

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Approvisionnement en eau potable les localités Ferfour, Es-Sebt et Zaouia (w. Skikda).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0018-16

APA Citation (توثيق APA):

Daif, Manel (2016). Approvisionnement en eau potable les localités Ferfour, Es-Sebt et Zaouia (w. Skikda)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرة المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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:** Alimentation en eau potable

**THEME DU PROJET :**

**Approvisionnement en eau potable les localités Ferfour,Es-sebt et Zaouia (w.SKIKDA)**

**PRESENTE PAR:**

M<sup>lle</sup> Daif Manel

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>me</sup> : AMMOUR Fadhila	M.A.A	Présidente
M <sup>me</sup> : KAHLERRAS Malika	M.A.A	Examinatrice
M <sup>me</sup> : SALHI Chahrazed	M.A.A	Examinatrice
M <sup>me</sup> : HADJ SADOK Nabila	M.A.A	Examinatrice
M <sup>me</sup> : MOKRANE Wahiba	M.A.A	Promotrice

**Septembre - 2016**

# REMERCIEMENT

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

*Mes remerciements à mes parents...Je remercie fortement ma promotrice : Madame Mokrane de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*

*Mes vives gratitude s'adressent à Madame AMMOUR FADHILA ,qui a bien voulu présider mon jury , je la remercie pour tous ce qu'elle nous a donné durant les trois années de l'ENSH ,et pour sa disponibilité et son aide précieuse .*

*Mes remerciements vont également à tous les membre de jury ,pour avoir accepter d'en faire partie et pour l'intérêt qu'elles ont porté à ce mémoire : Madame Kahlerras Malika , Madame Salfi chahrazed ,Madame .....*

*Je tiens également à remercier :Monsieur Laouar Toufik, Monsieur Chekroud Reda , Monsieur Billel , Monsieur Mehdi*

*Pour la même occasion ,je remercie mes enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.*

*À celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider, et m'encourager*

*Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

# Dédicace

*A ceux qui me sont les plus chers .  
A ceux qui ont toujours cru en moi.  
A ceux qui ont toujours m'encouragé*

*Je dédie ce travail à :*

*Mes chers parents « que dieu vous garde pour moi »*

*Mon cher Frère*

*Mes tantes & oncles*

*Mes cousines & cousins*

*Mes amies*

*La mémoire de l'âme de Med*

## ملخص

تقع المنطقة التي نحن بصدد دراستها جنوب ولاية سكيكدة . وهي منطقة حديثة النشأة تسمى " فرفور " تشهد حاليا نقصا كبيرا في كمية المياه .

هذه الدراسة تهدف إلى تحسين ظروف المعيشة لسكان الريف من حيث التزويد بالمياه الصالحة للشرب . مؤمنين لهم حياة أفضل من اجل النهوض بالقطاع الفلاحي و الحد من النزوح الريفي .

من خلال هذه الدراسة تعرفنا على كيفية انجاز هذا المشروع و على جميع المعدات و المنشآت اللازمة لانجازه .

## Résumé :

La zone que nous allons étudier se situe au sud de la wilaya de SKIKDA, c'est une nouvelle ville qui s'appelle « Ferfour », connue une importante pénurie de l'eau .

Le but de l'étude est d'améliorer le niveau de vie des populations rurales en matière « eau potable » afin de les maintenir sur place pour éviter l'exode rurale et enrichir le secteur agricole.

A partir de cette étude consiste à faire la réalisation de ce projet et tous les ouvrages et les équipements nécessaires.

## Abstract :

The zone of study located in the south of SKIKDA city, is a new zone called « Ferfour ». Currently it suffers from the absence of drinking water.

The aim of the study is to improve the living conditions of rural population as far as the drinking water supply is concerned in order to maintain them there and avoid the rural exodus and improve the agricultural sector.

So, through this study, we will learn about how to accomplish this project and all the equipment and structures needed to make it a success.

## La Nomenclature

ACL :	Agglomération Chef-Lieu .
ONM :	l'Office National de Météorologique .
RPA :	Règlement Parasismique Algérien .
ANRH :	Agence Nationale des Ressources Hydraulique .
RN :	Route Nationale .
DCO :	Demande Chimique en Oxygène .
DBO5 :	Demande Biologique en Oxygène .
MO :	Matière Organique .
COT :	Carbone Organique Total .
CMA :	Concentration Maximale Admissible .

# SOMMAIRE

**Dédicace**

**Remerciements**

**Résumé**

**Introduction générale**.....

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

I.1 Introduction.....	<b>01</b>
I.2 Situation géographique .....	<b>01</b>
I.2.1 Situation climatique .....	<b>03</b>
I.2.1.1. Précipitation .....	<b>03</b>
I.2.1.2. La température .....	<b>04</b>
I.2.1.3.L'ensolleiement .....	<b>04</b>
I.2.1.4. Le vent .....	<b>05</b>
I.2.1.5. L'humidité .....	<b>05</b>
I.2.2.Situation géologiqueetgéotechnique .....	<b>06</b>
I.2.2.1. Géologie .....	<b>06</b>
I.2.2.2. La sismicité .....	<b>06</b>
I.3. Situation hydraulique .....	<b>07</b>
I.3.1. Ressource souterrain .....	<b>07</b>
I.3.2. par adduction .....	<b>10</b>
I.4. conclusion .....	<b>13</b>

## **Chapitre II : Evaluation des besoins en eaux**

II.1Introduction .....	<b>14</b>
II.2. Evolution de la population .....	<b>14</b>
II.2.1. Evaluation de la population actuelle .....	<b>14</b>
II.2.2. Evaluation de la population future .....	<b>15</b>
II.3.Choix de la norme unitaire de consommation .....	<b>15</b>
II.3.1.Définition .....	<b>15</b>
II.3.2.Critères de choix de la norme .....	<b>16</b>
II.4.Evaluation de la consommation moyenne journalière .....	<b>16</b>

II.4.1.Estimation des pertes.....	17
II.4.2.La consommation moyenne journalière domestique .....	17
II.5.Etude de variation de la consommation.....	18
II.5.1. Etude de la variation journalière .....	18
II.5.1.1.La consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ ).....	18
II.5.1.2.La consommation minimale journalière ( $Q_{min,j}$ ) .....	19
II.5.1.3 .Récapitulation des variations journalières de la consommation en eau potable .....	19
II.5.2.Etude de la variation horaire .....	19
II.6.Conclusion .....	23

### **Chapitre III : Etude de l'adduction**

III.1 Introduction .....	24
III.2. Types d'adduction .....	24
III.3. Choix du tracé .....	24
III.4. type de canalisation .....	25
III.4.1. Facteurs influent sur le choix des matériaux .....	25
III.4.2. choix du matériau utilisé .....	28
III.5. Etude de l'adduction .....	28
III.5.1. Schéma général de l'adduction .....	28
III.6.Adduction à partir d'un piquage .....	28
III.6.1. Etude de l'adduction gravitaire.....	28
III.6.1.1.Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire .....	29
III.6.1.2.Les frais d'investissement .....	32
III.6. 2. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement .....	32
III.6.2.1.Calcul des pertes de charge .....	33
III.6. 2.2. Calcul de la hauteur manométrique total .....	35
III.6.2.3. Puissance absorbée par la pompe .....	35
III.6.2.4. Energie consommée par la pompe .....	36
III.6.2.5. Frais d'exploitation .....	36
III.6.2.6. Frais d'amortissement .....	36
III.7. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement .....	37
III.8. Etude d'adduction à partir d'un forage .....	39
III.8.1. Calcul de la hauteur manométrique pour notre forage .....	39
III.9. Comparaison entre les deux variantes.....	43
III.10. Conclusion .....	44



## **Chapitre IV : Etude des réservoirs**

IV.1 Introduction .....	45
IV.2. Rôles des Réservoirs .....	45
IV .3 . Emplacement des réservoirs .....	45
IV.4. Principe de fonctionnement .....	45
IV.5 .le type du réservoir .....	46
IV.6 .comparaison entre le volume calculé et le volume existant .....	46
IV .7 .Dimensionnement de bache de reprise de la station de pompage.....	49
IV .8.Equipement de réservoir .....	50
IV.8.1 Conduite d'arrivée .....	50
IV.8.2 Conduite de distribution .....	50
IV.8.3 Conduite de décharge ou de vidange .....	50
IV.8.4 Conduite de trop-plein .....	50
IV.8.5 By-pass .....	51
IV.8.6 Matérialisation de la réserve d'incendie .....	51
IV.9. Conclusion .....	52

## **Chapitre V : Etude du pompage**

V. 1 Introduction .....	53
V.2.Choix de l'emplacement de la station de pompage .....	53
V.3.Choix du type de pompe .....	53
V.4.Choix du nombre de pompes .....	54
V.5.Les modes de couplage des pompes .....	54

V.5.1.Couplage en parallèle .....	54
V.5.2.Couplage en série .....	55
V.6.Dimensionnements des stations de pompage .....	56
V.6.1. Courbes caractéristiques des pompes .....	56
V.7. Point de fonctionnement .....	58
V.8.Courbe caractéristique de la conduite .....	58
V.9.Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données .....	60
V.9.1. la conduite de refoulement.....	62
V.9.2. Meilleur mode du réglage .....	68
V.10.Etude de cavitation .....	68
V.10.1.Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe.....	68
V.11. Choix du moteur électrique .....	69
V.11.1. Critères de choix du moteur électrique .....	69
V.12. Conclusion .....	74

## **Chapitre VI : Protection des conduites**

VI.1 Introduction.....	75
VI.2. Protection des conduites contre le coup de Béliet .....	75
VI.2.1. Les causes du coup de béliet .....	75
VI.2.2. Les conséquences du coup de béliet .....	75
VI.2.2.1. Cas de forte pression .....	76
VI.2.2.2. Cas de dépression .....	76
VI.2.2.3. Fatigue de la conduite .....	76
VI.2.3. Moyens de protection contre le coup de béliet .....	76
VI.2.3.1. Volant d'inertie .....	77
VI.2.3.2. Soupape de décharge .....	77
VI.2.3.3. Les réservoirs d'air .....	78
VI.2.3.4. cheminée d'équilibre .....	79
VI.2.4 . Analyse physique du phénomène du coup de béliet .....	79
VI.2.5.Calcul des réservoirs d'air .....	80

VI.2.6. Calcul de la célérité d'ondes .....	82
VI.2.6. 1. Eude de coup de bélier de la station de pompage .....	83
VI.2.6.2 .les caractéristiques de la conduite de refoulement .....	82
VI.2.6.3. La vitesse d'écoulement en régime permanent .....	84
VI.2.6.4. Calcul simplifié d'un réservoir d'aire .....	86
VI.3. Accessoires .....	88
VI.4. Conclusion .....	90

## **Chapitre VII : Organisation de chantier**

VII.1. Introduction .....	92
VII.2. Différents travaux à entreprendre .....	92
VII.2.1. Travaux concernant l'adduction .....	92
VII.2.2. Travaux concernant les stations de pompages .....	93
VII.2.3. Travaux concernant les réservoirs .....	94
VII.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction .....	95
VII.3.1. Vérification, manutention des canalisations .....	95
VII.3.2. Déblais d'excavation .....	95
VII.3.2.1. Calcul de la largeur de tranchée .....	96
VIII.3.2.2. calcul de la profondeur de tranchée .....	96
VII.3.3. Lit de sable .....	97
VII.3.4. Remblais compacté .....	97
VII.3.5. Volume de la conduite .....	97
VII.3.6. Pose de canalisation .....	98
VII.3.6.1 . Principe de pose des canalisations .....	98
VII.3.6.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire .....	98
VII.3.6.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain .....	98
VII.3.6.4. Pose de canalisation en galerie .....	99
VII.3.6.5. Traversées des routes .....	100
VII.3.6.6. Traversée d'une rivière ou oued .....	100
VII.3.7. Essai sur la canalisation en place .....	100
VII.3.7.1. L'épreuve des joints et canalisations principales .....	100
VII.3.8. Remblaiement des tranchées .....	101

VII.3.9. Volume excédentaire .....	101
VII.4. Engins .....	101
VII.4.1. Pelle hydraulique .....	102
VII.4.2. Dozer .....	103
VII.4.3. Chargeur .....	104
VII.4.4. Compacteur (vibrateur de sol).....	104
VII.5. Analyse des actions et conditions dangereuses .....	105
VII.6. Mesure préventives pour éviter les causes des accidents .....	105
VII.6.1. Protection individuelle .....	105
VII.6.2. protection collective .....	105
VII.6.3. Autres protections .....	106
VII.7. Calcul du volume de terrassements .....	106
VII.7.1 Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron .....	106
VII.7.2. Calcul du volume de déblai .....	107
VII.7.3 .Calcul du volume de sable de lit.....	107
VII.7.4.Calcul du volume de remblai .....	107
VII.7.5. Volume excédentaire .....	108
VIII.8. Devis estimatif .....	109
VIII.9. Planification des travaux .....	109
VIII.10. Conclusion .....	112
Conclusion générale .....	113

<b>Liste des tableaux</b>	<b>Page</b>
<b>Tableau I.1</b> : Moyennes mensuelles et annuelle des précipitations (Période: 2001-2010) .....	3
<b>Tableau I.2</b> : Moyennes mensuelles et annuelles des températures (Période: 2001-2010) .....	4
<b>Tableau I.3</b> : Moyenne mensuelles et annuelle de l'ensoleillement (Période : 2001-2010).....	4
<b>Tableau I.5</b> : Moyennes mensuelles et annuelle de la vitesse des vents (Période : 2001-2010).....	5
<b>Tableau I.6</b> : Direction et fréquence des vents (Période : 2001-2010) .....	5
<b>Tableau I.7</b> : Moyenne mensuelles et annuelle de l'humidité (Période : 2001-2010).....	5
<b>Tableau II.1</b> : représentation de la population future.....	15
<b>Tableau II.2</b> : Dotation unitaire moyenne.....	16
<b>Tableau II.3</b> : résumé des besoins.....	17
<b>Tableau II.4</b> : Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers .....	19
<b>Tableau II.5</b> : Variation du débit horaire de la consommation en eau potable.....	20
<b>Tableau III.1</b> : Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types de tuyau.....	30
<b>Tableau III.2.</b> Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire.....	31
<b>Tableau III.3:</b> Frais d'investissement des conduites gravitaires .....	32
<b>Tableau III.4:</b> Calcul de la HMT du tronçon .....	37
<b>Tableau III.5:</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon.....	38
<b>Tableau III.6</b> : Calcul des frais d'exploitation du tronçon .....	38
<b>Tableau III.7</b> : Bilan du tronçon .....	38
<b>Tableau III.8:</b> Calcul de la HMT du tronçon .....	41
<b>Tableau III.9:</b> Calcul des frais d'amortissement du tronçon de refoulement.....	41

<b>Tableau III.10:</b> Calcul des frais d'exploitation du tronçon de refoulement .....	41
<b>Tableau III.11 :</b> Bilan du tronçon de refoulement .....	42
<b>Tableau III.12 :</b> comparaison entre le coût des deux variantes.....	43
<b>Tableau IV-1</b> détermination de la capacité du réservoir .....	47
<b>Tableau V.1:</b> Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de La station .....	56
<b>Tableau V.2:</b> Courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	59
<b>Tableau V.3:</b> Calculs des prix d'énergie pour différents modes de réglage .....	68
<b>Tableau V.4:</b> Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	70
<b>Tableau V.4:</b> Encombrement de la pompe de type HMU40-2/7B .....	72
<b>Tableau VII-1 :</b> calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour le réseau .....	105
<b>Tableau VII-2 :</b> calcul du volume de déblai pour le réseau.....	106
<b>Tableau VII-3 :</b> calcul du volume de sable pour le réseau.....	106
<b>Tableau VII-4:</b> calcul du volume de remblai pour le réseau.....	107
<b>Tableau VII-6:</b> Le volume Total des travaux pour le réseau de distribution.....	107
<b>Tableau VII-5:</b> calcul du volume excédentaire pour le réseau .....	107
<b>Tableau VII-7:</b> Volumes et coût des travaux total .....	108
<b>Tableau VIII.8 :</b> détermination de chemin critique .....	109

## **LISTE DES PLANCHES**

**Planche N° 1 :** PLAN DE MASSE DE LA COMMUNE DE FERFOUR (w.SKIKDA)

**Planche N° 2 :** LEVE TOPOGRAPHIQUE DE LA COMMUE DE FERFOUR (w.SKIKDA)

**Planche N° 3 :** PROFIL EN LONG DE LA COMMUNE DE FERFOUR (w.SKIKDA)

**Planche N° 4 :**SCHEMA SYNOPTIQUE DU SYSTEME DE TRANSFERT DE LA VARIANTE  
RETENUE

**Planche N° 5 :** COUPE VERTICALE DU R2SERVOIR DE DISTRIBUTION

# INTRODUCTION GENERALE

Quand on parle de la vie ,on pense directement à l'eau ,et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de cette substance ,qui est la plus abondante à la surface de notre terre, car elle occupe soixante-dix pour cent de la surface globale de la planète « qu'on surnomme d'ailleurs la planète bleue » . D'autre part ; le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible et à une forte tendance à se réduire en considérant la croissance démographique et la Pollution.

