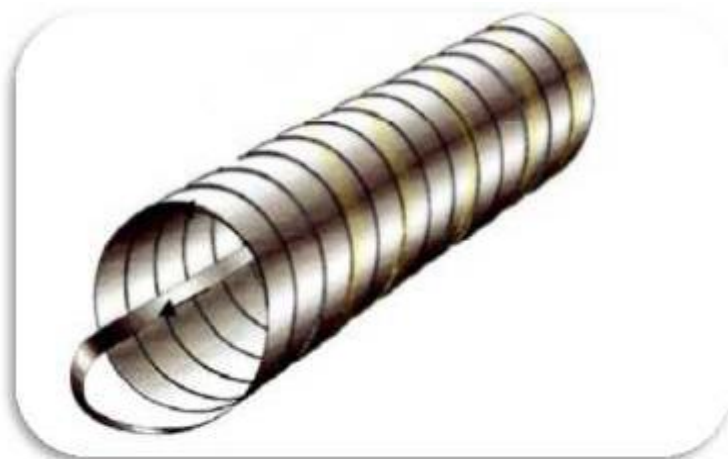
- Résistance aux actions mécaniques dues aux charges externes ;
- Bonne étanchéité ;
- Résistance aux actions chimiques du sol.

On a déjà mentionné au part avant, notre sol est bien agressif, alors notre choix se résume pour la partie refoulement, a des conduites en PRV.

#### IV.2.5.3 Conduite en PRV :

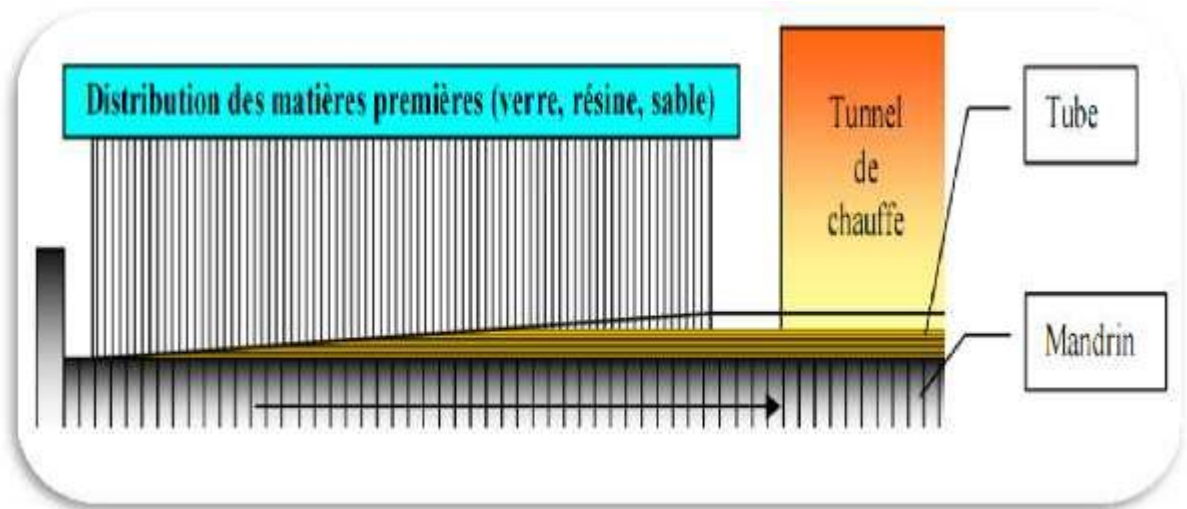
##### A. Technique de fabrication

Le mandrin est constitué d'un feuillard continu d'acier s'enroulant autour de poutrelles axiales, en continu. Une fois l'extrémité des poutrelles atteinte, le feuillard se déroule, passe au milieu du mandrin et finit sa boucle en réamorçant l'enroulement. Le résultat est un mandrin qui se comporterait un peu comme une vis sans fin (figure V.1).



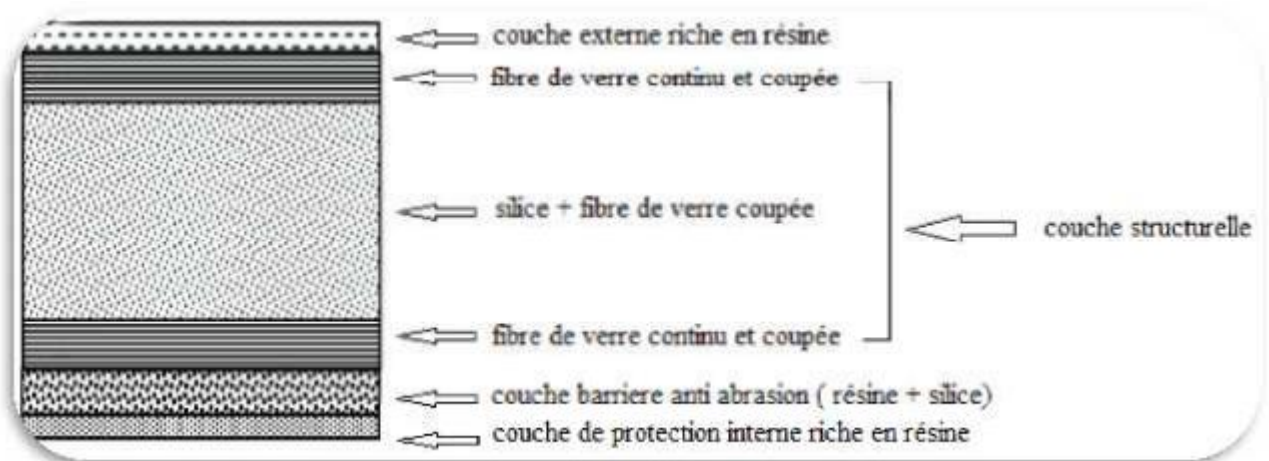
**Figure IV. 5 : Mandrin constitué d'un feillard d'acier.**

Les matières premières que sont les fibres de verre continues et coupées, les charges minérales et la résine sont déposées sur la première partie de mandrin, la résine est alors à l'état liquide. Avant de passer sous le four de polymérisation, nous ajoutons un voile de surface qui va permettre de maintenir la structure du tuyau. La polymérisation a lieu en une seule et même étape afin d'avoir un matériau homogène. De plus, le choix des matières premières évite tout risque d'osmose dans le tuyau (figure V.2). [9]



**Figure IV. 6 : le passage des matières premières dans le four de polymérisation.**

Après passage dans le four, on obtient un tube avec une structure composé d'une couche externe riche en résine, couche structurelle, couche barrière anti abrasion, couche de protection interne riche en résine (figure V.3). [9]



**Figure IV.7 : structure de la conduite en PRV. B. Avantage des tuyaux en PRV**

### **a. Résistance chimique :**

pour l'insensibilité des tuyaux en PRV vis-à-vis de l' $H_2S$ , des mercaptans, de l'ammoniac,... présents dans un effluent d'assainissement urbain, et leur résistance à des pH acide et basique sont dues à la stabilité des résines polyester utilisée dans la fabrication des canalisations.

Ces tuyaux supportent une plage de pH de 1 à 10.

### **b. Résistance thermique**

La température maximale admissible par les résines Polyester utilisées dans la fabrication des tuyaux est de 40°C.

### **c. Résistance à l'abrasion**

La structure intérieure du tuyau PRV (liner intérieur), est constituée d'une première épaisseur de résine pure puis d'une couche barrière constituée d'un mélange de résine, fibre de verre coupée et silice. L'épaisseur totale est d'environ 1.2mm. Cette structure présente l'avantage d'avoir une très grande résistance à l'abrasion et à l'hydrocurage.