Et parce que le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique , car celui-ci lié à, toutes les branches de l'économie , il faut trouver des solutions et des stratégies rigoureuses pour assurer la consommation d'eau journalière nécessaire

Entre vivre à la campagne et de vivre dans la ville ,la proportion de la population varie , pour des différentes raisons (il y en a qui préfère vivre en calme ,respire un air pur ,ou tout simplement pour des raisons de pauvreté ...etc).et malheureusement ses régions sont généralement marginalisées par l'Etat, c'est pour cette raison qu'on s'intéresse dans ce projet à améliorer les conditions de vie des habitants d'une petite commune qui porte le nom de « Ferfour » du nord de la wilaya de Skikda et c'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail, soit le renforcement de l'AEP de cette commune.

L'étude comporte quatre parties définies comme suit :

- Une présentation de la zone d'étude qui consiste à collecter les données nécessaires pour avoir une bonne connaissance de la zone d'étude.
  - Une estimation des besoins en eau potable permettant le calcul des besoins en eau pour l'ensemble des agglomérations afin de déterminer le débit de dimensionnement de notre système de transfert.
  - Une étude de conception du système de transfert afin de pouvoir projeter un transfert adéquat.
  - Une étude de conception des systèmes annexes pour dimensionner les différents systèmes qui peuvent être projeté tel que : réservoir, station de pompage, anti bélier... etc.
- En fin, le travail va être achevé par une conclusion générale.



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

## I.1.Introduction :

L'actuel chapitre porte sur les différents facteurs influençant la conception de notre réseau d'alimentation en eau potable .Parmi ces facteurs on cite : les données relatives à l'agglomération et donc la situation démographique, les données hydrauliques propre au réseau d'alimentation en eau potable et les ressources en eau, ainsi que la connaissance de la géologie, la topographie et géographie du site qui nous permettra de mener à bien notre travail.

## I.2. Situation géographique :

La zone d'étude est constituée de Ferfour, commune de la ville d'Azzaba.

### ▪ AZZABA :

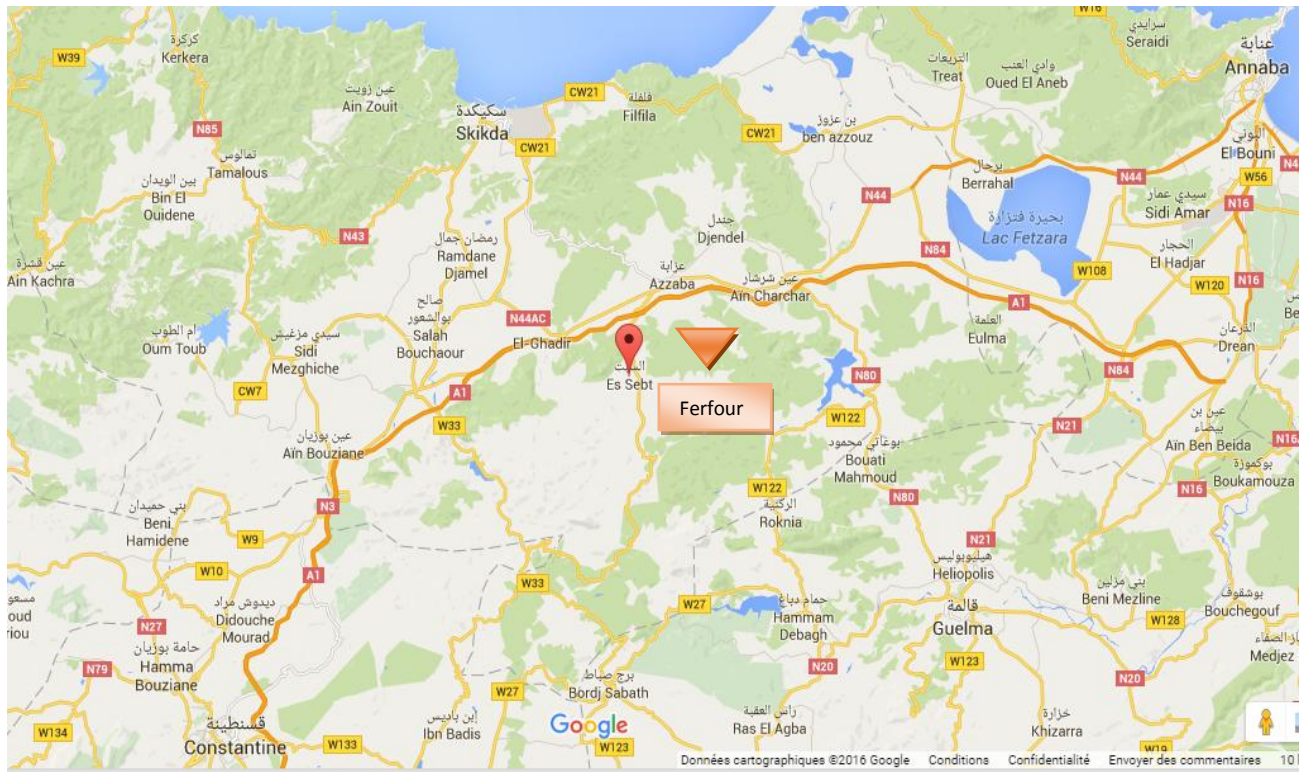
Le groupement d'AZZABA est situé dans la partie Sud-Est à une trentaine de Kilomètres du chef-lieu de la wilaya de SKIKDA.Il fait partie du bassin versant Oued El Kebir et occupe une superficie globale de 650Km<sup>2</sup>.

Le groupement porte trois communes :

- Commune de AZZABA (ACL) y compris les agglomérations secondaire Ras El Ma,Manzel Bendich et Manzel El Abtal.
- Commune d'ES SEBT(ACL)
- Commune de DJENDEL(ACL)
- Au Nord-Ouest, par la commune de Béni-Béchir
- Au Sud parla commune d'Ouled Hababa
- A l'Est parla commune d'Ain Charchar
- Au Sud-Ouest par la commune de Zerdazas

### ▪ FERFOUR :

La localité de Ferfour est situé à 7 km du chef-lieu de daïra Azzaba, et environ 17 km par la route (à 8 km à vol d'oiseau) du chef-lieu de la commune de Essebt. Elle est accessible à partir de la route nationale RN44 en empruntant un chemin communal sur une distance de 6 km environ.



(Google map)

**Figure 1.1 :** situation géographique de la localité de FERFOUR

### I.2.1. Situation climatique:

La zone d'étude jouit d'un climat méditerranéen humide à hiver frais et à été sec et chaud.

Elle se caractérise par :

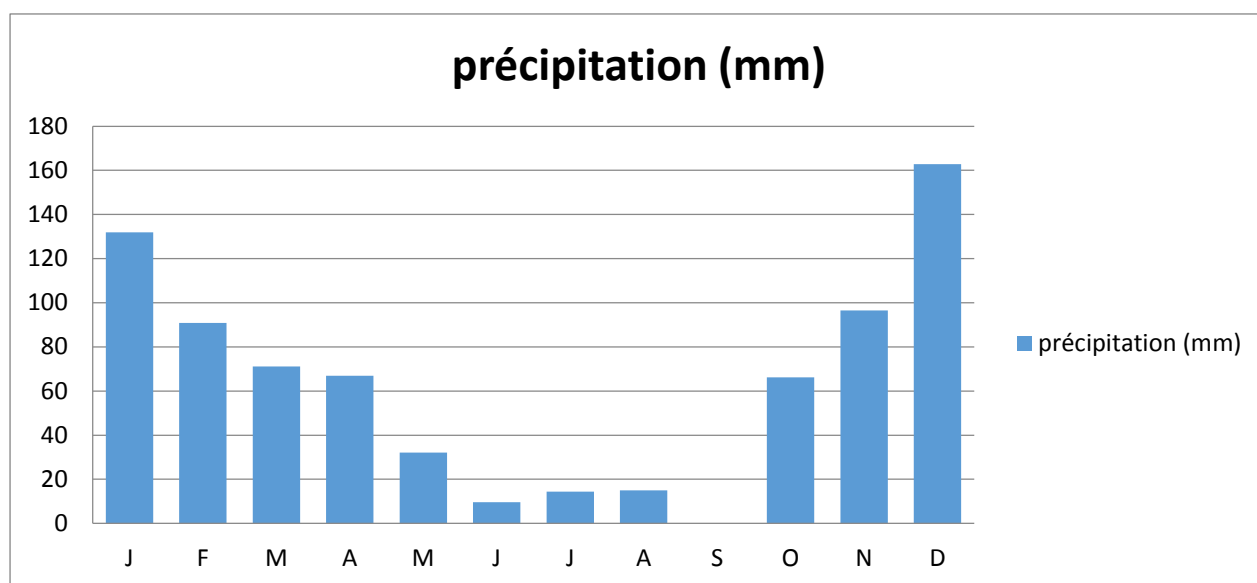
- Indicatif : 355
- Latitude :  $36^{\circ} 53$
- Longitude :  $06^{\circ} 54^E$
- Altitude : 1 m

les principaux paramètres météo-rogiques se présentent comme suit :

**I.2.1.1. Précipitation :****Tableau I.1 :** Moyennes mensuelles et annuelle des précipitations (Période: 2001-2010)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	M.A
P (mm)	131,9	90,86	71,13	66,92	32,08	9,56	14,37	14,93	53,9	66,21	96,58	162,81	811,25

(Source : ONM)

**Figure I .2:** Histogramme de la précipitation

D'après ce tableau ,on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de Décembre (162.81 mm) ;tandis que le minimum est atteint au mois de Juin (9.56 mm)

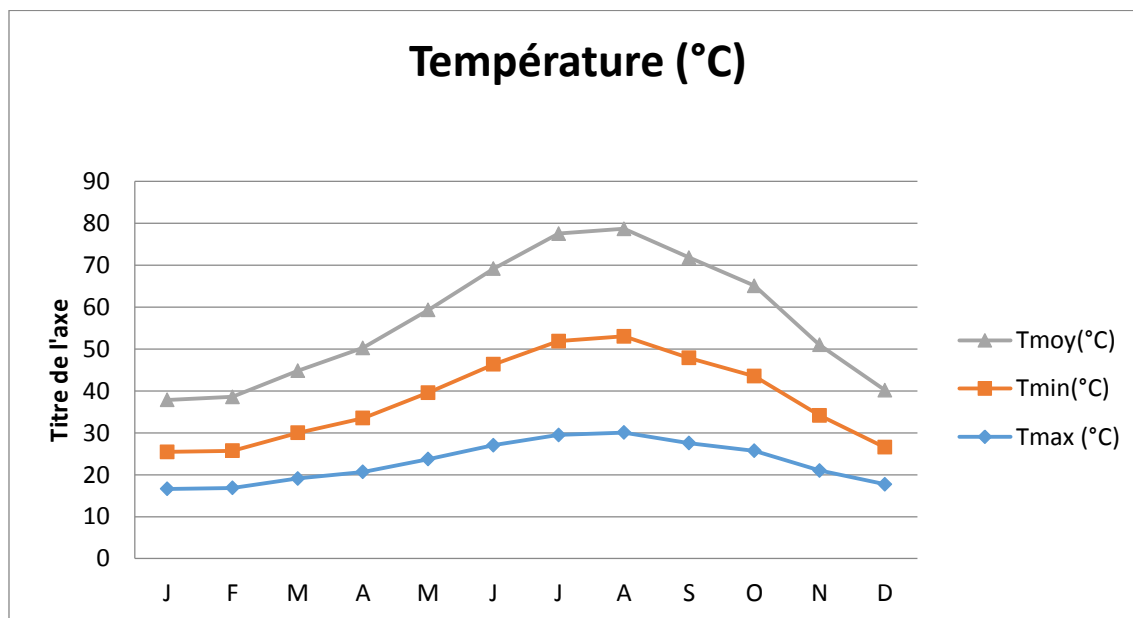
La pluviométrie moyenne annuelle pour notre région est de 811.25 mm .