Les essais d'abrasion qui ont été réalisés montrent une abrasion à 50ans de 0.42 mm.

### **d. Etanchéité**

Le système de manchonnage en PRV avec double emboîtement a été testé et qualifié pour assurer une parfaite étanchéité à l'eau et à l'air. [9]

### e. Poids des tuyaux

Le PRV est environ 10 fois plus léger qu'un tuyau en béton, 4 à 5 fois plus léger qu'un tuyau en fonte (voir tableau IV.5). [9]

**Tableau IV.5 : Dimension et prix des tuyaux en PRV (fourniture et pose).**

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Poids/ ML (Kg)	Prix ml (DA)
500	8.3	25	10860
600	8.8	36	10920
700	11.2	36	13080
800	12.6	61	15660
900	14.1	77	18480
1000	15.6	94	21840
1200	18.5	134	30360
1300	20	157	38490
1400	21.4	181	49560

Source : SEAAL (société des eaux et d'assainissement d'Alger)

#### IV.2.5.4 Diamètre économique de la conduite de refoulement :

Pour cette étude consiste à déterminer le diamètre économique de la conduite reliant la station de pompage a un point plus élevé (X).

Notre but consiste à la détermination du diamètre qui engendre les moindres frais. Ce qu'on appellera le diamètre économique.

Sachant que les investissements sont proportionnels aux diamètres, alors que l'énergie consommée pour un même débit avec des différents diamètres est inversement proportionnelle.

Il existe un diamètre résultant d'un compromis entre les deux paramètres :

- ✓ Les frais d'exploitation qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge.
- ✓ Les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec le diamètre de la canalisation.

#### IV.2.5.5 Calcul du diamètre économique :

En première approximation, on déterminera le diamètre économique par les deux formules ci-dessus, puis par une étude technico-économique.

## Dimensionnement du collecteur projeté

### A/ Refoulement (Champ de tir-Khelloufi I)

#### ✓ Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investit au taux (i) pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel (conduite) qui est égale à 25ans.

$$\text{Avec} \quad A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{VI.6})$$

i : taux d'annuité (8 à 12 % en Algérie) en fonction du type d'investissement.

n : nombre d'année d'amortissement n = 25 ans

$$A = 0,08 / ((0,08 + 1)^{25} - 1) + 0,08 = 0,0925$$

Les résultats du calcul sont regroupés dans le tableau IV.6.

Frais d'amortissement = Prix de la conduite fois l'Annuité total

**Tableau IV. 6 : Frais d'amortissement Refoulement (Hamissi).**

<b>D Diamètre</b>	<b>Prix du ML de la conduite</b>	<b>Longueur de la conduite</b>	<b>Prix de la conduite</b>	<b>A Annuité total</b>	<b>Frais d'amortissement</b>
<b>Mm</b>	<b>DA</b>	<b>m</b>	<b>DA</b>		<b>DA</b>
<b>500</b>	10860	958	10403880	0.093	<b>967560.84</b>
<b>600</b>	10920	958	10461360	0.093	<b>972906.48</b>
<b>700</b>	13080	958	12530640	0.093	<b>1165349.52</b>
<b>800</b>	15660	958	15002280	0.093	<b>1395212.04</b>
<b>900</b>	18480	958	17703840	0.093	<b>1646457.12</b>
<b>1000</b>	21840	958	20922720	0.093	<b>1945812.96</b>
<b>1200</b>	30360	958	145424400	0.093	<b>13524469.2</b>

### ✓ Frais d'exploitation

Alors d'abord déterminer les pertes de charges ( $\Delta H$ ) engendrées dans les canalisations D1, D2,...Dn. En Connaissant la hauteur géométrique ( $H_g$ ), on peut déterminer les hauteurs manométriques ( $H_{MT}$ ) correspondant à chaque canalisation D1, D2, ...Dn.

#### ➤ Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{MT} = H_g + \sum \Delta h$$

**Avec :**

$H_g$  : Hauteur géométrique totale (m).

$\sum \Delta h$  : La somme des pertes de charge (m).

Refoulement de la station de Hamissi :  $H_g = 20$  m

Le gradient de perte de charge est calculé avec la relation suivant :

$$\sum \Delta h = \frac{8 \lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5}$$

Avec  $\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{R_u}{D})^{-2}$

Avec : Q : débit d'eau usée a refouler ( $m^3/s$ )

L : Longueur de la conduite (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

g : La force de l'apesanteur ( $m^2/s$ ).

$\lambda$ : Coefficient de frottement d'après la formule de NIKURAZE.

$R_u$  : Rugosité moyenne de la conduite en PRV égale à 0.029mm.

### ✓ Puissance de pompage :



## Dimensionnement du collecteur projeté

---

$$P = \frac{\rho g Q H_{MT}}{\eta}$$

Avec :

P : puissance absorbé par la pompe (Kw)

$\rho$  : Densité des eaux usées.

$\eta$ : Rendement de la station de pompage égale à 70% (pour un premier calcul avant le choix des pompes).

On a **Fexp = E \* e** ; Fexp : frais d'exploitation

Avec : e : le tarif de l'énergie électrique. e = 5,231 Kw/h (SONELGAZ 2012).

E : énergie consommée pendant une année(Kwh).

### ✓ **Energie consommé par le pompage**

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = Pt * t * 365$$

Avec

$$Pt = n * p$$

Avec :

P : puissance de pompage (Kw) Avec

n : nombre de pompes, égale à 5.

t : temps de pompage par jour (h), (t = 20 h).

### ✓ **Dépenses annuelles de l'énergie**

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E \quad (V.8)$$

Avec :

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

## Dimensionnement du collecteur projeté

---

**Tableau IV.8 : Frais d'exploitation en fonction du diamètre**

Diamètre	$\lambda$	$\Sigma hp$	Hmt	P	Ea	Fexp
(mm)		(m)	(m)	(KW)	(KWh)	(DA)
500	0.011	11.55	31.55	1406.21	10265321.4	51326607.2
600	0.011	4.49	24.49	1091.59	7968608.17	39843040.9
700	0.010	2.02	22.02	981.49	7164850.69	35824253.5
800	0.010	1.01	21.01	936.50	6836437.94	34182189.7
900	0.010	0.55	20.55	915.88	6685938.43	33429692.2
1000	0.010	0.32	20.32	905.56	6610590.81	33052954.1
1200	0.009	0.12	20.12	896.86	6547097.77	32735488.9

Après avoir calculé les frais d'amortissement et ceux d'exploitations, on calcul la somme de ces derniers qui sert par la suite au tracer de la courbe d'optimisation par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique qui correspond au cout minimal.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau IV.9