### 1.2.1.2. La température :

**Tableau I.2** : Moyennes mensuelles et annuelles des températures (Période: 2001-2010)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	M.A
T max (°C)	16,63	16,85	19,11	20,66	23,72	27,06	29,5	30,07	27,56	25,72	21	17,75	22,96
T min (°C)	8,82	8,87	10,86	12,83	15,84	19,27	22,36	22,92	20,31	17,77	13,15	8,82	15,15
T moy (°C)	12,42	12,86	14,83	16,77	19,76	22,81	25,67	25,67	23,91	21,6	16,85	13,61	18,87

(Source :ONM)



**Figure I.3** : les courbes de la variation de température

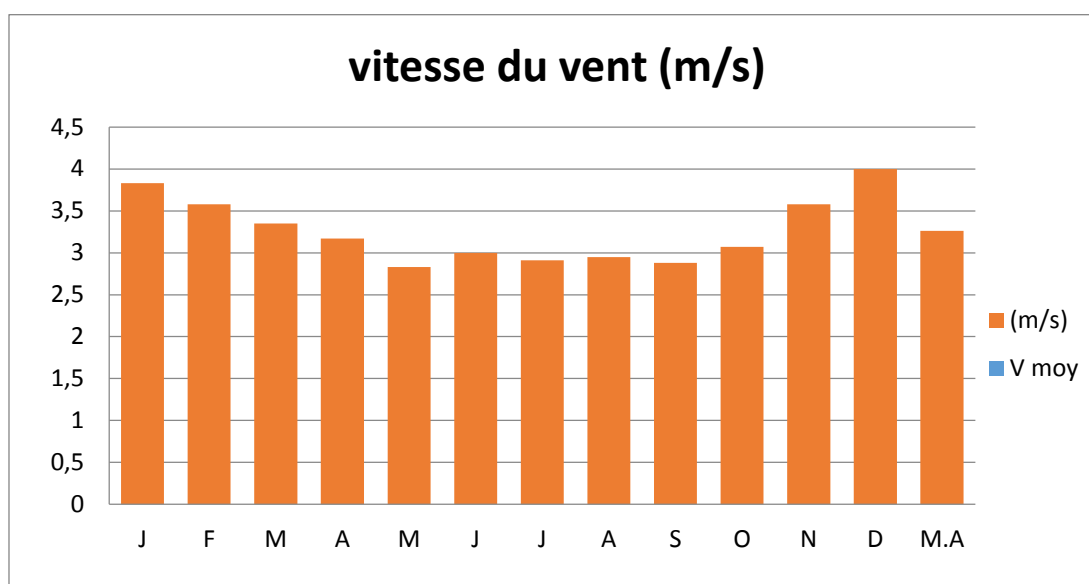
On remarque que la température diminue pendant les trois mois d'hiver (Décembre, Janvier, Février) et atteint un minimum de 12,42 °C en Janvier, elle augmente pendant les trois mois d'été (Juillet, Août, Septembre) et atteint le maximum de 25,67 °C en Juillet et Août. La moyenne annuelle est de 18,87 °C.

La proximité de la mer a une influence directe sur le climat, ainsi la forte chaleur est rafraîchie et humidifiée par la brise d'été et la mer chauffe la terre pendant les hivers rigoureux.

**I.2.1.3. Le vent :**▪ **Vitesse des vents :****Tableau I.5 :** Moyennes mensuelles et annuelle de la vitesse des vents (Période : 2001-2010)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	M.
V moy (m/s)	3,83	3,58	3,35	3,17	2,83	3	2,91	2,95	2,88	3,07	3,58	4	3,26

(Source: ONM)

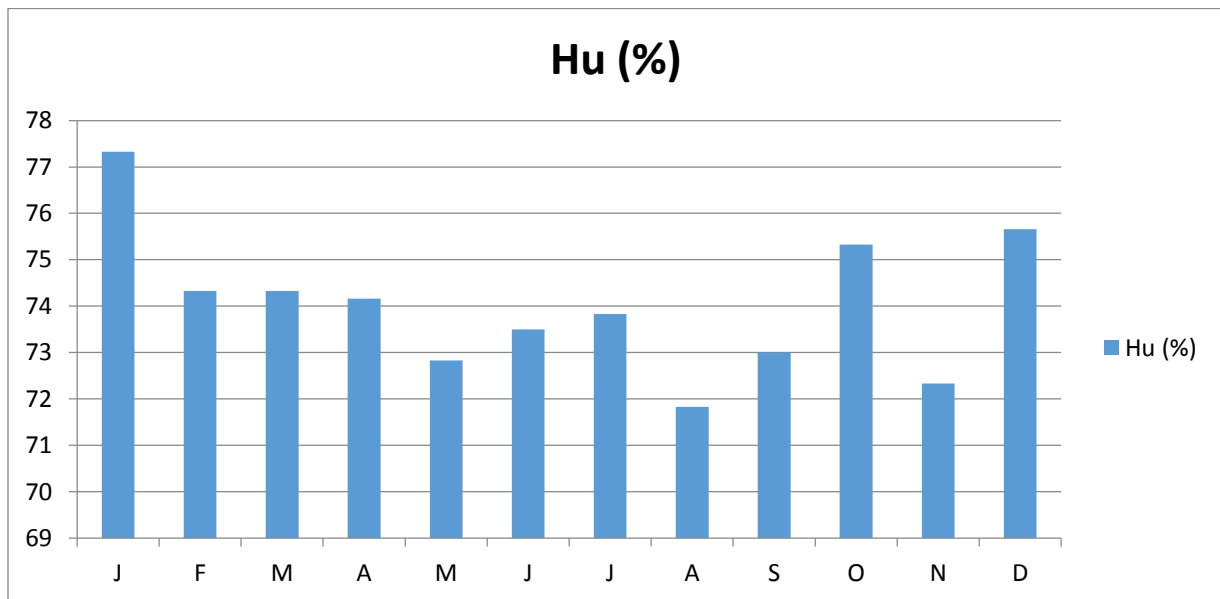
**Figure I.4 :** Histogramme de la variation du vent

On remarque que la valeur de la vitesse la plus élevée est enregistrée en mois de Décembre (4 m/s) .

**I.2.1.4. L'humidité :****Tableau.7 :** Moyennes mensuelles et annuelle de l'humidité (Période : 2001-2010)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	M.A
Hu (%)	77,33	74,33	74,33	74,16	72,83	73,5	73,83	71,83	73	75,33	72,33	75,66	74,03

(Source: ONM)



**Figure I.5** : Histogramme de la variation d'humidité

D'après le tableau ci-dessus on remarque que le taux d'humidité relative de l'air varie entre 72.33 % et 77.33 % .

La valeur donc moyenne annuelle d'humidité est de 74.03 %.

### **I.2.2. Situation géologique et géotechnique:**

Notre région appartient au domaine géologique de l'Atlas Tellien (partie est) , zone plissée de l'Afrique de nord ,caractérisée par sa complexité lithologique et structurale .

On distingue trois types de formation :

- ✚ Le socle kabyle : qui se compose essentiellement de roches métamorphiques (schistes Granitulisés, schistes et phyllades) d'âge Paléozoïque .
- ✚ La nappe numidienne : qui se compose d'argiles noires et degrés numidiens.
- ✚ Les formations post-nappe: il s'agit de formation d'âge Mi-pliocène constituées par des conglomérats et des sédiments plio-quaternaires de la dépression alluviale de Oued Saf-Saf.

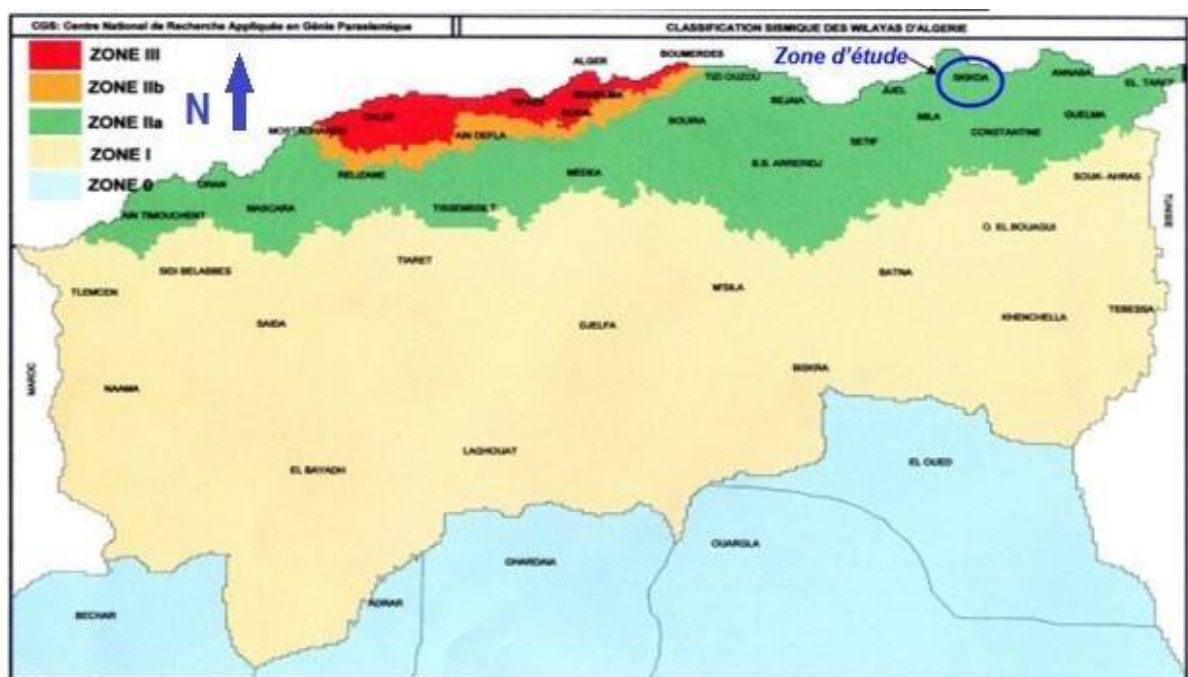
### **I.2.3. La sismicité :**

Un zonage sismique actualisé a été établi par le règlement parasismique Algérien (R.P.A 2003)suite au séisme du 21-Mai -2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs .

Cinq zones de sismicité croissante ont été établies au niveau national (voir carte de Zonage sismique ci-après ), soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable.
- Zone I : Sismicité faible.
- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne .
- Zone III : Sismicité élevée

Cette nouvelle classification, situe notre zone d'étude dans la **Zone sismique IIa** qui est de Sismicité moyenne.



**Figure I.6** :Carte représentant la sismicité de notre zone (RPA 99)

### I.3. Situation hydraulique :

#### I.3.1. Ressource souterrain :

##### ❖ Forage :





(Google earth)

**Figure I.7 :** Situation du forage par rapport à notre agglomération

Caractéristiques du forage :

Côte Terrain naturel du forage : 86.9 m .

Niveau dynamique : 10 m .

Niveau statique : 5m .

Débit du forage : 5 l/s .

Qualité de l'eau de forage :

Classification de l'ANRH :

En fonction de leur qualité on distingue, selon Classification de l'ANRH, 4 classes d'eaux brutes:

- Classe I: Eau de bonne qualité, utilisée un traitement simple plus désinfection.
- Classe II : Eau de qualité moyenne, utilisée après un traitement physico-chimique plus désinfection.
- Classe III : Eau de mauvaise qualité, ne peut être utilisée qu'après un traitement poussé. (Traitement physico-chimique plus affinage plus désinfection).
- Classe IV : Pollution excessive, ne peut être utilisée qu'après des traitements spécifiques et très onéreux.

Les caractéristique des eaux souterraines du notre forage sont les suivantes :

**Paramètres des valeurs moyennes :** (source laboratoire ANRH SKIKDA 2015).

Paramètres	Valeurs moyennes
la turbidité	1,5 NTU
Ph	7,9
Température	14-16 °C
Conductivité	1240 $\mu\text{s/cm}$
Titre alcalimétrique complet	150-200 mgCaCo3/L
DCO	50 mg/l (35-70 mg/L )
DBO5	7 mg/l (3-11 mg/l )
COT	0,5 mg/l
Nitrates	8 à 11 mg/l
Nitrites	0,03 à 0,09mg/l
chlorure	160 mg/l (145-175mg/l)

#### Interprétation des résultats :

##### ➤ La turbidité :

D'après les normes la turbidité maximale acceptable est de 1.5 NTU.

Leur dégradation, peuvent indiquer une pollution ou un mauvais fonctionnement des Installations de traitement ou de distribution.

##### ➤ Ph :

Selon l'OMS il doit être compris entre  $6,5 < \text{pH} < 8,5$  et ne dépasse pas 9,5.

Dans notre cas le  $\text{ph}=7.8$  elle tend à être basique

Ce paramètre a une grande importance dans : la stabilité de l'eau (équilibre calcocarbonique ), la coagulation-floculation et la désinfection .

##### ➤ Température :

Entre 14-16 températures acceptables.

Elle joue surtout sur la solubilité, La dissolution des gaz , Accélération de la croissance des microorganismes ,coagulation et sur la floculation ....

➤ Conductivité :

La conductivité électrique est rapidement mesurée et permet donc d'avoir une estimation du résidu sec et de la minéralisation globale ; plus une eau est minéralisée plus sa concentration en ions est importante, donc sa conductivité est élevée.

➤ DBO5 ,DCO :

La DBO5 et la DCO sont utilisées comme des indicateurs de pollution ; ils définissent les limites au-delà desquelles les eaux de surfaces sont trop polluées pour être utilisées pour l'alimentation en eau potable.

➤ COT :

0.5 mg/l une valeur moyennement faible, vu qu'on a une eau souterraine.

Le carbone organique total permet de mesurer la matière organique totale (particulaire et dissoute) .

➤ Nitrate et Nitrite :

Des valeurs faibles, qui ne dépassent pas la valeur maximale admissible.

- Pour les nitrates, la CMA = 50 mg/l
- Pour les nitrites, la CMA = 0.1mg/l

Les nitrates et les nitrites proviennent de l'utilisation des engrais, la fabrication d'explosifs, l'industrie chimique et alimentaire.

### 1.3.2. Diagnostique du réseau existant :

L'étude hydraulique comprend l'étude du réseau d'alimentation en eau potable de la zone d'étude ,mais avant d'établir l'étude de la commune de Ferfour ,il faut d'abord connaître l'état physique actuel du réseau existant des communes voisines .

A partir de la station de traitement d'AZZABA (300 l/s), l'adduction comporte deux parties successives, distinctes et complémentaires :

\* Partie gravitaire : constituée de deux tronçons gravitaires successifs et distincts (Premier tronçon véhiculant un débit  $Q = 92,2$  l/s, totalisant les besoins max. de la localité ES SEBT et ceux des deux agglomérations secondaires RAS EL MZA et ZAOUIA, et second tronçon véhiculant uniquement les besoins restants, correspondant donc à ceux d'ES SEBT, vers la bache de reprise semi enterrée  $C=200$  m<sup>3</sup>) ;

\* Partie refoulement : constituée d'un tronçon unique véhiculant un débit  $Q = 56,9$  l/s, totalisant les besoins max. de la localité ES SEBT, vers le réservoir semi enterré  $C=500$  m<sup>3</sup> Elle comporte également deux ouvrages essentiels existants :

\* Bâche de reprise semi enterrée  $C=200$  m<sup>3</sup> avec sa station de reprise et ses équipements (qu'il y a lieu dans la mesure du possible et du faisable de maintenir, du moins pour les horizons actuel et court terme, compte tenu bien entendu, de leur état actuel, de leur caractéristiques respectives et de leur éventuelle fonctionnalité, d'une part, et des nouvelles hypothèses de travail et des données de base actualisées, d'autre part) .

\* Réservoir semi enterré  $C=500$  m<sup>3</sup>.