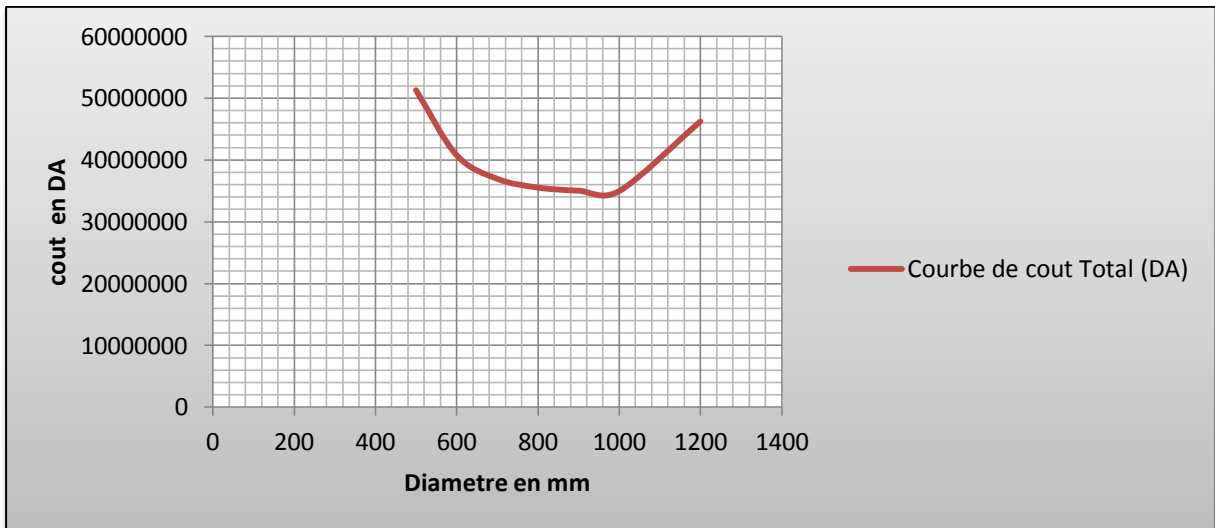
Le coût total est calculé par la formule suivante :  $C_T = F_{exp} + F_{am}$

## Dimensionnement du collecteur projeté

**Tableau IV.9 : Bilan des frais d'exploitations et d'amortissements**

Diamètre (mm)	Amortissement (DA)	Exploitation (DA)	C <sub>T</sub> Total (DA)
500	967560.84	176130626	176130626
600	972906.48	69237254	70210160
700	1165349.52	31828863	32994212
800	1395212.04	16543913	17939125
900	1646457.12	9539382	11185839
1000	1945812.96	6032561	7978374
1200	13524469.2	3077475	16601944

La représentation graphique des résultats du tableau V.6 permet de déduire le diamètre le plus économique, cela, au point de changement de direction de la courbe.



**Figure IV. 8 : Courbe d'optimisation en fonction du bilan**

Le diamètre économique de la conduite de refoulement est **1000mm**

### IV.2.5.2 Choix de nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement :

Nombre des collecteur d'aspirations = nombre des pompes= 5conduites

$I_{asp}$  = pente de collecteur d'aspirations > 5%

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

$$Da = (1.2 \div 1.5) da$$

Da : diamètre de la conduite d'aspiration ;

da : diamètre de tubulure d'aspiration de la pompe ; da = 250mm.

## Dimensionnement du collecteur projeté

---

Donc  $D_a = 1.2 * d_a = 1.2 * 250 = 300 \text{ mm}$   $D_a = 300 \text{ mm}$

Et la Longueur d'aspiration  $L_{asp} = 10 \text{ m}$

$d$  : distance entre la génératrice inférieure de la conduite et le surface du sol.

$d = 0.3 \text{ m}$  pour  $D_a \leq 500 \text{ mm}$ . Dans notre cas.

$d = 1 \text{ m}$  pour  $D_a > 500 \text{ mm}$ .

$L_c$  : longueur de convergent =  $(3.5 \div 4) (D_a - d_a)$

donc  $L_c = 4 * (300 - 250) = 4 * 50 = 200 \text{ mm}$

➤ **Vérification du risque de la cavitation :**

**La condition :**  $(NPSH)_d > (NPSH)_r$

Pour cela on doit déterminer la hauteur *admissible d'aspiration*  $h_{adm}^{asp}$ .

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

Avec  $(NPSH)_r$  : la hauteur requis de pompe ;

$(NPSH)_d$  : la hauteur d'aspiration de pompe.

On a  $(NPSH)_r = 3,39 \text{ m}$

$$\text{et } (NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - (NPSH)_r - 0,5$$

$P_{at}$  : pression atmosphérique ;  $V_{asp}$  : vitesse d'aspiration ;

$\sum h_p^{asp}$  : perte de charge d'aspiration.

Avec  $\varpi : \rho * g$  et  $\sum h_p^{asp} = \sum h_p^{asp} (\text{lin}) + \sum h_p^{asp} (\text{sin}) = 4 * 10^{-3} * L_{asp} (1 + 15\%)$

Donc :

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4 * 0,4001}{3,14,0,3^2} = 5,66 \text{ m/s} \quad \text{ET} \quad \frac{V_{asp}}{2.g} = \frac{1,57}{2,9,81} = 0,28 \text{ m.}$$

$$\frac{P_v}{\varpi} = 0,2 \text{ m} \quad \text{à } 20^\circ \text{ c et } \sum h_p^{asp} = 0,0197 \text{ m}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,2 - 0,0197 - 0,28 - 3,39 - 0,5 = 6,74 \text{ m.}$$

Donc :  $(NPSH)_d = 10,33 - 0,2 - 0,0197 - 0,28 - 6,74 = 3,09 \text{ m}$

Donc :  $(NPSH)_d = 3,09 \text{ m} > 3,39 = (NPSH)_r$

N'est pas de resèque de cavitation.

### IV.2.6 Consignes a respecté lors du dimensionnement

#### a) Disposition des groupes :

Les consignes de sécurité dans les installations électriques et les stations de pompage recommandent de respecter un passage admissible de 1m au moins entre les rangs des groupes.

#### b) Disposition des conduites :

En conformité avec les règles de sécurité du travail, les installations des conduites doivent être de 50cm au moins sur le plancher.

#### c) Disposition du système de levage:

Entre les murs et l'extrémité du chariot, il faut laisser au moins 10cm.

En hauteur, la salle de la station est menée d'un mécanisme de levage, il est choisi en fonction du poids de l'équipement le plus lourd et la possibilité de déchargement sur la plateforme.

#### d) Disposition des portes et fenêtres

Les portes principales ont des dimensions de (3x3), (3,6x3, 6), ou (4x3).

La surface des fenêtres de la salle des machines et des locaux de service constitue au moins 12.5m de celle de la surface du plancher de la salle lui-même et du bureau à ce propos les dimensions des fenêtres de la salle des machines prend (1.5x1.5) et celles du local du personnel prend (1x1). :[8]

#### e) Locaux de service de la station :

Afin de faciliter les travaux d'exploitation et de contrôle des équipements de la station, le bâtiment est équipé de locaux de personnel. Les dimensions sont déterminées selon l'importance de la station, comme notre station est de moyenne importance on trouve :

- Bureau de chef d'exploitation :

$$H = 3\text{m} \quad S = 4 \times 3 = 12 \text{ m}^2$$

Avec H : hauteur de locale S = surface approximative intérieure

- Poste de garde :

$$H = 3\text{m}, S = 2,25 \times 2,25 = 5,06 \text{ m}^2$$

- Salle électrique (Armoires des puissances et de contrôle) :

$$H = 3\text{m} \quad S = 2 \times 2,25 = 4,5 \text{ m}^2$$

- Salle sanitaire :

$$H = 3\text{m} \quad S = 2,25 \times 2 = 4,5 \text{ m}^2$$

#### f) La chambre des vannes:

Les dimensions de la chambre des vannes sont en fonction des dimensions de :

## Dimensionnement du collecteur projeté

---

Les conduites de refoulement

Robinets vannes d'aspiration

Les clapets anti-retours

**g) La salle de la station:**

### **g-1. Hauteur du bâtiment**

Il est en fonction de la hauteur du système de levage  $H_b = h_p + h_s$

$h_p$  : Hauteur du système de levage ( $h_p = 2\text{m}$ )

$h_s$  : Hauteur de sécurité = 0,8m

D'où  $H_b = 2 + 0,8 = 2,8\text{m}$ , on prend  **$H_b = 3\text{m}$** .

### **g-2. Longueur du bâtiment :**

$$L_b = n.l + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p$$

$n$ : nombre de pompe (5 pompes).

$l$  : longueur de pompe + moteur. (1.38m)

$L_{in}$  : longueur entre deux pompes. (1m)

$L_{pf}$  : longueur de la plateforme. (1.5m)

$L_r$  : longueur de l'armoire électrique. (2m)

$L_p$  : longueur du bureau de personnel. (5m)

Alors on trouve :

$$L_b = 16,4 \text{ m. on prend } \quad \mathbf{L_b = 16,5\text{m}}$$

### **g-3. Largeur du bâtiment :**

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s$$

$s$  : épaisseur du mur. ( $s = 20\text{cm}$ )

$l_1$  : distance entre le mur et le premier organe. ( $l_1$  de 20 à 30 cm).

$l_2$  : distance entre les tubulures. (15 à 20 cm).

$l_3$  : longueur des accessoires d'aspiration.

$l_4$  : longueur des accessoires de refoulement.

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_c + l_{tasp} + l_{div}$$

$l_p$  : longueur de la pompe. (1,38 m)

$l_{tr}$  : refoulement. ( $l_{tr} > 2(D_r) = 2(1) = 2 \text{ m}$ ) on prend 2,5m.

$l_c$  : longueur du convergent. (0.2m)

$l_{tasp}$  : longueur de tubulure d'aspiration. (0m)

$l_{div}$  : longueur de divergent. ( $l_{div} = 4 \times (D_r - d_r) = 4 \times (1 - 0,8) = 0,4 \text{ m}$ )

On prend la largeur du bâtiment égale à la longueur du réservoir c'est-à-dire :

$$\mathbf{l_b = 5,23 \text{ m} \quad \text{on majorée } \mathbf{l_b = 5,50 \text{ m}}$$

### IV.2.7 Les équipements auxiliaires de la station

Quand on dit station de pompage c'est que les éléments principaux dans cette station sont les pompes et les moteurs, viennent par la suite les équipements en amont et en aval de la pompe. Mais une station de pompage sans équipements auxiliaires ne peut jamais fonctionner dans de bonne condition. [9]

C'est pour cela qu'on a projeté dans notre station des équipements auxiliaires nécessaires à la bonne gestion de cette dernière, et qui sont les suivants :

- Un système de levage
- Un système de dégrillage.
- Un système anti-incendie.
- Un système d'éclairage.
- Equipement sanitaire.
- Un système de ventilation.
- Un système de drainage.

### IV.3 Éléments constitutif du réseau d'égout et Ouvrage annexe

le système d'évacuation, est l'ensemble des ouvrages permettant l'évacuation d'un débit donné, parmi ces ouvrages, on va s'intéressé aux déversoirs d'orage qui vont jouer un Rolle très important dans notre projet, tel que la politique de notre aménagement est de refouler vers les stations de pompage qu'une fraction du débit total évacuer dans les différent collecteurs qui est le débit usée deux fois diluer.

Les eaux usées de la zone d'étude sont à prédominance domestique alors une dilution de deux suffira pour mener à bien le traitement de ces eaux dans la station d'épuration afin de les rejeter dans le milieu naturel.

#### IV.3.1 Eléments constitutif du réseau d'égout :

Les Eléments constitutif du réseau d'égout se présentent sous la forme :

- Des conduites circulaires avec un diamètre normalisé, pouvant être visitables ou non.
- Des conduites ovoïdes visitables, préfabriqués sur chantier et normalisés également

Dans notre cas ; les ouvrages principaux se composent deux collecteurs principaux de diamètre allant de 800mm à 2500mm et des collecteurs secondaires de diamètre variant de

## Dimensionnement du collecteur projeté

---

800mm à 1000mm.

### **IV.3.1.1 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.

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant le type de matériaux qui les constituent et suivant leur destination.

#### **IV.3.1.1.1 Conduites circulaires :**

##### **a) Conduites en béton non armé :**

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

Les tuyaux non armés ont une rupture brutale ; mais à moins que la hauteur de recouvrement soit insuffisante, elle survient aux premiers âges de la canalisation.

Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

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

##### **b) Conduites en béton armé :**

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

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

Des barres droites appelées « génératrice » ;

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

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

##### **C) Conduite PVR :**

On a déjà mentionné au part avant, notre sol est bien agressif, alors notre choix se résume pour la partie refoulement



### **IV.3.1.2 - joints des conduites:**

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint qui en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis-à-vis de la stabilité du sol, et en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur), donc on opte des joints à mortier de ciment pour les collecteurs à petit diamètre, et des joints type ROCLA pour les collecteurs à grand diamètre vu leur avantage appréciable.

Pour les tuyaux en béton armé on a différents types des joints à utiliser :

#### **a)- Joint type Rocla :**

C'est un type à emboîtement où l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité de cet anneau dans son logis.

#### **b)- Joint à demi-emboîtement :**

Il est utilisé que dans les sous-sols, ne résiste pas aux pressions élevées, il est utilisé pour des tronçons de longueurs faibles (environ de 1m). La liaison entre les deux bouts se fait par bourrage de ciment.

#### **c)- joint torique :**

S'adapte bien pour les sols faibles, il représente une bonne étanchéité si la pression n'est pas élevée, il est utilisé pour des diamètres (700-900) mm.

#### **d) – joint à collet :**

C'est un joint à emboîtement rigide, avec collage en ciment. Ce type de joint est utilisé que dans les bons sols et terrains à pente faible, à éviter dans les terrains argileux.

#### **e) – joint plastique :**

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

#### **f) - Joint mécanique :**

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

### **IV.3.1.3 Ouvrages d'accès au réseau (les regards) :**

Sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce 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.

## Dimensionnement du collecteur projeté

- **Regard latéral** : en cas d'encombrement ou collecteurs de diamètre important.
- **Regard double** : pour un système séparatif
- **Regard toboggan** : en cas d'exhaussement de remous
- **Regard de chute** : à forte pente

- Sur les grands ouvrages avec banquettes l'espacement des regards peut être de 300m, environ.

- Sur les ouvrages visitables sans banquettes, l'espacement ne doit pas dépasser du point de vue de la sécurité des ouvriers une centaine de mètres

- dans les parties droites et en pente régulières tout les 80 m, au maximum sur les canalisations un regard doit être installé

- à chaque changement de direction

- à chaque jonction de canalisation (à l'exception des branchements réalisés par des culottes, des raccords de piquage ou des boites de branchement).

### Remarque:

Pour notre agglomération nous utilise des regards de visite simples pour faciliter au période d'entretien les opérations de nettoyages et aussi des regards doubles lorsque le réseau existant et le réseau projetée suivent un tracé commun car il est intéressant de point de vue financier de placer les canalisations dans la même tranchée et d'utilise les mêmes regards de visite.