Enfin, pour nous permettre de mieux appréhender l'évolution des besoins, notamment ceux relatifs aux horizons actuel et à court terme, d'une part, et par voie de conséquence, tenter de porter une appréciation sur une éventuelle réutilisation des

Équipements existants, d'autre part, l'on a prévu deux variantes de la dotation moyenne

Journalière par habitant (soit, 180 et 200 l)

- **L'état des conduites :**

### **1-CONDUITE DE LIASON :BRANCHEMENT –STATION DE TRAITEMENT**

- longueur conduite..... :  $L = 2175,00$  m
- Débit véhiculé ..... :  $Q = 330,00$  l/s
- Diamètre conduite..... : DN600 mm FONTE PN10
- Vitesse d'écoulement..... :  $V = 1.17$  m/s
- Cote TN Branchement..... :  $C_{TN} = 75$  m
- Pression au sol au point de Branchement.....  $P_{sol} = 70,00$  m.c.e
- Cote Piézométrique Branchement..... :  $C_{piézo} = 145$  m.c.e
- Cote Trop plein ST..... :  $C_{ST} = 88,00$  m
- Cote TN ST..... :  $C_{ST} = 87,50$  m
- Cote Raider ST..... :  $C_{rST} = 85,00$  m
- Hauteur géométrique ..... :  $H_g = 18.00$  m
- Pertes de charges Unitaires ( $k=1.0$ mm)..... :  $J = 0.0026285$  m/ml
- Pertes de charges totales majorées ..... :  $hm = 6,86$  m
- Cote Piézométrique Arrivée..... :  $C_{piézo} = 138.14$  m

- Pression au sol Arrivée (Station de Traitement)..... $P_{res}=50.14$  m.c.e

## **2-NŒUD S6 -REGARD D'ATTENTE (Nœud R2) vers AIN CHERCHAR ET ESSEBT**

- longueur conduite.....:  $L = 635,44$  m
- Débit véhiculé ..... :  $Q = 149,14$  l/s
- Diamètre conduite..... : DN400 mm FONTE PN10
- Vitesse d'écoulement..... :  $V = 1.19$  m/s
- Cote TN AU NŒUD S6.....:  $C_{TN} = 151,57$  m
- Cote Piézométrique( Nœud S6).....:  $C_{piézo} = 178,96$  m
- Cote TN AU NŒUD R2.....:  $C_{TN} = 80,62$  m
- Pertes de charges Unitaires ( $k=1.0\text{mm}$ )..... :  $J = 0.0045412$  m/ml
- Pertes de charges totales majorées ..... :  $hm = 3,46$  m
- Cote Piézométrique Arrivée ( Nœud R2).....:  $C_{piézo} = 175.50$  m
- Pression au sol Arrivée ( Nœud R2)..... : $P_{res} = 94,88$  m

**I.4. conclusion :**

Après avoir défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue géographique ,climatique ,géologique et géotechnique ainsi que la situation hydraulique actuelle qui nous serviront pour entamer notre étude du projet .Il est noté qu'une véritable étude doit être faite satisfaire les besoins de la dite agglomération , à partir d'un piquage dans la conduite principale ,si c'est possible , sinon ,on doit exploiter d'autre source pour atteindre notre but.

## ***Chapitre II : Evaluation des besoins en eaux***

## II.1. Introduction :

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable ,et cela à différents horizons , pour bien estimer la quantité d'eau nécessaire à la consommation de notre agglomération .Ceci en se basant sur les données du recensement national de la population ,les statistiques relatives au taux de natalité , les caractéristiques économiques de l'agglomération et le plan d'urbanisme .

Ses variations des besoins en eau servent à déterminer les rapports entre les besoins maximums journaliers et les besoins moyens journaliers ,et aussi entre les débits maximums horaires et les débits moyens horaires .

## II.2. Evolution de la population :

L'estimation de la population à un horizon futur en se basant sur la formule des intérêts composés ci-après :

$$P_H = P_0 (1 + \alpha)^n \quad \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

- P<sub>H</sub>** : Population à l'horizon de l'étude (2015+20 = 2035) .
- P<sub>0</sub>** : Population constaté actuellement à l'année de référence (2015) .
- α** : Taux d'accroissement de la population adopté (2.4%) .
- n** : Nombre d'années séparant les deux horizons .

La localité de Ferfour est constituée de plusieurs hameaux de maisons individuelles éparpillés, dont le plus important est en crête .La population s'alimente actuellement de manière précaire avec ses propres moyens, qui ne peuvent assurer le minimum requis.

### II.2.1. Evaluation de la population actuelle :

Pour éviter toute sous-estimation de la population future , nous nous basons pour le calcul sur le nombre des habitations existantes et en adoptant un taux d'occupation de 7 personnes /



logement et un taux d'accroissement future de 2.4 % (proche du taux national constaté lors du RGPH de 2008 qui est de 2.21%) .

D'où :

Le nombre d'habitants = nombre d'habitants \* TOL ..... (II.2)

$P_{Act.2015} = 140 \text{ hab.} * 7 \text{ personnes/hab} = 980 \text{ habitants}$

### II.2.2. Evaluation de la population future :

La durée de vie du réseau d'Alimentation en eau potable influence directement sur le choix de l'horizon ,cette dernière est en fonction des matériaux des conduites du réseau et de son entretien .Pour notre étude nous considérons une durée de 20 ans.

L'évolution démographique pour les 20 ans à venir et par application de la formule (1) serait comme suit :

**Tableau II.1** : représentation de la population future :

nombre d'habitants Année 2015	Taux d'accroissement %	Nombre d'années	Nombre d'habitants Année 2035
980	2.4	20	1576

### II.3.Choix de la norme unitaire de consommation :

#### II.3.1.Définition : (polycopiés Mr.SALAH.B)

la dotation ou encore la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir , la consommation urbaine ,l irrigation domestique ,consommation publique et différentes pertes .Elle est généralement évaluée en litre par 24 heures ,par mètre carré de surface de végétaux ,par mètre cube ,par tonne de productivité ,par tête d'animal ,par véhicule.....etc.

- La dotation nette domestique : correspond à la dotation moyenne journalière destinée à la consommation domestique , elle est la quantité d'eau potable ,par jour ,que doit recevoir effectivement un habitant .

- La dotation nette domestique et autres usages : correspond à la dotation moyenne journalière destinée à la consommation domestique et des autres usages , elle est distribuée par équivalent habitant au robinet .

Pour répondre à toutes sortes de consommation, la dotation moyenne selon la source du plan national de l'eau 1997 :

**Tableau II.2** : Dotation unitaire moyenne :

Nombre d'habitants	Demande en eau
> 50 000 habitants	180 l/j/hab.
De 20 000 à 50 000 habitants	160 l/j/hab.
De 10 000 à 20 000 habitants	100 l/j/hab.
< 10 000 habitants	85 l/j/hab.

### II.3.2. Critères de choix de la norme :

cette norme diffère d'une zone à une autre, suivant :

- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- Nombre d'habitants.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Des ressources existantes.

### II.4. Evaluation de la consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \text{ (m}^3\text{/j)} \dots \dots \dots \text{(II.3)}$$

Avec :

Q moy ;j : consommation « débit » moyenne journalière en m/j .

N : Nombre de consommation .

Dot : dotation moyenne en litre/jour/consommateur .

### II.4.1. Estimation des pertes

Par le terme ‘pertes’, il est désigné la quote-part du volume total introduit dans un réseau de distribution et qui ne peut être considéré dans les calculs de bilan (volume mesuré distribué par rapport au volume mesuré prélevé).

Les pertes se composent essentiellement de deux éléments à savoir : les pertes administratives et les pertes physiques.

-Les pertes administratives concernent surtout:

Les prélèvements non comptabilisés des branchements domestiques (manque de compteurs) ;

Le système de facturation au forfait ;

Les prélèvements illégaux ;

-Les pertes physiques concernent surtout:

Les fuites dans le réseau d’approvisionnement (joints défectueux des raccordements des tuyaux, conduites et robinetterie, réservoirs non étanches, perforation des conduites, etc.) ;

Autres prélèvements non rémunérés comme par exemple, prise pour la lutte contre les incendies,

-prélèvements pour travaux d’inspection et entretien du réseau, rinçage des conduites etc.

Le calcul du besoin en eau à fournir pour satisfaire la demande en eau des différents secteurs se fait comme suit : Considérer un taux de perte de 15% à 20%.

### II.4.2. La consommation moyenne journalière domestique :

L’estimation des besoins domestique dépend essentiellement de l’accroissement démographique et de l’amélioration de niveau de vie .

il est jugé qu’une dotation de 150 litres/jour/habitant peut suffire les besoins actuels ,et 170 litres/jour/habitant pour les besoins à long terme (zone rurale) .

**Tableau II.3** : résumé du besoins :

Désignation	Unité	Besoins		
		Actuel	Moyen	Long
		2015	2025	2035
Habitations	Unité	140		
Population	habitant	980	1242	1575
Dotation journalière	l/j/hab.	150	160	170
Débit moyen de l'eau potable:				

o Domestique :	m <sup>3</sup> /j	147	198,7	267,8
o Fuite :	m <sup>3</sup> /j	14.7	19,9	26,8
Débit moyen Total(consommé):	m <sup>3</sup> /j	161.7	218.6	294,5
Débit moyen :	l/s	2.34	3.16	4.26

**II.5. Etude de variation de la consommation :**

**2.5.1. Etude de la variation journalière :**

La consommation en eau potable n'est pas constante , elle est en fonction des jours ,des semaines et des mois ,et sa variation présente des maximums et des minimums .Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum et minimum .

**II.5.1.1. La consommation maximale journalière (Qmax ,j) :**

C'est la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année .Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum Kmax,j qui est :

$$K_{max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \dots\dots\dots (II.4)$$

C'est-à-dire :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} (II-3)$$

Qmax,j : Consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/s)

Qmoy,j : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/s)

Avec :

Kmax j coefficient d'irrégularité journalière maximum [1,1- 1,3]

Pour notre cas : Kmax,j=1.2.

D'où : Qmax,j= 1.2\*Qmoy,j

**II.5.1.2. La consommation minimale journalière ( $Q_{min,j}$ ) :**

C'est la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum  $K_{min,j}$ , qui est :

$$K_{min,j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \dots\dots\dots (II.5)$$

C'est-à-dire :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \text{ (II-4)}$$

Avec :

$Q_{min,j}$  : Consommation minimale journalière ( $m^3/s$ )

$Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière ( $m^3/s$ )

Avec :

$$K_{min,j} [0,7 - 0,9]$$

Pour notre cas  $K_{min,j} = 0,7$

$$\text{D'où : } Q_{min,j} = 0,7 * Q_{moy,j}$$

**II.5.1.3. Récapitulation des variations journalières de la consommation en eau potable :**

Le tableau ci-dessous va résumer les consommations moyennes, minimales et maximales journalières :

**Tableau II.4 :** Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers :

Horizons	$Q_{moy,j}$		$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$		$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$	
	$m^3/j$	$l/s$		$m^3/j$	$l/s$		$m^3/j$	$l/s$
2035	294,5	4,26	1,25	368,125	5,325	0,7	206,15	2,982

**II.5.2. Etude de la variation horaire :**

Et parce que la variations journalières n'est que une variation pendant les différentes heures du jour, donc le débit moyen subit aussi des variations horaires. Le tableau ci-dessous montre le pourcentage horaire du débit maximum journalier et qui va nous aider pour calculer le débit correspondant à chaque heure en fonction du nombre d'habitants donc :

$$Q_h = (P\% * Q_{moy.j}) / 100 \text{ en (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots \text{(II.6)}$$

Avec :  $Q_h$  :débit horaire nécessaire .

$P\%$  : pourcentage horaire

Les résultats sont représentés dans le tableau II.5 ci-après :

**Tableau II.5** : Variation du débit horaire de la consommation en eau potable :

Heures	consommation totale $Q_{max,j}=368,125 \text{ m}^3\text{/j}$		Consommation cumulée	
	ch %	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0_1	1	3,68125	1	3,68125
1_2	1	3,68125	2	7,3625
2_3	1	3,68125	3	11,04375
3_4	1	3,68125	4	14,725
4_5	2	7,3625	6	22,0875
5_6	3	11,04375	9	33,13125
6_7	5	18,40625	14	51,5375
7_8	6,5	23,928125	20,5	75,465625
8_9	6,5	23,928125	27	99,39375
9_10	5,5	20,246875	32,5	119,640625
10_11	4,5	16,565625	37	136,20625
11_12	5,5	20,246875	42,5	156,453125
12_13	7	25,76875	49,5	182,221875
13_14	7	25,76875	56,5	207,990625
14_15	5,5	20,246875	62	228,2375
15_16	4,5	16,565625	66,5	244,803125
16-17	5	18,40625	71,5	263,209375
17-18	6,5	23,928125	78	287,1375
18-19	6,5	23,928125	84,5	311,065625
19-20	5	18,40625	89,5	329,471875
20-21	4,5	16,565625	94	346,0375
	consommation totale		Consommation cumulée	

Heures	Q <sub>max,j</sub> =368,125 m <sup>3</sup> /j			
	ch %	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
21-22	3	11,04375	97	357,08125
22-23	2	7,3625	99	364,44375
23-24	1	3,68125	100	368,125

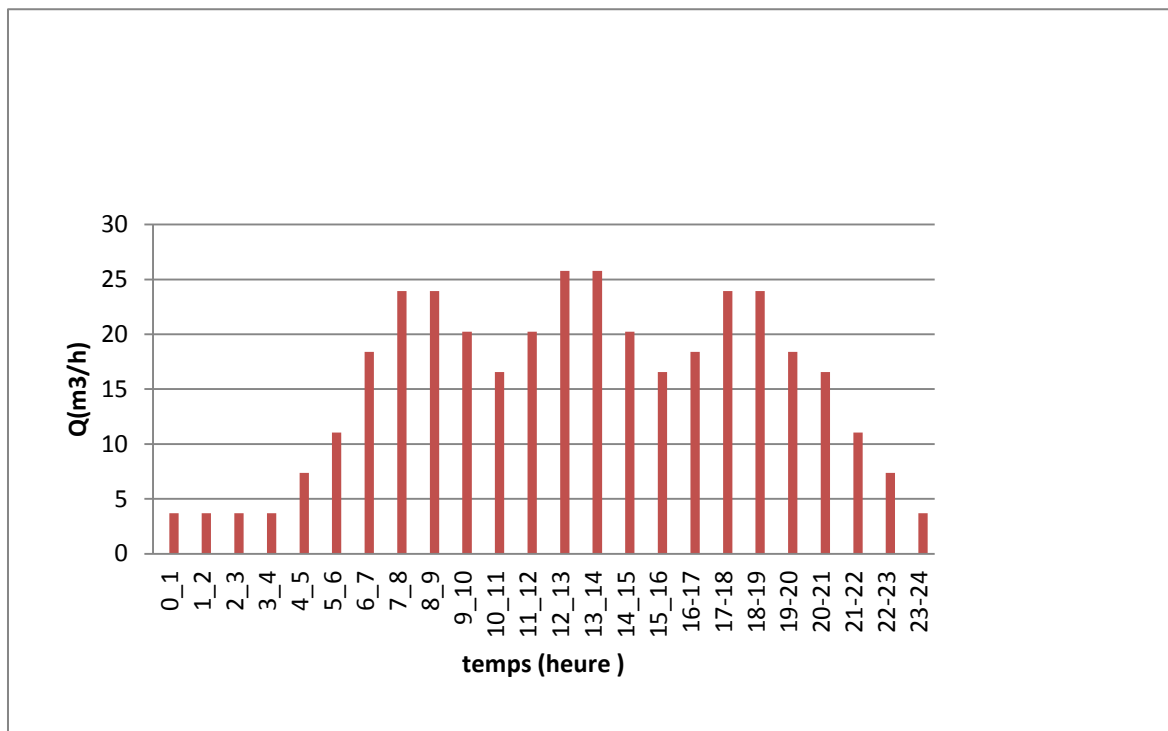
**NB :**

D'après le tableau II.5 ci-dessus nous avons :

- Un débit de pointe Q<sub>max,h</sub> = 25,76 m<sup>3</sup>/h = 6.34 l/s entre 12h et 14h.
- Un débit minimum Q<sub>min.h</sub> = 3,68 m<sup>3</sup>/h entre 23h et 4h du matin.