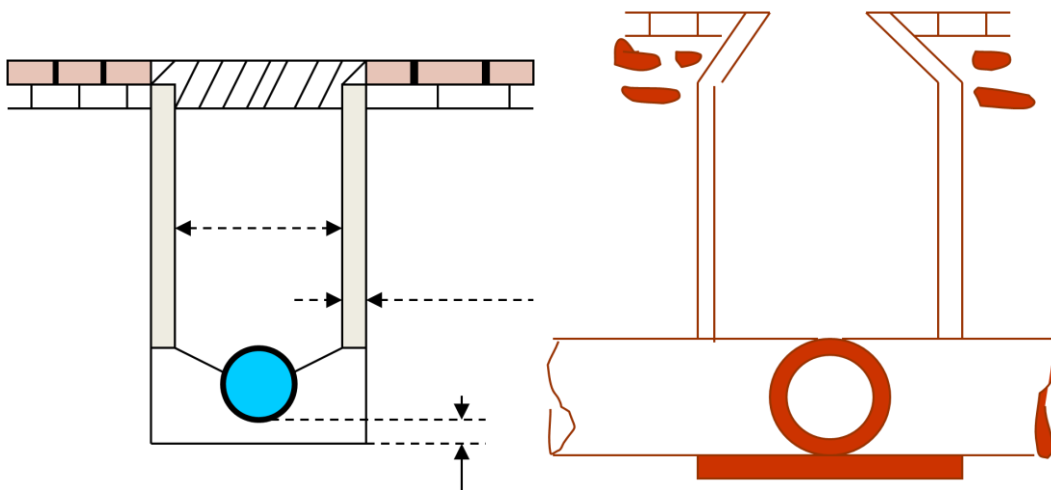


Figure IV. 9 Représenter le regard simple circulaire.

### IV. 3.2 Génie civil des stations de pompages

Ce point consiste à établir les plans des stations de notre présente étude qui consiste à réaliser deux stations de pompages identique composées de deux blocs à savoir :

### ➤ le local technique

Repose sur des semelles isolées sous poteaux, comprenant principalement un local de bureau pour les besoins administratif. Reposants sur des semelles isolées.

Les dimensions de cette structure est de (9,4 \* 4 \* 4.2) m

### ➤ le puisard

Composer par deux sous-sol ; le système structural est en portiques contreventés par des voiles périphérique, reposant sur un radier général, situé à une profondeur de 8.50 et (-4.5 NGA)

Les dimensions de cette structure est de (8.3 \* 7,8 \* 8,5) m, sous forme d'un réservoir rectangulaire.

#### A. Descriptif du puisard :

Le bloc est constitué de :

- ✓ Voiles avec une épaisseur de 40 cm ;
- ✓ Dalles pleines ayant une épaisseur de 25 cm avec des poutres de 40x65 cm ;
- ✓ Un radier d'une épaisseur de 40 cm ;
- ✓ Poteaux de 40x40 cm ;
- ✓ La profondeur totale de l'ouvrage est de 9.3 m ;
- ✓ L'ouvrage sera implanté avec une hauteur enterrée de 8.5 m ;
- ✓ L'ouvrage aura une hauteur d'eau de 3.2 m (par rapport au radier).

## Dimensionnement du collecteur projeté

---

Les différentes charges qui ont été considérées dans le présent travail sont citées ci-après :

- ✓ Le poids propre de l'ouvrage (Noté G)
- ✓ Le poids propre de l'équipement (Noté Q)
- ✓ La poussée des terres (Notée  $P_T$ )
- ✓ La pression hydrostatique de l'eau (Notée  $P_{HS}$ )
- Le poids du liquide mélangé à la boue (W avec  $\rho=1200\text{kg/m}^3$ )

Pour les besoins du calcul, et afin de prévoir les situations les plus défavorables auxquelles notre ouvrage pourra être soumis pendant toute sa durée d'exploitation, nous avons émis les hypothèses suivantes :

- ✓ L'ancrage bloc sera pris au niveau du radier.
- ✓ La poussée des terres statique ou dynamique ne sera considérée que pour le cas du bloc vide (Le cas le plus défavorable)

### **B. Descriptif du matériau utilisé**

#### ➤ **Béton**

Le béton armé utilisé dans notre étude est conforme et aux règles parasismiques algériennes (R.P.A 99).

On appelle le béton le matériau constitué par le mélange des proportions convenables de ciment, granulats, d'eau de gâchage et éventuellement d'adjuvants.

La composition courant d'un  $\text{m}^3$  de béton ordinaire est la suivante :

- ✓ 350 kg de ciment CPA 325 ;

- ✓ 400 L de sable  $D_s < 5$  mm ;
- ✓ 800 L de gravillon 5 mm  $< D_g < 25$  mm ;
- ✓ 175 d'eau de gâchage.

### ➤ **Acier**

L'acier est un matériau caractéristique par sa forme résistance à la traction et la compression, nous utilisons les types d'acier suivant :

- ✓ Les ronds lisses (R.L) FeE 235.
- ✓ Hautes adhérences : (H.A) FeE 400.
- ✓ Treillis soudé (T.S)  $\varnothing \leq 6$  mm.

### **IV.3.4 Equipement hydraulique :**

De la même façon que les équipements de pompage, les équipements hydrauliques et annexes doivent être adaptés à la nature particulière des eaux chargés pompées (présence de déchets, corrosion, abrasion...).[6]

Ils doivent être facilement accessibles pour la maintenance et l'entretien et, pour ce faire, il est recommandé de les installer dans une chambre annexe, hors du puisard de pompage. [6]

#### **Vannes :**

Les vannes sont des vannes de passage direct avec opercule fonte revêtu caoutchouc EPDM ou élastomère, corps fonte avec peinture époxy, vis de m'œuvre en acier inoxydable. [6]

#### **Clapets :**

Au-delà pour des raisons économiques, clapet à simple battant et en cas de

## Dimensionnement du collecteur projeté

---

protection anti bélier avec réservoir d'air au refoulement, clapet avec contrepoids pour fermeture rapide. [6]

Pour des caractéristiques importantes (débit et pressions avec de longues canalisations de refoulement). [6]

L'utilisation dans certains cas de clapets de nez pour les refoulements débouchant immergés sous la surface de l'eau. [6]

### **Joint de montage :**

A proxy revêtu époxy. [6]

### **Canalisation :**

Retenir des canalisations en matériaux insensibles à la corrosion : PVC collé, PE soudé, Inox 316L.

### **Equipement de mesure :**

Les équipements doivent répondre à des normes et être installés en respectant les exigences de ces normes et des constructeurs.

Les équipements bien adaptés pour la mesure des débits d'eaux usées et d'eaux pluviales en écoulement en charge sont : les débitmètres électromagnétiques ou ultrasons.

## Dimensionnement du collecteur projeté

---

### **Conclusion :**

Nous avons dimensionnée le réseau d'évacuation d'eau usée et pluviale pour la bonne variante qui donne deux parité gravitaire et refoulement, et déterminer le type de pompe favorable aux conditions de refoulement ainsi que les dimensions des différents équipements en amont et en aval de la pompe et leur du bâtiment, en se basant sur les données du chapitres précédant.

Avec aussi 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 :

- Les bouches d'égout.
- Les regards.

# Chapitre V :

## Organisation de chantier



## **Introduction :**

A la fin de terminer le dimensionnement on a toutes les données concernant le réseau (les diamètres, les dimensions des déversoirs et leur emplacement, le tracé du réseau...).

Alors on passe à une étape très importante qui est la pose de canalisation du réseau d'assainissement .A cet effet il faut toutes les dispositions utiles pour qu'aucun problème ne se pose en ce qui concerne les canalisations.

Les réseaux d'évacuation des eaux usées sont constitués des conduites soumises à de nombreuses contraintes dont on cite :

- ✓ Le poids propre du remblai.
- ✓ Le poids de liquide contenu, les charges abrasives transportées.
- ✓ Les charges fixes et mobiles sur le remblai
- ✓ Les tassements différentiels du terrain
- ✓ L'action des racines des arbres
- ✓ Les variations du niveau de la nappe phréatique
- ✓ Les chocs lors de la mise en œuvre
- ✓ Les tassements et vibrations dus au trafic routier

## **V.1 pose de canalisation :**

### **V.1.1 Emplacement des canalisations :**

Les conduites seront placées dans l'axe de la chaussée dans le cas des rues de moins de 15 m de largeur. Dans les cas des rues larges, il est préférable que la pose de canalisation s'effectue a coté de l'oued.

Dans la pratique les canalisations sont enterrées dans le sous sol du domaine public, pour le cas des intercepteurs ils passent dans des milieux non urbanisés.

### **V.1.2 Exécution des travaux :**

Les principales opérations pour la réalisation du réseau d'égout est par ordre chronologique sont comme suit :

- ✓ Décapage de la couche végétale.
- ✓ Implantation des axes des canalisations sur terrain.
- ✓ Excavation des tranchées et des fouillés pour les regards.
- ✓ Aménagement du lit de pose des conduites.
- ✓ Pose des joints et des conduites essai hydraulique.
- ✓ Remblaiement des tranchées.
- ✓ Exécution des regards.

### V.1.2.1 Décapage de la couche végétale :

Le décapage se fait par un bulldozer ou angledozer, le volume de la couche végétale est calculé comme suit :

$$V = b \cdot h \cdot L \quad (\text{m}^3)$$

Avec :

b : longueur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche végétale (h = 0.2 m)

L : longueur des tranchées de même diamètre (m)

### V.1.2.2 Implantation des regards et des axes des tranchées :

On matérialise l'axe des tranchées sur le terrain par des jalons ou des piquet suivant les tracés du plan de masse, les jalons doivent être placés aussi dans chaque point d'emplacement d'un regard, c'est-à-dire à chaque changement de direction ou pente, et à chaque branchement ou jonction de canalisation, pour cela on a besoin les instruments suivantes : les jalons, les niveaux, les théodolites, les mires .....

### V.1.2.3 Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards :

Les travaux d'excavation des tranchées se font mécaniquement, on doit suivre les pentes des conduites même si les tranchées sont très profonde (3 à 4 m), il faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse que celle d'eau potable, pour éviter la contamination de l'eau en cas de fuite d'eau usée. Pour les regards et les autres ouvrages, la tranchée sera généralement creusée de façon qu'entre la surface extérieure de la maçonnerie et la paroi de la tranchée reste un espace libre.

#### a) Profondeur de la tranchée :

Il faut avoir une profondeur de telle manière à éviter toute intercommunication avec les autres conduites, la profondeur est donnée par :

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

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m)

e : hauteur des lits de pose (m)

D : diamètre de la conduite (mm)

h : hauteur du remblai au dessus de la conduite (m)

### b) Largeur de la tranchée :

La section transversale de la tranchée peut être trapézoïdale ou bien rectangulaire selon la nature de terrain et la profondeur de la tranchée.

- ✓ Rectangulaire si la profondeur de la tranchée est inférieure ou égale à 2 m.
- ✓ trapézoïdal si la profondeur de la tranchée est supérieure ou égale à 2 m. La largeur de la tranchée elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + 2a \text{ (m)}$$

Avec :

$$a = 0.3$$

D : diamètre de la conduite (m)

### c) Volume des déblais des tranchées :

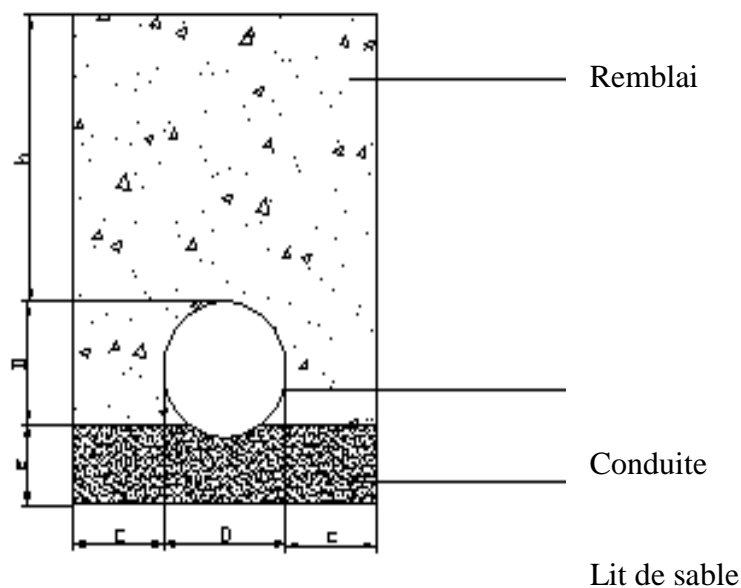
- Forme rectangulaire :

$$V = b. H. L \text{ (m}^3\text{)}$$

Ou : L : longueur total de la tranchée.

- forme trapézoïdale :  $V = S. L \text{ (m}^3\text{)}$

Ou : S : aire de la section transversale de la fouillé (m<sup>2</sup>).



**Figure V.1 :** qui représente la composante entre le tranché

### d) Profondeur des regards :

La profondeur des regards est la différence entre la cote tampon du regard et le site départ de conduite de ce regard.

$$H = C_t - C_d \text{ (m)}$$

Avec :

H : profondeur du regard (m)

C<sub>t</sub> : cote tampon (m)

C<sub>d</sub> : cote de départ de la conduite (m)

Dans la plupart des cas on ajoutera 20 cm pour permettre le dépôt des corps solides véhiculés.

$$H : C_t - C_d + 0.2 \text{ (m)}$$

La pente entre les regards est :

$$P = \frac{C_d^{ram} - C_a^{rav}}{d}$$

Avec :

P : pente entre deux regards consécutifs (m/m)

C<sub>d</sub><sup>ram</sup> : cote d'arrivée du regard amont (m)

C<sub>a</sub><sup>rav</sup> : cote de départ du regard aval (m)

D : distance entre deux regards (m)

### e) Volume des déblais des regards :

- la cote du regard est :  $a = D + 0.6$  (m)

Avec :

a : cote du regard (m)

D : le diamètre le plus grand arrivant ou partant du regard (m)

0.6 m : réserve de part et d'autre de la génératrice extérieure de la conduite.

- la profondeur d'excavation des regards est :

$$H = h + e_r + 0.1 \text{ (m)}$$

Avec :

H : profondeur d'excavation (m)

h : profondeur du regard (m)

e<sub>r</sub> : épaisseur du radier du regard (m)

0,1 : marge de sécurité

- le volume d'excavation pour chaque regard sera donc :

$$V = a^2 H \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

a : cote du regard (m)

H : profondeur du regard (m)

### **f) Choix des engins de terrassement :**

Afin d'avoir rendement et une rentabilité meilleur des travaux, on utilisera pour l'excavation des tranchée et des fouillés des regards, une pelle équipé en rétro.

Les avantages de la pelle en rétro sont :

- creuser au dessous de la surface d'appui ;
- creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical ;
- creuser à une profondeur importante ;
- creuser dans la direction de la machine ;

### **V.1.2.4 Aménagement du lit de pose :**

Le lit de pose de 0.15 à 0.2 m, au fond de la tranchée, il sera fait de façon que la conduite soit rectiligne.

Pour ça il faut que le lit soit bien pilonné et bien nivelé.