**Temps de pompage :**

On va supposer (à l'aide du tableau) qu'on aura pas de pompage de 00:00h jusqu'à 04 :00h du matin (faible consommation) ,pour qu'on obtient par la suite un temps de pompage de : 20/24h .



**Figure II.1 :** L'histogramme de la consommation journalière

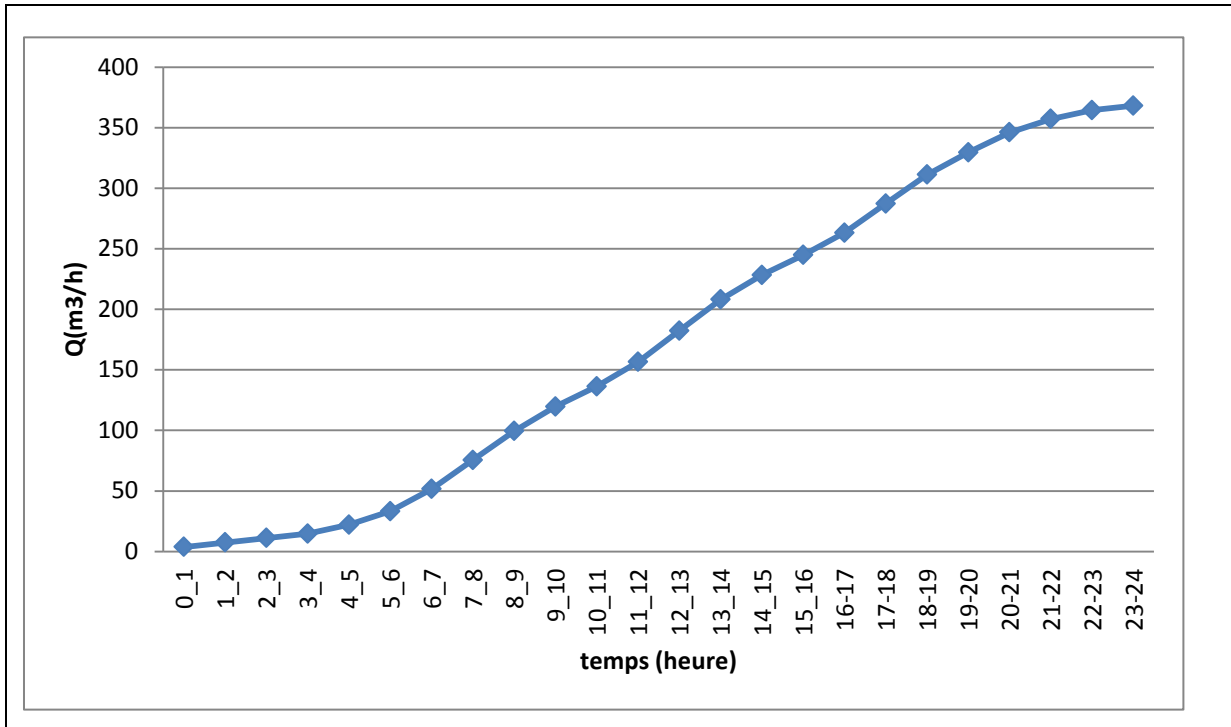


Figure II.2 :La courbe de la consommation cumulée



## II.6. Conclusion :

L'évolution des besoins en eau d'une région est liée à l'évolution de la population de cette dernière. Ce qu'il faut retenir au niveau de ce chapitre c'est que l'on a réussi à calculer la demande en eau potable de notre zone d'étude en calculant le débit maximal journalier pour notre agglomération. la somme de c'est débit maximum journalier permet de déterminer les variations horaire ce n'est qu'à partir de là que nous pouvons aborder le problème de dimensionnement de l'adduction et le différent réservoir.

Ces estimations seront prises en considération dans le dimensionnement des réservoirs et des conduites d'adduction.

## ***Chapitre III : Etude de l'adduction***

### III.1. Introduction :

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation ; c'est-à-dire entre les points qui vont alimenter et les points à alimenter. Le but de ce chapitre est de faire une étude qui prend en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique (techno-économique) pour dimensionner le réseau d'adduction, à partir de l'élaboration du schéma global de cette dernière.

### III.2. Types d'adduction :

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

➤ Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous la force de gravitation d'où son nom, il peut être à surface libre ou en charge à des pressions importantes. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

➤ Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques(écoulement en charge par pompage ). On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée .

➤ Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

### III.3. Choix du tracé :

Le choix du tracé est une procédure délicate ,pour l'établissement de ce dernier , il faut tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter à savoir :

- ✓ Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible ,afin d'éliminer les contres pentes , qui peuvent donner lieu, aux points hauts, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer .
- ✓ Le tracé doit être le plus court possible .
- ✓ Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible.
- ✓ Eviter les traversées d'Oueds ,les zones marécageuses ,les routes ,les voies ferrées autant que possible
- ✓ Eviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibrations de la canalisation au cours de surpression .

Chaque profile , chaque topographie a ses caractéristiques qui nous oblige de placer certains accessoires :

- Ventouse aux points haut du tracé pour l'évacuation de l'air .
- Vidange aux points les plus bas .
- Vannes de sectionnement pour éviter la vidange complète de la conduite

Pour éviter :

- Des dysfonctionnements .
- L'obstruction de l'adduction par sédimentation ou par bouchon d'air .
- Les dégâts (surpression ,dépressions...).
- Des coûts exagérés .
- L'entrée de polluants par fonctionnement .

### III.4. type de canalisation :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

#### III.4.1. Facteurs influent sur le choix des matériaux :

✚ Sur le plan technique :

Cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- Diamètre et pression de service .
- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles .
- Adaptation aux terrains de pose .

- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et de mise en service.

✚ Sur le plan économique :

Cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport.
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence) .

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue trois types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués :

1- Métalliques : fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable;

2- A base de ciment : béton armé, amiante-ciment, béton précontraint;

3- En matière thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

#### ➤ **Fonte :**

La fonte est un produit obtenu par l'alliage de deux éléments essentiels : le fer et le carbone .

Dans la fonte grise ,le carbone se fige sous la forme de bâtonnets ( lamelles) , la conduite est lourdes et ne demande pas de résistance mécanique .

Dans la fonte nodulaire « également appelée ductile » le carbone forme des boules « nodules » en de figeant , la conduite est légère et à parois minces ayant une bonne résistance mécanique (canalisation sous pression –vannes-matériel de voirie –taques de voirie ).

Elle est apte à prendre en charge les grandes pressions, elle n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans une grande contrainte.

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièce spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite

#### ➤ **Acier :**

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone e (dans des proportions comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone).

C'est essentiellement la teneur en carbone qui confère à l'alliage les propriétés du métal qu'on appelle « acier ». Il existe d'autres métaux à base de fer qui ne sont pas des aciers comme les fontes et les ferroalliages par exemple.

➤ **PVC (polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :**

Les conduites en matière plastique sont les plus légers de tout les tuyaux .Ils sont faciles à couper et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limite importante que les autres matériaux (casse pour PVC , écrasement pr le PEHD).

Le PVC avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement en comparaison aux autres matériaux.

Le PEHD est un matériaux apte à prendre en charge de grande pressions ,il est incroyable , sa pose par soudure électrique se fait sans grande contrainte .Néanmoins les grands diamètres supérieurs à 300m sont commercialisés à l'heure actuelle .Ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient moins acceptable par rapport à la longévité de la conduite .

➤ **Amiante Ciment :**

L'amiante-ciment, ou ciment-amiante ou encore fibrociment à l'amiante<sup>1</sup>, est un matériau constitué d'un complexe de fibres d'amiante dispersées dans un liant hydraulique qui est du ciment. Il a servi à produire des plaques, dalles, murs anti-bruit (au Canada), tôle-ondulées de couverture, tuiles, tuyaux servant au drainage pluvial ou d'aqueduc, tuyaux d'évacuation de conduits de cheminées, événements, etc.

Les producteurs<sup>2</sup> ont d'abord affirmé qu'il s'agissait d'un produit très stable et sans risque, ce qui ne s'est pas avéré. Par exemple, les tuyaux de cheminées, dont le ciment se dégrade sous l'effet des vapeurs acides, libèrent des fibres d'amiante.

Par rapport à plusieurs matériaux alternatifs, le poids des tuyaux d'amiante-ciment en rend le transport onéreux ainsi que son installation (tuyaux de 23 mm et plus).

Les deux principaux producteurs français étaient le groupe Eternit et Saint-Gobain.

### III.4.2. choix du matériau utilisé :

On a choisi le PEHD (polyéthylène à haute densité) pour notre projet, comme une excellente résistance aux chocs et il est capable de dissiper une partie de l'énergie transmise au cours du choc par des mécanismes de déformation. Le PEHD est inerte chimiquement. Il est imputrescible et ne se corrode pas, d'autre part il est insensible à une corrosion chimique ou électrique. De par leurs caractéristiques, les tubes PE présentent une bonne résistance à la perméation (infiltration) de la plupart des produits chimiques.

### III.5. Etude de l'adduction :

#### Schéma général de l'adduction :

#### Scénario des systèmes pour notre adduction :

On souhaite développer deux variantes pour notre adduction:

##### ❖ Premier scénario :

- Piquage sur la conduite en fonte DN400 alimentant Zaouia et Essebt à partir de Azzaba.
- Conduite d'adduction de 4.0 km.
- Station de pompage avec bache d'aspiration.
- Conduite de refoulement de 1.6 km
- Un réservoir de stockage.

##### ❖ Deuxième scénario :

- Un forage projeté sur la plaine.
- Une conduite de refoulement de 5.6 km.
- Un réservoir de stockage.

### III.6. Adduction à partir d'un piquage :

#### III.6.1. Etude de l'adduction gravitaire

Contrairement à l'adduction par refoulement, dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. L'adduction gravitaire se fait par les conduites en charge.

L'adduction gravitaire commence à partir du regard de piquage sur la conduite en fonte DN400 alimentant Zaouia et Essebt à partir de Azzaba de cote de terrain naturelle de 114.59 m, vert une station de pompage pour refouler ensuite l'eau vert le réservoir qui est installé au point le plus haut dans cette région à une cote de radier égal : 261.2 m.

### III.6.1.1. Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire :

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots (III-1)$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m);

$K'$  : Coefficient de perte de charge;

$L_{eq}$  : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s} \dots\dots\dots(III-2)$$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

$L_{e_s}$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,1 * L_g \dots\dots\dots (III-3)$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m) ;

$\Delta H_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m).

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;

$D_{av}$  : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;



m : Exposant tenant compte du type du matériau.

-Selon le type de matériau on choisit les coefficients  $K'$ , m et  $\beta$  qui sont donnés dans le tableau

**Tableau III.1 : Coefficients  $K'$ , m,  $\beta$  pour différents types de tuyau**

Tuyau	$K'$	m	$\beta$
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

Dans notre cas, on prend :  $K' = 0,001052$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 4,772$  (matériaux : PEHD).

a. La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2.5 m/s.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire par l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4}$$

Ainsi: 
$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \dots\dots\dots \text{(III-4)}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m3/s) ;

S : section de la canalisation (m2) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

b. Calcul des longueurs équivalentes de tronçon

$$Leq = 1.1 * Lg = 1.1 * 4044.1 = 4448.51 \text{ m}$$

C : Charge disponible

$$\Delta H_d = CTN_{point, vidange} - Ctp_{bache, asp} \dots\dots\dots$$

$$\Delta H_d = 175.5 - 135 = 40.5 \text{ m.}$$

**Tableau III.2.** Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire :

N° Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H$ (m)	D <sub>calculé</sub> (mm)
1-2	6.34	4044.1	4448.51	6.75	111

$$110 < D_{av} < 125 \text{ mm}$$

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{K^* L_1 * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K^* L_2 * Q^\beta}{D_2^m}$$

On suppose que:

Avec :  $L_1 + L_2 = Leq$  ;  $D_1 = 125 \text{ mm}$  et  $D_2 = 110 \text{ mm}$

Donc on a un système de deux équations à deux inconnus

$$\begin{cases} 0,001052 * (6.34/1000)^2 \left( \frac{L_1}{0,125^{4.772}} + \frac{L_2}{0,110^{4.772}} \right) = 6.75 \text{ m} \Rightarrow L_1 = 443.73 \text{ m}; L_2 = 4004.78 \text{ m} \\ L_1 + L_2 = 4448.51 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{D'autre part on a: } \begin{cases} L_{r1} = \frac{443.73}{1,1} = 403.40 \text{ m} \\ L_{r2} = \frac{4004.78}{1,1} = 3640.71 \text{ m} \end{cases}$$

D'autre part on a :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

$$V1 = \frac{4 * (6.34/1000)}{\pi * 0,125^2} = 0.52\text{m/s}$$

$$V2 = \frac{4 * (6.34/1000)}{\pi * 0,110^2} = 0.67\text{m/s}$$

Donc :

Ce tronçon est composé de deux conduites de diamètre 125mm et 110 mm des longueurs respectivement 443.73m et 4004.78m.

### III.6.1.2. Les frais d'investissement :

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau

**Tableau III.3:** *Frais d'investissement des conduites gravitaires*

tronçons	Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (mL)	F <sub>inves</sub> (DA)
<b>gravitaire</b>	125	6125,96	443,73	2718272,23
	110	5149,74	4004,78	20623575,8

### III.6. 2. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement :

Dans la partie gravitaire ,on parle de diamètre avantageux ,par contre dans la partie refoulement on cherche le diamètre le plus économique .

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever,

plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

-Choix de la gamme des diamètres

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi lesquelles on cite :

-La formule de BRESS

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad \dots\dots\dots \text{(III-5)}$$

-La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad \dots\dots\dots \text{(III-6)}$$

Q: débit à élever en m<sup>3</sup>/s.

### Remarque

La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite  $\leq 1$  Km) .

Dans notre cas on ne peut utiliser ni la formule de Bress ni celle de Binnin , mais ces deux formules peuvent nous aider à choisir le diamètre qu'il faut.

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m<sup>3</sup>/s).

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme de diamètre, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

#### III.6.2.1.Calcul des pertes de charge

**1. pertes de charge linéaires :**

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent:

Du diamètre D de la conduite en (m);

Du débit Q en (m<sup>3</sup>/s);

De la rugosité absolue K<sub>s</sub> exprimée en mm;

De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} = I * L \quad \dots\dots\dots \text{(III-7)}$$

-V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

-  $\Delta H_i$ : Pertes de charge linéaires en (m)

- I: gradient hydraulique en (m/m)

-Le coefficient  $\lambda$  est obtenu par la formule suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad \dots\dots\dots \text{(III-8)} \quad \text{(Formule de Colebrook)}$$

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad \dots\dots\dots \text{(III-9)} \quad \text{(Formule de Nikuradzé)}$$

Re: nombre de Reynolds. Est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad \dots\dots\dots \text{(III-10)}$$

$\nu$ : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad \dots\dots\dots \text{(III-11)}$$

t: température de l'eau en degré;

A  $t = 20^\circ\text{C}$ :  $\nu = 0.01 \text{ Stokes} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

0.03 mm pour les conduites en fonte ductile;

0,01 mm pour les conduites en PEHD .

## 2. Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets,

Branchements, diaphragmes ... etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linéaires (on prend 10% dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \quad \dots\dots\dots \text{(III-12)}$$

## 3. Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ )

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,1 * \Delta H_l \end{aligned}$$

### III.6. 2.2. Calcul de la hauteur manométrique total :

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad \dots\dots\dots \text{(III-13)}$$

Hg: la hauteur géométrique

$\Delta H_a$ : pertes de charge à l'aspiration

$\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement

### III.6.2.3. Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance fournie la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \dots\dots\dots (III-14)$$

$\eta$ : rendement de la pompe en (%) ( $n=82\%$ )

Q: débit refoulé par la pompe en (m<sup>3</sup>/s)

g: pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)

#### III.6.2.4. Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \quad [Kwh] \dots\dots\dots (III-15)$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =20h

P: puissance de la pompe en (kW)

#### III.6.2.5. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \dots\dots\dots (III-16)$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

#### III.6.2.6. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = Prc * A \quad [DA] \dots\dots\dots (III-17)$$

Prc: prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots (III-18)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 20ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{20} - 1} + 0,08 = 0,0998 = 10.1$$

$$A=10.1 \%$$

### III.7. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement :

Donc le calcul du diamètre économique se fait sur la base de la formule de BRESS:

$$D = 1.5\sqrt{Q}$$

$$D = \sqrt{Q}$$

$$Q = 6.34 \text{ l/s}$$

$$L = 1600\text{m}$$

Diamètre proposé suivant la formule de BRESS est  $\Rightarrow$  D = 0.119 mm.

Diamètre proposé suivant la formule de BONNIN est  $\Rightarrow$  D= 82.9 mm.

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique pour ce tronçon sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau III.4:** Calcul de la HMT du tronçon

D(mm)	Q(l/s)	V(m/s)	$\Lambda$	L(m)	$\Delta H_i$ (m)	I(m/m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT(m)
75	6.34	1,435810333	0,01287373	1600	28,8574807	0,01803593	31,7432287	160,393229
90	6.34	0,997090509	0,01242761	1600	11,1952907	0,00699706	12,3148198	140,96482
110	6.34	0,667473812	0,01196288	1600	3,95123324	0,00246952	4,34635656	132,996357
125	6.34	0,51689172	0,0116803	1600	2,03593602	0,00127246	2,23952962	130,88953
160	6.34	0,315485669	0,0111622	1600	0,56625264	0,00035391	0,6228779	129,272878
200	6.34	0,201910828	0,01072298	1600	0,17824847	0,00011141	0,19607331	128,846073
250	6.34	0,12922293	0,01030918	1600	0,05615448	3,5097E-05	0,06176993	128,71177



**Tableau III.5:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon :

<b>D(mm)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> *A(DA)</b>
75	3137,08	1600	5019328
90	3749,3	1600	5998880
110	4455,52	1600	7128832
125	5149,74	1600	8239584
160	6125,96	1600	9801536
200	7113,18	1600	11381088
250	8687,22	1600	13899552

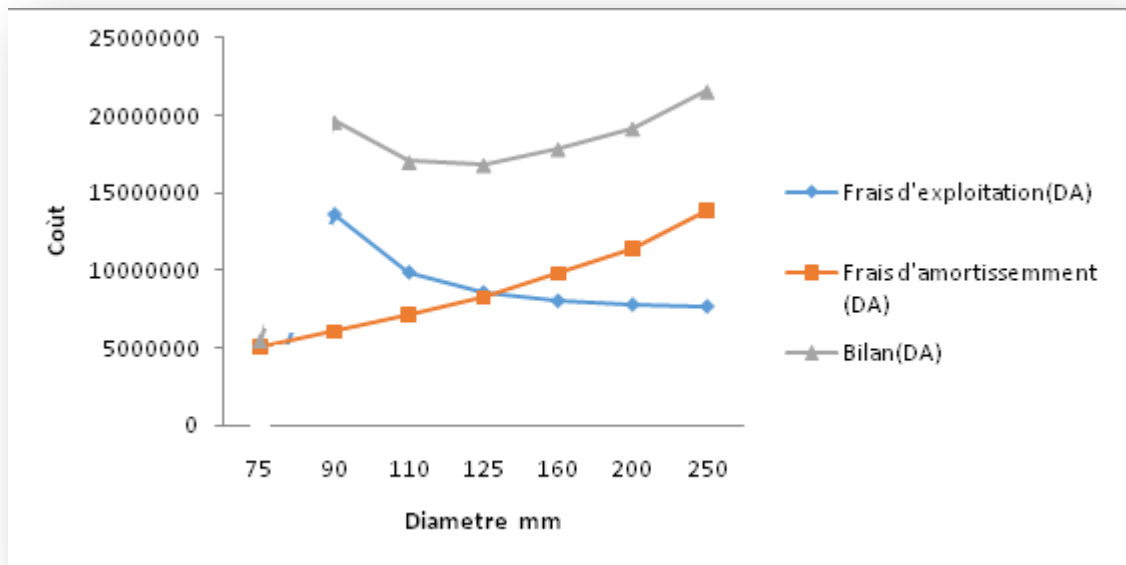
**Tableau III.6 :** Calcul des frais d'exploitation du tronçon

<b>D (mm)</b>	<b>P (K Watt)</b>	<b>E (KWh)</b>	<b>F<sub>exploit</sub> (DA)</b>
75	12,1655134	88808,2481	414734,519
90	10,6919065	2908197,25	13581281,2
110	10,0875141	2110849,24	9857665,94
125	9,92771543	1832420,7	8557404,65
160	9,80509555	1718861,3	8027082,25
200	9,77272325	1666901,01	7784427,7
250	9,7625366	1640921,64	7663104,06

**Tableau III.7 :** Bilan du tronçon

<b>D(mm)</b>	<b>F<sub>exploit</sub> (DA)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>	<b>Bilan DA</b>
75	414734,519	5019328	5434062,52
90	13581281,2	5998880	19580161,2
110	9857665,94	7128832	16986497,9
125	8557404,65	8239584	16796988,7
160	8027082,25	9801536	17828618,3
200	7784427,7	11381088	19165515,7
250	7663104,06	13899552	21562656,1

Les résultats de ce tableau sont représentés dans la figure III.1



**Figure III.1:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 125 mm, avec une vitesse de  $V = 0.52$  m/s.

### III.8. Etude d'adduction à partir d'un forage :

#### III.8.1. Calcul de la hauteur manométrique pour notre forage :

➤ Forage

$$HMT = Hg + \sum_{ref}^{lin} hp + \sum_{ref}^{sin} hp \quad \dots\dots\dots (III-17)$$

HMT : la hauteur manométrique totale

Hg : la hauteur géométrique

$\sum_{ref}^{lin} hp$  : La somme des pertes de charge linéaires

$\sum_{ref}^{sin} hp$  : La somme des pertes de charge singuliers

Avec :  $\sum_{ref}^{sin} hp = 15\% \sum_{ref}^{lin} hp$  donc :  $\sum_{ref}^{sin} hp = 0.15 \sum_{ref}^{lin} hp$

$$HMT = Hg + 1.15 \sum_{ref}^{lin} hp \dots\dots\dots (III-18)$$

**a. Calcul de la hauteur géométrique  $H_g$**

$$H_g = C_{tp} - C_{ND}$$

Avec :  $C_{tp}$  : cote de trop plein du réservoir R2 = 1034m

$C_{ND}$  : cote du niveau dynamique du forage

$C_{ND}$  = Cote au sole du forage – Niveau dynamique du forage

Donc :

$$C_{ND} = 86.9 - 10 = 76.9 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad C_{ND} = 76.9 \text{ m}$$

$$H_g = 266.7 - 76.9 = 189.8$$

$$H_g = 189.8 \text{ m}$$

✓ suivant la formule de  $\longrightarrow$  D=106.06mm .

✓ suivant la formule de BONNIN  $\longrightarrow$  D=72.70mm.

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont donnés dans les tableaux :

**Tableau III.8:** Calcul de la HMT du tronçon :

diametre	Q(l/s)	V(m/s)	$\lambda$	L(m)	$\Delta H_i$ (m)	I(m/m)	$\Delta H_t$ (m)	HMT(m)
63	5	1,60479384	0,01332321	5680	157,672621	0,02775926	173,439883	363,239883
75	5	1,13234253	0,01287373	5680	63,7159642	0,0112176	70,0875606	259,887561
90	5	0,78634898	0,01242761	5680	24,718677	0,00435188	27,1905447	216,990545
110	5	0,52639891	0,01196288	5680	8,72413772	0,00153594	9,59655149	199,396551
125	5	0,40764331	0,0116803	5680	4,49525127	0,00079142	4,94477639	194,744776
160	5	0,24880573	0,0111622	5680	1,25025927	0,00022012	1,3752852	191,175285
200	5	0,15923567	0,01072298	5680	0,39356426	6,9289E-05	0,43292068	190,232921
250	5	0,10191083	0,01030918	5680	0,12398647	2,1829E-05	0,13638511	189,936385
315	5	0,06419175	0,00990536	5680	0,03751176	6,6042E-06	0,04126294	189,841263

**Tableau III.9:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon de refoulement :

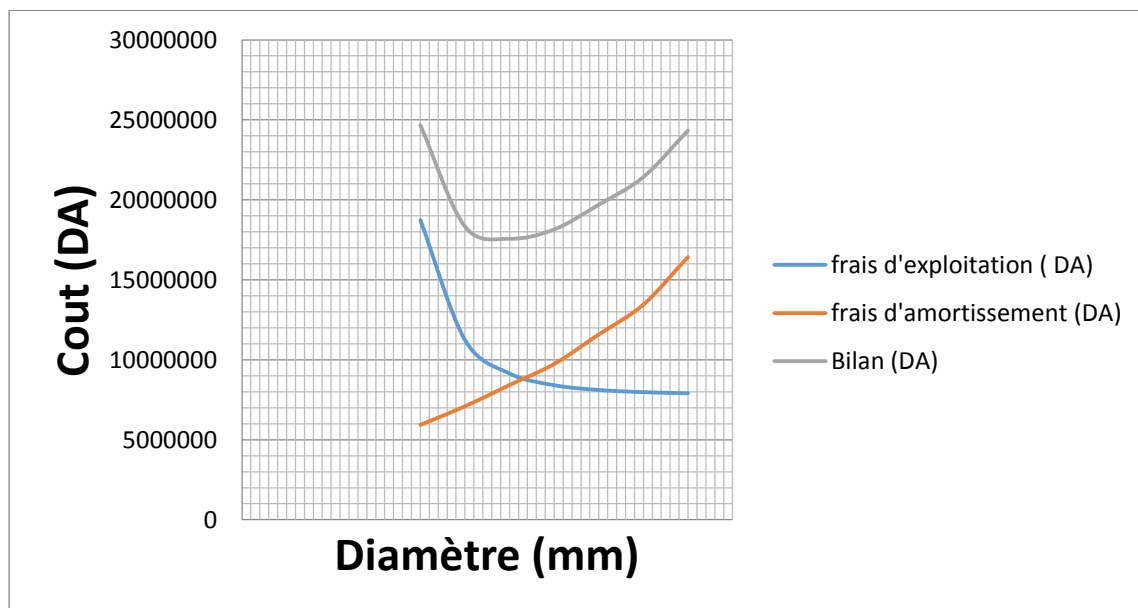
diametre	Prix de ml (DA)	L (m)	Famor (DA)
63	2981,02	5680	16932193,6
75	3137,08	5680	17818614,4
90	3749,3	5680	21296024
110	4455,52	5680	25307353,6
125	5149,74	5680	29250523,2
160	6125,96	5680	34795452,8
200	7113,18	5680	40402862,4
250	8687,22	5680	49343409,6
315	8920,1	5680	50666168

**Tableau III.10:** Calcul des frais d'exploitation du tronçon de refoulement :

D (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
63	21,7279467	158614,011	740727,43
75	15,5457132	113483,707	529968,91
90	12,9797393	94752,0968	442492,292
110	11,9273181	87069,4222	406614,202
125	11,6490625	85038,1565	397128,191
160	11,435546	83479,486	389849,199
200	11,3791765	83067,9887	387927,507
250	11,3614386	82938,5021	387322,805
315	11,3557487	82896,9656	387128,829

**Tableau III.11 :** Bilan du tronçon de refoulement :

D (mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	Famor (DA)	Bilan (DA)
63	740727,43	4769632	5510359,43
75	529968,91	5019328	5549296,91
90	442492,292	5998880	6441372,29
110	406614,202	7128832	7535446,2
125	397128,191	8239584	8636712,19
160	389849,199	9801536	10191385,2
200	387927,507	11381088	11769015,5
250	387322,805	13899552	14286874,8
315	387128,829	14272160	14659288,8

**Figure III.3 :** Bilan des frais d'investissement et d'exploitation du tronçon

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 110 mm, avec une vitesse de  $V = 0.54$  m/s. avec HMT = 199.4 m

### III.9. Comparaison entre les deux variantes :

La comparaison entre le coût des deux variantes figure dans le tableau III

**Tableau III.12** : comparaison entre le coût des deux variantes

variantes	Bilan (exploitation+ amortissement) (DA)	Investissement (DA)	B Bilan total (DA)
1	33783486,6	23341848	57125334,6
2	7535446,2	25307353,6	32842799,8

Sur la base du bilan total, on adopte au choix de la **variante N°2**. En revanche cette variante reste toujours la meilleur du point de vue technico-économique. et ce dernier est coûteux.

Donc vu que la première variante est plus couteuse ,elle n'a pas eu l'aval des responsables de la direction des ressources en eau de la wilaya de Skikda. Vu que la conduite d'adduction de Essebt-Zaouia est destinée exclusivement à ces centres et ne dispose pas de marge pour l'alimentation d'autres localités en cours de route .