- ✓ du sable ou de gravier pour les terrains ordinaires.
- ✓ De la pierre cassée pour les terrains imperméable et rocheux.
- ✓ Du béton maigre dans les parties rocheuses à très fortes pentes.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé, chaque tuyau repose sur deux briques placées sur le fond, le vide doit être rempli de sable.

### **V.1.2.5 Mise en place des canalisations :**

La pose de canalisation d'assainissement s'opère de l'aval vers l'amont. Avant la mise en place des conduites en fouillées on procède à un triage des conduite de façon à éliminer celles qui on subie des chocs importants, ou des fissurations, on doit s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur des conduites.

On doit vérifier l'état de revêtement intérieur et extérieur des tuyaux. Une conduite doit toujours être posée avec une légère pente afin de créer des points pour évacuer l'aire entraîné, soit lors du remplissage, ou pendant le fonctionnement des conduites.

## Organisation de chantier

---

Les tuyaux seront posés en fouillés au moyen d'une grue ou d'une pose tube, la descente des tuyaux doit être faite lentement et dans l'ordre.

- ✓ Il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux.
- ✓ Il faut aligner les tuyaux pour les coller, en coulant dans les terres meubles seulement.

### **V.1.2.6 Essais des joints des canalisations :**

✓ L'épreuve de joint permet de détecter les fuites d'eau, l'épreuve à l'eau s'avère nécessaire pour les conduites de faibles diamètres (jusqu'à 500 mm).

✓ Lors de l'essai à l'eau les conduites seront obtenues des deux cotes, avec des robinets à l'extrémité basse pour le remplissage, et un autre à récupérer l'eau d'essai pour sa réutilisation.

✓ L'épreuve consiste en un remplissage total du tronçon, sans que le niveau d'eau diminue, la pression d'essai est de 1 bar maintenu pendant 30 minutes.

✓ Dans le cas des grands diamètres (> 500 mm), on utilise de l'air et on mesure la variation de pression, il ne faut pas que cela dépassé 0.1 à 0.2 bars.

### **V.1.2.7 Remblai des tranchées :**

Alors effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- ✓ L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- ✓ Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- ✓ A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

D'après que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

#### **V.1.2.7.1 Contrebutée latérale :**

Cette opération très délicate pour la stabilité du tuyau, le remblayage latéral s'effectue sur toute la largeur, le matériau de remblayage doit être compactable et exempt de pierres et blocs, il peut être du sable ou du gravier contenant moins de 12 % d'éléments inférieurs à 0.1 mm et ne contenant pas d'élément supérieur à 30 mm.

La mise en place d'un tel remblai réclame beaucoup de soin et se fait symétriquement par couches soigneusement damé à la main, afin de ne pas mettre en péril la stabilité du tuyau

et ceux jusqu'à obtenir une couche de 0.2 m au dessous de la génératrice supérieure de la conduite.

### **V.1.2.7.2 Les remblais supérieurs :**

L'épaisseur maximale de chaque couche de remblai ne doit pas excéder 0.30 m, le compactage jusqu'à 75 cm au dessous de la génératrice supérieure du tuyau doit être effectuée par damage manuel, l'utilisation d'un engin de compactage nécessite des couches de remblai supérieur à 0.75 m.

### **V.1.2.8 Construction des regards :**

Dans ce projet les regards sont de forme cubique dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

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

### **V.1.2.9-Remblaiement et compactage de la tranchée**

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

# Organisation de chantier

---

Si la mise en œuvre d'engin de compactages lourds ou vibrants est envisagée pour les remblais supérieurs, il importe d'augmenter cette hauteur minimum et, dans tous les cas, de ne jamais accepter sans aucune précaution particulière l'utilisation de ces engins avec des hauteurs de recouvrement inférieur au mètre.

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

L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectué sur une hauteur minimale de 30 cm au dessus de la génératrice supérieure, étant entendu que le compactage jusqu'à 75 cm doit être effectué par damage manuel, afin d'en minimiser ses effets dynamiques.

**Remarque :** Lors du compactage il faut appliquer une force qui n'excède pas à la charge maximale que peut supporter la canalisation

## V.2 Choix des engins :

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

### V.2.1 Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

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

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

- Une couronne circulaire.
- Une lame (outil de travail) montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement, c'est à dire prendre toutes les positions possibles dans le plan de la couronne, on peut donner à celle-ci une inclinaison les deux mouvements combinés celui de la lame et de la couronne permettent donc à l'outil d'occuper toutes les positions de l'espace, cette mobilité de l'outil constitue le principal avantage de la machine et lui permet d'effectuer une gamme de travaux variés. on n'utilise plus ce type d'engins





**V.2 figure qui représente bulldozer**

### **V.2 .2 Utilisation des niveleuses :**

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

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



**V.3 figure qui représente la niveleuse**

### **V.2.3 Pour l'excavation des tranchées :**

On utilise une pelle équipée en rétro

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

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.

## Organisation de chantier

---

- Temps de remise en position de déblais.

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



**V.4 figure qui représente une belle**

### **V.2.4 Pour le remblaiement des tranchées :**

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

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

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



**V.4 figure qui représente le chargeur.**

### **V.2.5 Pour le compactage :**

L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse, Il comprend :

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



**V.6 figure qui représente le compacteur**

### **V.3- Détermination des différents volumes :**

L'estimation est réalisée au stade du schéma de principe, par mètre linéaire de canalisation posée.

Les différentes opérations effectuées sont :

- Travaux de décapage à grande masse ;
- Travaux de décapage de la tranchée ;
- Fourniture et pose de lit de sable ;
- Fourniture et pose des buses en béton armé ;
- L'exécution des regards de chute, de visite ou de jonction ;
- Travaux de remblai de la tranchée ;
- Transport des terres excédentaires ;

## Organisation de chantier

---

**Tableau V.1 : les différents volumes des travaux :**

Diamètre	longueur	V(m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
<b>GRAVITAIRE</b>								
(mm)	(m)	Déblais	Décapage	conduite	lit de sable	Remblais	Foisonné	excédentaire
800	1498.87	1681042.66	209.84	753.03	209.84	1679869.94	1680079.79	962.87
1500	1296.49	4086938.39	272.26	2289.93	272.26	4084103.94	4084376.20	2562.19
1800	2139.88	9249930.88	513.57	5442.57	513.57	9243461.17	9243974.74	5956.14
2000	6606.34	34371862.13	1717.65	20743.91	1717.65	34347682.93	34349400.58	22461.56
2500	7880.10	61097646.14	2442.83	38661.74	2442.83	61054098.74	61056541.57	41104.57
<b>REFOULEMENT</b>								
1000	958.00	1534486.08	153.28	752.03	153.28	1533427.49	1533580.77	905.31
<b>SOMME</b>	20380	112021906.29	5309.44	68643.21	5309.44	111942644.21	108880792.11	73952.64