### **III.10.Conclusion :**

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude technico-économique de l'adduction :

par refoulement à partir d'un forage avec une longueur totale de conduite de 2680 m et de diamètre 110 mm.

Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, on doit alors dans ce cas examiner, attentivement toutes les options possibles sur le plan technique et financier pour pouvoir retenir le choix optimal .

## ***Chapitre IV : Etude des réservoirs***



### **IV.1 . Introduction :**

Les eaux qui généralement captées peu ou bien trop loin de l'agglomération, sont acheminées grâce à des conduites vers les lieux de distribution, ce qu'on appelle le lieu de stockage ou réservoir. Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques qui représentent un élément très indispensable dans les projets d'adduction, servent à stocker temporairement l'eau potable en attendant sa distribution et de la restituer lorsqu'elle en devient supérieure.

Ils permettent de réguler la pression et le débit entre la phase de production (du forage vers le stockage) et la phase de consommation (du stockage à la consommation) . Les réservoirs nécessitent une étude hydrotechnique approfondie et ils sont présents notamment dans les réseaux d'adduction et d'assainissement.

### **IV.2 . Rôles des Réservoirs :**

Le rôle du réservoir est :

- Emmagasinement d'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore
- Réducteur des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes)
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe
- Assure une réserve d'incendie
- Ils peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée

### **IV .3 . Emplacement des réservoirs :**

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car l'on doit tenir compte des considérations suivantes :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ce qui est vérifié pour notre ville
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau ; soit à proximité de l'important centre de la consommation
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante.

### **IV.4. Principe de fonctionnement :**

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction distribution) ce pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

#### IV.5 .le type du réservoir :

- C'est un réservoir semis enterré
- Construit en béton armé
- Fonction stockage
- Forme cylindrique

Pour notre cas le réservoir sera de type réservoir semi enterré et qui présente les avantages suivants :

- Économie sur les frais de construction.
- Étude architecturale très simplifiée.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation de la température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

#### IV.6 .comparaison entre le volume calculé et le volume existant :

Puisque notre agglomération est alimentée par un réservoir qui se trouve à la tête de l'agglomération donc notre distribution sera gravitaire. Et la base des graphique de consommation qu'on a fait dans le chapitre II du ce projet on peut établir la capacité du réservoir.

Ou bien on a la méthode analytique qu'elle est basée à la fois sur le régime de consommation le long de la journée et du temps de fonctionnement de la pompe.

On fixe avec les critères la durée du fonctionnement de la pompe (on la fixe à 20/24 heure) et au bout de ce temps 20 heure pendant une journée il faut que la pompe refoule 100% le débit maximum journalier.

Le volume utile du réservoir est donné par l'expression suivante :

$$Vu = \frac{a\% * Q_{maj}}{100} \dots\dots\dots(IV -1)$$

$V_U$  : volume utile du réservoir

$Q_{\max j}$  : débit maximal journalier

a% : pourcentage du volume maximal qui devant être stocker.

**Tableau IV-1** détermination de la capacité du réservoir :

heurs	consommation %	ref%	surplus %	déficit %	reste %
0_1	0	5,5	-	5,5	13,5
1_2	0	5	-	5	8,5
2_3	0	4,5		4,5	4
3_4	0	4		4	0
4_5	5	3	2	-	2
5_6	5	2	3	-	5
6_7	5	1,5	3,5	-	8,5
7_8	5	1,5	3,5	-	12
8_9	5	1,5	3,5	-	15,5
9_10	5	1,5	3,5	-	19
10_11	5	1,5	3,5	-	22,5
11_12	5	2,5	2,5	-	25
12_13	5	3,5	1,5	-	26,5
13-14	5	4,5	0,5	-	27
14-15	5	5,5	-	0,5	26,5
15-16	5	6,25	-	1,25	25,25
16-17	5	6,25	-	1,25	24
17-18	5	6,25	-	1,25	22,75
18-19	5	6,25	-	1,25	21,5
19-20	5	5		-	21,5
20-21	5	5	-	-	21,5
21-22	5	5,5	-	0,5	21
22-23	5	6	-	1	20
23-24	5	6	-	1	19
Total	100	100	27	27	

Le réservoir est plein à 24 heures et prêt à satisfaire la distribution pendant toute la durée de la demande des abonnés.

Dans notre cas, la capacité du réservoir se calcule en utilisant la formule **IV -1**

$$V_u = \frac{27 * 398.125}{100} = 108.5$$

$$V_U = 110 \text{ m}^3$$

Le volume résiduel sera : = 110 m<sup>3</sup>

La capacité totale sera :  $V_t = 110 + 120 = 230 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera :  $V_n = 300 \text{ m}^3$ .

### ➤ Dimensions du réservoir

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

#### • Le diamètre D de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \dots\dots\dots(\text{IV -2})$$

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>) ;

S : section du réservoir (m<sup>2</sup>) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m),

On pose: h = 5 m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 300}{3,14 * 5}} \Rightarrow D = 8.74 \text{ m}$$

on prend : **D = 9 m.**

#### • Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \dots\dots\dots(\text{IV -3})$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 300}{3,14 * 9^2} \Rightarrow h = 4.72 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \dots\dots\dots(\text{IV -4})$$

AN:

$$S = \frac{300}{4.72} \Rightarrow S = 63.56 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend: R = 0,47 m

AN:

$$H = 4.72 + 0,47 \Rightarrow H = 5.19 \text{ m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots\dots\dots(\text{IV -5})$$

$h_{inc}$  : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

AN :

$$h_{inc} = \frac{120}{63.56} \Rightarrow h_{inc} = 1.88 \text{ m.}$$

#### **IV .7 .Dimensionnement de bache de reprise de la station de pompage :**

Le volume de la bache est déterminé par la formule :

$$V = \frac{Q_{\max} \cdot j \cdot t}{T} \text{ m}^3.$$

Avec :

- Q :débit maximal journalier ( $m^3/j$ ) .
- T :temps de fonctionnement de la station de pompage (T=20h) .
- t :temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (posons : h=1h )

$$V = \frac{561.6 * 1}{20} = 28.08 m^3$$

On choisit un volume normalisé de  $30 m^3$  .

## IV .8.Equipement de réservoir:

### III.8.1 Conduite d'arrivée

L'arrivée dans le réservoir de la conduite de refoulement doit se faire par le basset de coté opposé de la conduite de départ

Le réservoir est muni de robinet à flotteur qui sert à remplir le réservoir.

### III.8.2 Conduite de distribution

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée qui est vérifiée pour notre cas.

La conduite de distribution est munie à son origine d'une crépine constituée d'un corps cylindrique terminé par un collet, d'une bride de serrage et de ses boulons.

La crépine se place à 0.15m au-dessus du fond du réservoir afin que les dépôts ne puissent pénétrer dans la conduite

### III.8.3 Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas de radier, afin de pouvoir évacuer les dépôts. A cet effet, le radier est réglé en pente vers l'orifice de la conduite.

Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations, il est nécessaire de pouvoir le vidanger, au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Cette conduite peut utilement comporter un siphon servant de garde d'eau, pour éviter les émanations gazeuses désagréables en provenance de l'égout

Pour nos réservoirs ces conditions sont vérifiées

### III.8.4 Conduite de trop-plein

La conduite de trop-plein a pour but d'assurer sans déversement du réservoir l'évacuation du débit d'adduction, pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. Il doit être

dimensionné pour ce débit, et conduire l'eau à l'égout en tenant compte des pertes de charge et en limitant la vitesse dans la conduite de trop-plein à 3 ou 4m/s

### **III.8.5 By-pass**

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir non compartiment, il suffit de disposer d'un by-pass

### **III.8.6 Matérialisation de la réserve d'incendie**

Pour conserver notre réserve incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie.

Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

### **III.9. Conclusion :**

Le réservoir constitue un maillon important dans les infrastructures d'alimentation en eau potable. Il convient donc de bien les concevoir et de bien les réaliser afin qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable.

A partir des besoins calculer dans les chapitres précédents, on a pu déterminer la capacité du notre réservoir qui vaut trois cent mètres cube, de diamètre de neuf mètres, et de hauteur de cinq mètres avec un réserve d'incendie presque de deux mètres.



## *Chapitre V : Etude du pompage*

## V.1. Introduction :

L'alimentation d'un point situé à une côte plus basse que la source est assurée par ce qu'on appelle « Gravité ». Le problème donc se pose si on est dans le cas contraire. Que doit-on faire si on veut alimenter un point de côte plus supérieure que la source ?!

L'ingénierie de l'homme et la difficulté de transporter de l'eau d'un niveau bas à un niveau haut l'ont incité à créer une machine qui transforme l'énergie électrique en énergie hydraulique qui est la pompe. Cette dernière nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau d'une station de pompage.

## V.2. Choix de l'emplacement de la station de pompage :

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

-Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage ;

-Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible ;

-Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km ;

- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.

-Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :

Prévoir l'accès à tous les ouvrages ;

Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier ;

Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage) ;

Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plate-forme de 0,15 à 0,5m ;

Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

### **V.3.Choix du type de pompe :**

Le choix du type de la pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série.

### **V.4.Choix du nombre de pompes :**

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base de plusieurs critères, qui sont :

- Nombre de pompes minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale ;

-Dans la présente étude on opte pour les pompes centrifuges italiennes de marque CAPRARI .

### **V.5.Les modes de couplage des pompes :**

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit. Les couplages existants sont :

### V.5.1. Couplage en parallèle

Dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun ;
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe ;
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

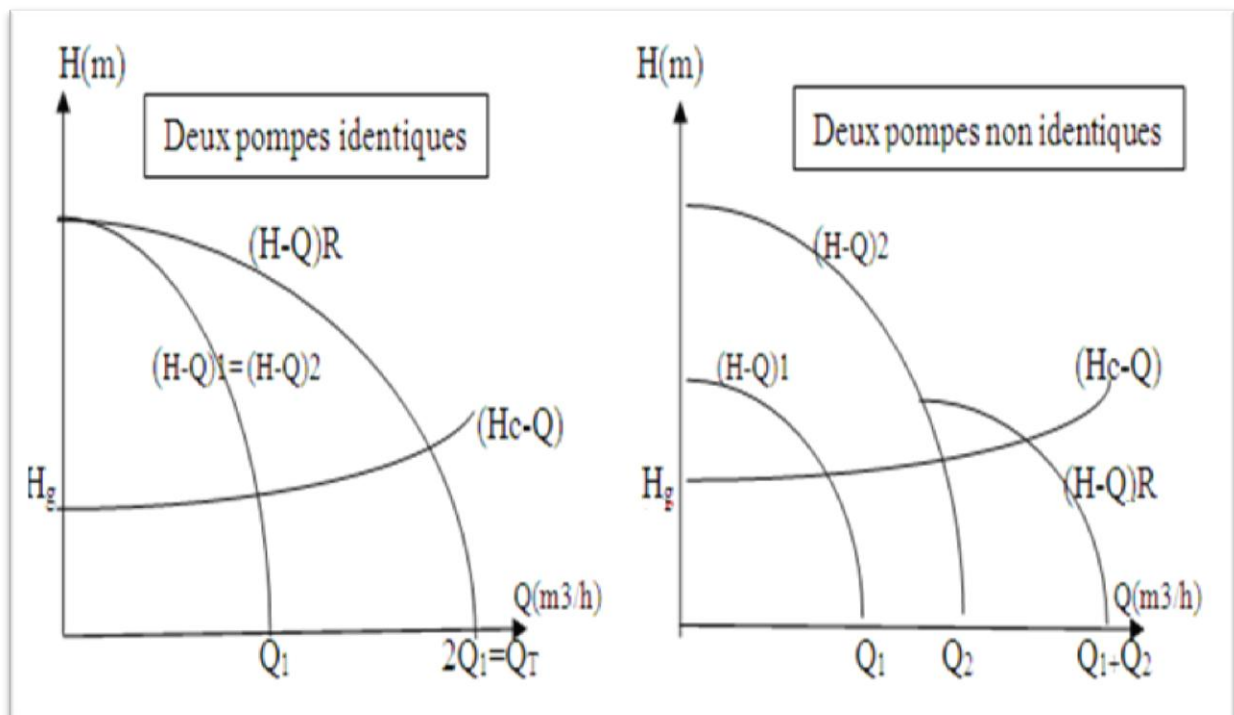


Figure V.1: Couplage de deux pompes en parallèle

### V.5.2. Couplage en série

Dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde ;
- Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent ;

-Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

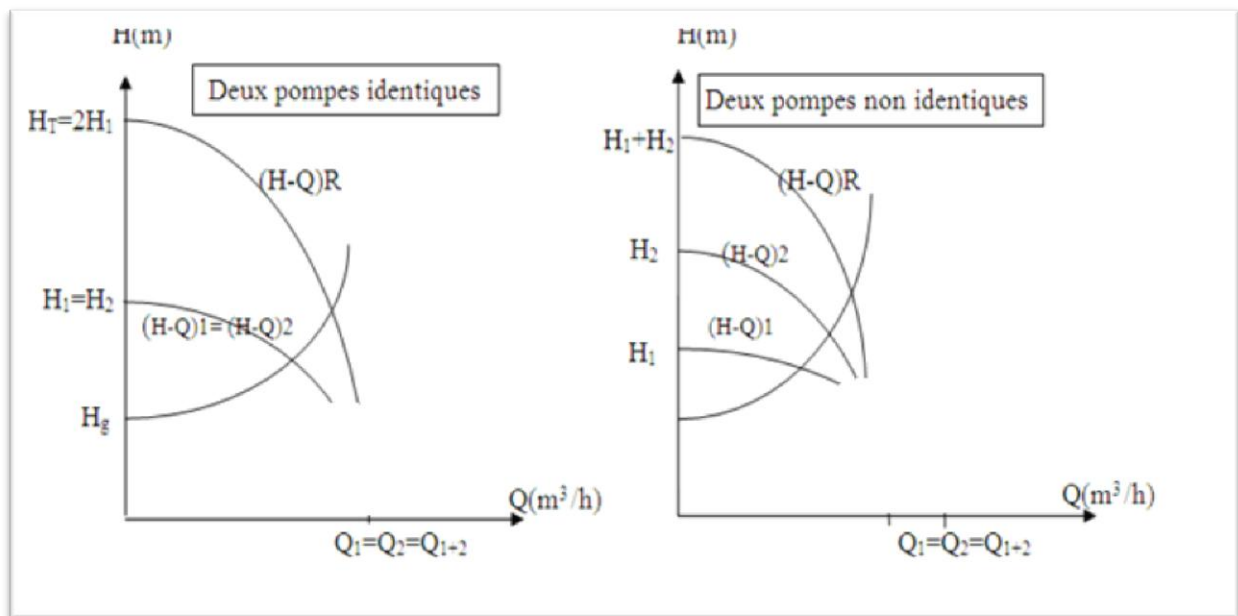


Figure V.2: Couplage de deux pompes en série.