#### V.4 Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif.

Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

**Tableau V.2 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet:**

## Organisation de chantier

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (Da)	Montant (DA)
<b>A</b>	<b>Travaux de terrassement</b>				
1	Décapage de la tranchée	m <sup>3</sup>	5309.44	150	796415.30
2	Déblai	m <sup>3</sup>	112021906.29	300	33606571886.49
2	Pose du lit de sable	m <sup>3</sup>	5309.44	1000	5309435.30
3	Remblai de la tranchée	m <sup>3</sup>	111942644.21	2500	279856610527.33
4	Evacuation des déblais excédentaires	m <sup>3</sup>	73952.64	500	36976321.03
<b>B</b>	<b>station de relvage</b>				
	Décapage	m <sup>3</sup>	46.10	150	6915.00
	déblais (terrain ordinaire 65%)	m <sup>3</sup>	750.00	300	225000.00
	déblais (terrain rocheux 35%)	m <sup>3</sup>	404.00	700	282800.00
	évacuation des déblais	m <sup>3</sup>	1154.00	600	692400.00
	Maçonnerie	m <sup>3</sup>	230.00	500	115000.00
	Fenêtre (1x1) m <sup>2</sup>	U	2.00	4000	8000.00
	Fenêtre (1,5x1,5) m <sup>2</sup>	U	4.00	6000	24000.00
	Porte métallique (3x2.5) m <sup>2</sup>	U	2.00	24000	48000.00
	Porte métallique (1.9x0.75) m <sup>2</sup>	U	2.00	10000	20000.00
	Porte en bois (1.9x0.75) m <sup>2</sup>	U	2.00	8000	16000.00
	béton de propreté	m <sup>3</sup>	50.00	3000	150000.00
	béton armé	m <sup>3</sup>	104.00	20000	2080000.00
<b>C</b>	<b><u>Canalisation</u></b>				
	Fourniture, transport et pose de canalisation en béton armé				
	Ø800mm	MI	1498.87	1200	1798644.00
	Ø1500mm	MI	1296.49	1500	1944735.00
	Ø1800mm	MI	2139.88	2000	4279760.00
	Ø2000mm	MI	6606.34	3000	19819020.00
	Ø2500mm	MI	7880.10	3800	29944380.00
	Transort et pose de canalisation en PVR				
	Ø1000mm	MI	958	3500	3353000.00
<b>D</b>	<b>construction:</b>				
	Exécution de regard de visite ou de jonction en béton armé avec tampon , En fonte de:				
	Profondeur de 1,5à2, 5m	U	191	25000	4775000.00
	Profondeur de 1,5à3, 5m	U	35	35000	1225000.00
	Profondeur 3.5à5m	U	4	45000	180000.00
				Total (HT):	<b>3135772522.39</b>
				T.V.A ( 13% )	<b>407650427.91</b>
				<b>Total général</b>	<b>3543422950.31</b>
				<b>T.T.C</b>	<b>3543422950.31</b>

### **Conclusion :**

Le système d'assainissement de ce projet est constitué de plusieurs ouvrages hydrauliques, telles que les conduites de différents diamètres, les regards de visite, les regards de jonction.

Le choix des conduites, en tenant compte de leur disponibilité sur le marché national, Ainsi la bonne qualité des matériaux de ces ouvrages rend le système d'assainissement plus fonctionnel.

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet.

---

### **Conclusion général :**

Après l'étude des résultats obtenus nous avons constatés un rejet d'eau usée en mer de l'ordre de 16004 l/s, ce qui pollue considérablement les plages de Zeralda.

Afin de pouvoir donner suite au problème, nous avons proposé, l'interception des eaux usées au niveau des rejets, en suite de les acheminer vers la station d'épuration qui est en cours de réalisation.

La variante qu'on vient de proposer permet de prendre en charge les points important de rejet d'eau usée, cependant elle permet aussi de collecter des rejets des futures extensions des zones touristiques situées en aval près des plages sans investissements supplémentaires.

Pour permettre le bon fonctionnement de notre système on a mis en place un ensemble d'équipement au niveau des stations de pompage projetée.

Vue les conditions du terrain, sachant que l'implantation de la station d'épuration est en amont de la ville de Zeralda avec une dénivelé de l'ordre de 19m, nous somme dans l'obligation d'assurer le transfert par un refoulement à l'aide de une station de pompage projetées tous en exploitant au maximum la pente du terrain (conduite gravitaire).

Ainsi le cout total du projet est estimé à : trois milliard cinq cent quarante-trois millions et quatre cents vingt-deux milles neuf cents cinquante dinar Algérie, **(3543422950.31 DA)**.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[01] : SALAH, B., 1993 « polycop d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, ALGER

[2] : l'Office National de la Météorologie (ONM), enregistrées par la station climatologique de l'aérodrome de Guemar, El- Oued

[3] : GOMELLA, C., GUERREE, H., 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris

[4] : Catalogue technique de l'entreprise de CHIALI, « Le tube en assainissement », Page : 6-7-8-9.

[05] : FRANCOIS, V., 1994 « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Paris

[6] : A.LENCASTRE, « Hydraulique générale », 2008, 5ème Edition, Page : 507-509.

[7] : M.SATIN et B.SELMI, « Guide technique de l'assainissement », 3ème Edition, Page: 61-66.

[8] : catalogue des pompes « assainissement & liquides chargés » catalogue de KSB et ASTEE, « Les stations de pompage d'eau », 2005, 6ème Edition, Page : 186-187-565-568-582-583-584

[9] : Catalogue technique sur la canalisation en PRV, « Présentation générale des tuyaux destinés à l'assainissement », Page : 2-3-4.

[10] Mémoires des fins d'étude corrigée [d'assainissement]: RECOLLEMENT DU RESEAU DE REJET DE LA VILLE DE ZERALDA VERS LA NOUVELLE STATION D'EPURATION (W.ALGER) EN 2012

[11] Mémoires des fins d'étude corrigée [d'assainissement] : ASSAINISSEMENT DE LA VILLE D'OUM EL DJELLIL (W.MEDEA) EN 2007.



# Annexes

**Annexe I : Devis estimatif et quantitatif.**

<b>Désignation des travaux</b>	<b>Unité</b>	<b>Pri x unitair</b>
<b>Travaux de canalisation</b>		
<b>Gravitaire</b>		
DN2500B.A	ml	9500
DN2000B.A	ml	8500
DN1800B.A	ml	8000
DN1600B.A	ml	7500
DN1500B.A	ml	7000
DN800B.A	ml	4000
<b>Refoulement</b>		
DN1000 PRV	ml	14000
<b>Regard</b>		
Regard d'assainissement	Unité	50000
Chambre de regard	Unité	125000
<b>Déversoir d'orage</b>		
Béton + ferrailage+cofrage	m	45000
Terrassement	m	40
<b>Stations de pompage</b>		
Terrassement	m	40
Béton+ferrailage+cofrage	m	45000

**Source** : mémoire de fin d'étude recollement du réseau de rejet de la ville de Zeralda vers la nouvelle station d'épuration (w. Alger) en 2012

## Annexe II

<b>Désignation des travaux</b>	Unité	prix unitaire (DA)
<b>Equipements</b>		
Pompe	Unité	1500000
Pont roulant	Unité	2000000
Anti bélier	Unité	3000000
Dégrilleur	Unité	1000000
Vanne murale	Unité	1000000
Cône de réduction DN150/300	Unité	30000
Cône de réduction DN500/700	Unité	70000
Conduite DN300 PVC	Ml	3000
Coude 90° DN300	Unité	42000
Clapet anti retour	Unité	48000
Joint de démontage bridé DN300	Unité	40000
Vanne bridé	Unité	62000
Plaque pleine	Unité	20000
Joint de démontage bridé DN500	Unité	100000
Collecteur Refoulement fonte	Ml	98000
Buté	m3	30000
Evacuation des terres excédentaires à la décharge publique	m3	500
Dérivation et pompage des eaux		600000

**Source** : mémoire de fin d'étude ASSAINISSEMENT DE LA VILLE D'OUUM EL DJELLIL (W.MEDEA) .

Annexe III :

- Logiciel de calcul « P HILON 98 » en assainissement.
- Logiciel de hydrolab.
- Logiciel de KSB de la pompe d'assainissement.