## V.6. Dimensionnements des stations de pompage :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.1

Tableau V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre de la station

N	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	$P_{abs}$ (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	5.8	205.9	HMU40- 2/7B	67	233	2900	21.9	2.67
2	2.9	205.9	CVX161/16 +F1500T221	53.5	211	2900	11.4	1.16

D'après le tableau V.1 on déduit que la première variante(1 ) pompes est la meilleure du point de vue :HMT, rendement et la puissance absorbée.

### V.6.1. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [ $\eta_p$  - Q]

et [(NPSH)<sub>r</sub> - Q] Sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

Ces courbes sont Représentées par la figure V.3 pour notre station de pompage .

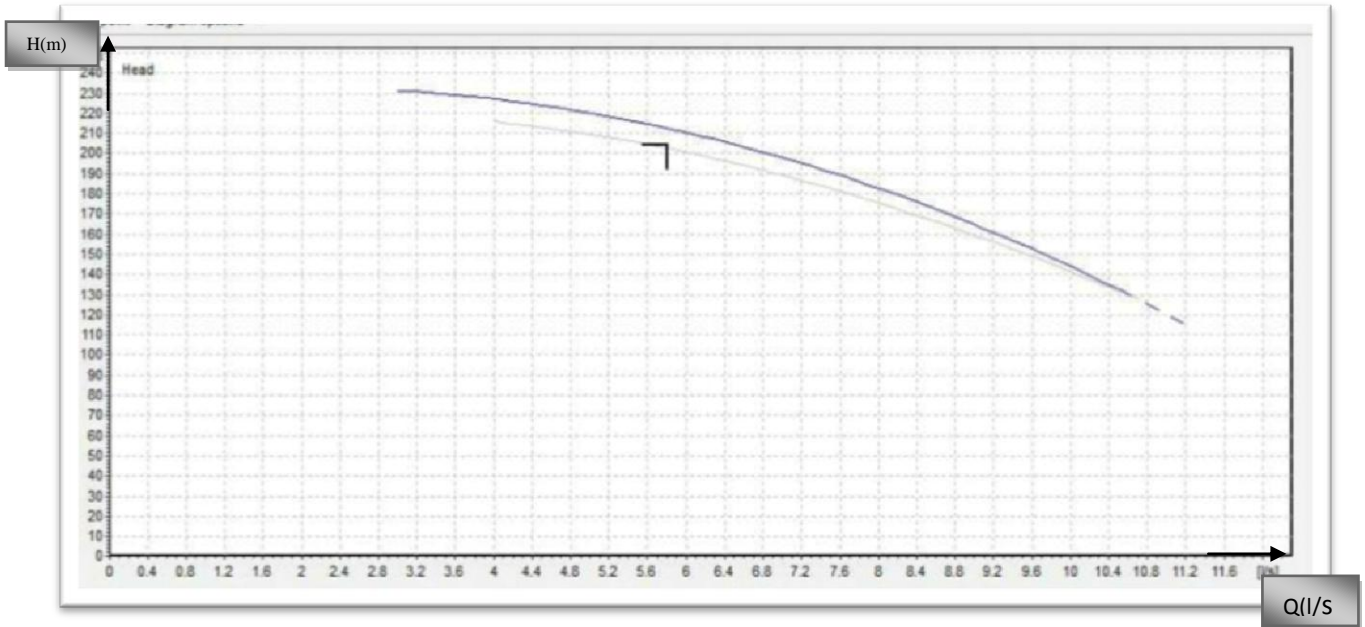
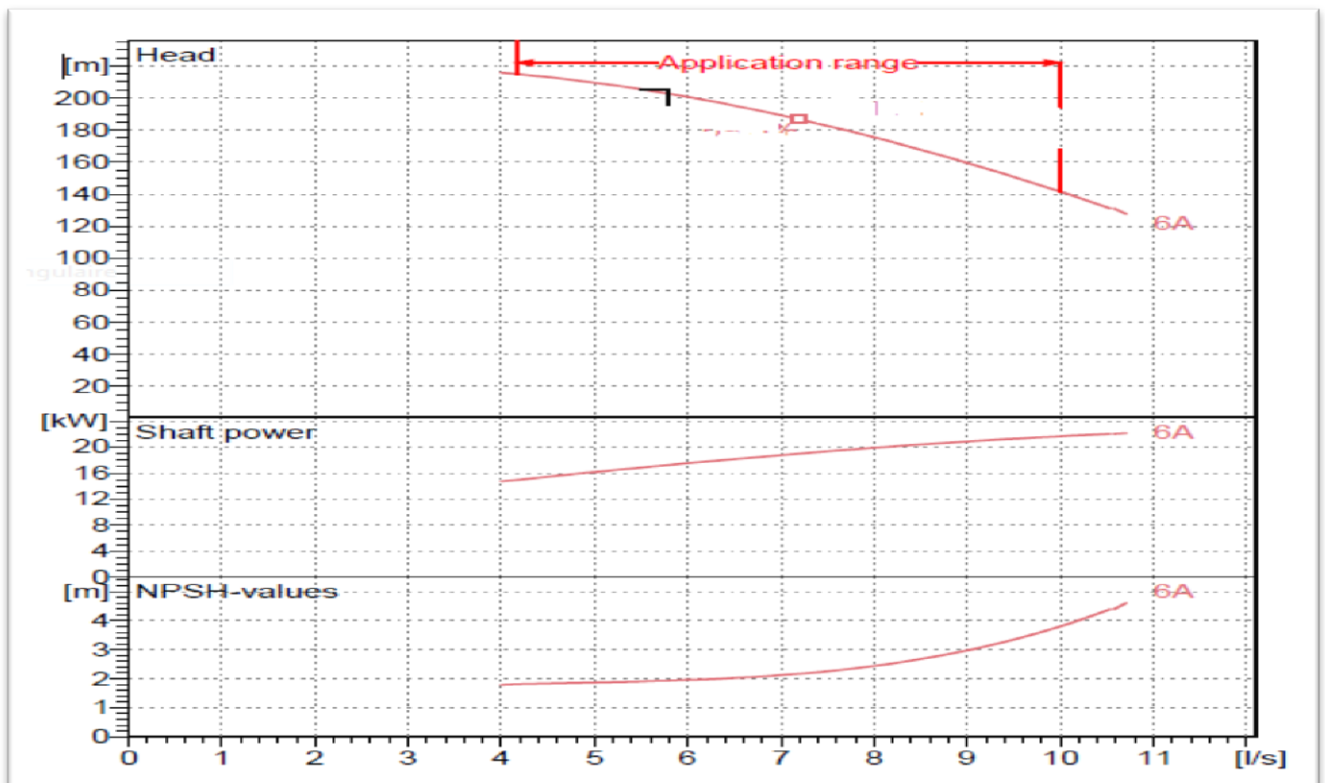


Figure V.3 : La courbe caractéristique de la première pompe



**Figure V.4 :** différentes courbes caractéristiques de notre pompe**V.7. Point de fonctionnement :**

Le choix de la pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement qui est obtenue par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe installée en fonctionnement [H-Q] avec la courbe caractéristique de la conduite véhiculant un débit de la pompe en fonctionnement [Hc-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal

**V.8. Courbe caractéristique de la conduite :**

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole de la fonction suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad \dots\dots\dots \quad \text{(V-1)}$$

Avec :

$H_g$  : hauteur géométrique (m)

$\Delta h_t$  : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m)

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad \dots\dots\dots \quad \text{(V-2)}$$

Avec :

$\Delta h_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m)

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^5} \quad \text{..... (V-3)}$$

$\lambda$  : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

$L_{ref}$  : longueur de la conduite de refoulement (m)

$Q$  : débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s)

$D_{ec}$  : diamètre économique de la conduite de refoulement (m)

$g$  : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>)

**Tableau V.2:** Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q	H <sub>g</sub>	L <sub>ref</sub>	D <sub>ec</sub>	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta ht$ (m)	Hc(m)
1	0	189,8	5680	110	0,01196288	0	0	189,8
2	1	189,8	5680	110	0,01196288	0,34896538	0,38386191	190,183862
3	2	189,8	5680	110	0,01196288	1,39586151	1,53544766	191,71931
4	3	189,8	5680	110	0,01196288	3,14068839	3,45475723	195,174067
5	4	189,8	5680	110	0,01196288	5,58344603	6,14179063	201,315857
6	5	189,8	5680	110	0,01196288	8,72413442	9,59654786	210,912405
7	6	189,8	5680	110	0,01196288	12,5627536	13,8190289	224,731434
8	7	189,8	5680	110	0,01196288	17,0993035	18,8092338	243,540668
9	8	189,8	5680	110	0,01196288	22,3337841	24,5671625	268,107831
10	9	189,8	5680	110	0,01196288	28,2661955	31,0928151	299,200646
11	10	189,8	5680	110	0,01196288	34,8965377	38,3861914	337,586837
12	11	189,8	5680	110	0,01196288	42,2248106	46,4472916	384,034129
13	12	189,8	5680	110	0,01196288	50,2510142	55,2761157	439,310244
14	13	189,8	5680	110	0,01196288	58,9751487	64,8726635	504,182908
15	14	189,8	5680	110	0,01196288	68,3972138	75,2369352	579,419843
16	15	189,8	5680	110	0,01196288	78,5172098	86,3689307	665,788774



17	16	189,8	5680	110	0,01196288	89,3351364	98,2686501	764,057424
18	17	189,8	5680	110	0,01196288	100,850994	110,936093	874,993517
19	18	189,8	5680	110	0,01196288	113,064782	124,37126	999,364777
20	19	189,8	5680	110	0,01196288	125,976501	138,574151	1137,93893

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V.5.

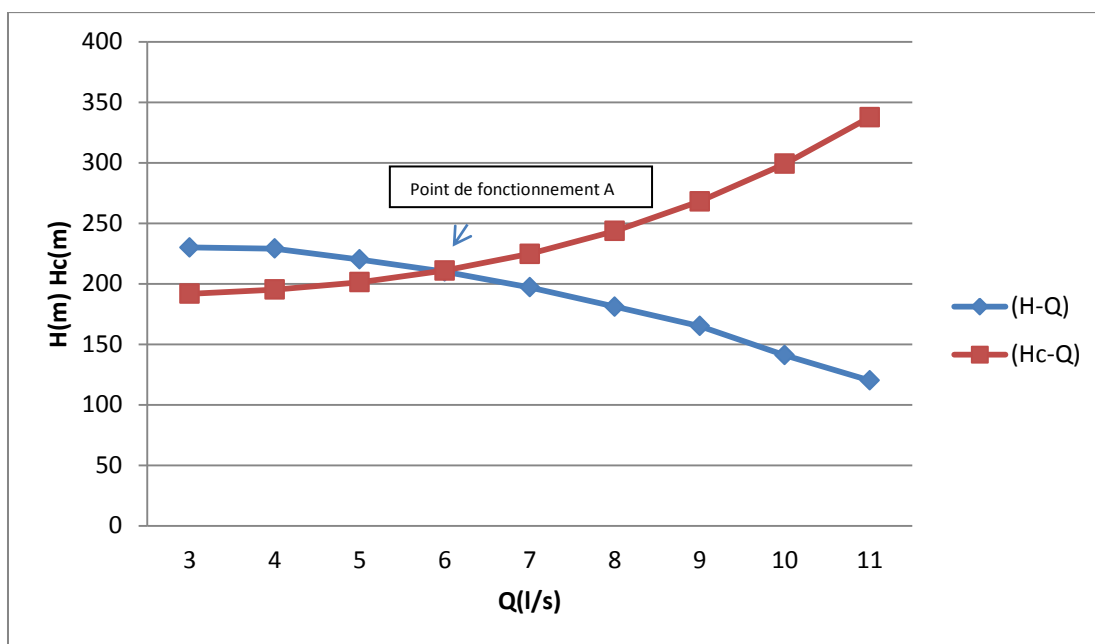


Figure V.5: Point de fonctionnement de la pompe

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$\begin{cases} Q_A = 6 \text{ l/s} > Q_{app} = 5.8 \text{ l/s} \\ H_A = 210 \text{ m} > H_{app} = 205.9 \text{ m} \end{cases}$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

### V.9. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

**a) Débit disponible > Débit appelé**

Si le débit pompé est supérieur à la demande on corrige cet excès par un des modes de réglage suivants :

**Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

**Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots\dots (V-4)$$

Où :

$\eta_{inst_{ap,van}}$  : Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{inst_{av,van}}$  : Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

$H_{app}$  : hauteur manométrique appelée (m) ;

$h_v$  : différence entre la hauteur  $H_c$  et la hauteur appelée.

$$h_v = H_c - H_{app} \dots\dots\dots (V-5)$$

$H_c$  : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)R (m).

Diminution de temps de pompage : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} t' \quad \text{..... (V-6)}$$

$t$  : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

$t'$  : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

$Q_{pf}$  : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m<sup>3</sup>/h).

**Changement du type de la pompe :**

**b) Débit disponible < Débit appelé**

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit

**Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

**Remarque :**

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont :

- le vannage.
- rognage.
- Diminution de temps de pompage.
- Diminution de la vitesse de rotation.

**V.9.1. la conduite de refoulement :**

**a) Vannage**

$$H_c' = 210 \text{ m}$$

$$h_v = 210 - 205.9 \Rightarrow h_v = 4.1 \text{ m.}$$

$$\eta_{inst_{av,van}} = 67\%$$

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 67 * \frac{205.9}{205.9 + 4.1} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = 67.98\%$$

Apartir de la formule citée dans le (chapitre IV), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

$$Q = \frac{Q_{app}}{n}$$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$\Rightarrow P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$$

Ainsi :  $\Rightarrow P_{abs} = 17.5 \text{ Kw.}$

On opte pour le réglage par Vannage car ceci nous donne une puissance absorbée minimale.

### b) Mode de réglage par rognage

C'est la diminution de diamètre de la roue pour diminuer le débit jusqu'au débit demandé.

Ce type de réglage est l'application de la relation de continuité  $Q=V \times S$ .

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage:

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

#### b.1.Détermination du rendement de rognage

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Q_B}{Q_{APP}} = \lambda^2 \quad (1) \end{array} \right.$$

$$\frac{H_B}{h_{App}} = \lambda^2 \quad (2)$$

$Q_{App}$  : Débit appelé par la pompe

$Q_B$  : Débit du point de fonctionnement

$$H_B = \frac{h_{App}}{Q_{App}} \cdot Q_B$$

De (1) et (2) on aura :

C'est une équation d'une droite de la forme :

$$H_B = a \cdot Q_B$$

En outre

$$\frac{Q_{App}}{Q_B} = \left[ \frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow D = d \cdot \sqrt{\frac{Q_{App}}{Q_B}}$$

Avec :

q : débit appelé par la pompe (m<sup>3</sup>/s)

Q : débit du point de fonctionnement (m<sup>3</sup>/s)

d : diamètre de la roue à rogner (mm)

D : diamètre de la roue après rognage (mm)

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \left[ \frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \\ R \% = (1-m) \cdot 100 \end{array} \right.$$

Avec:

m : coefficient de rognage

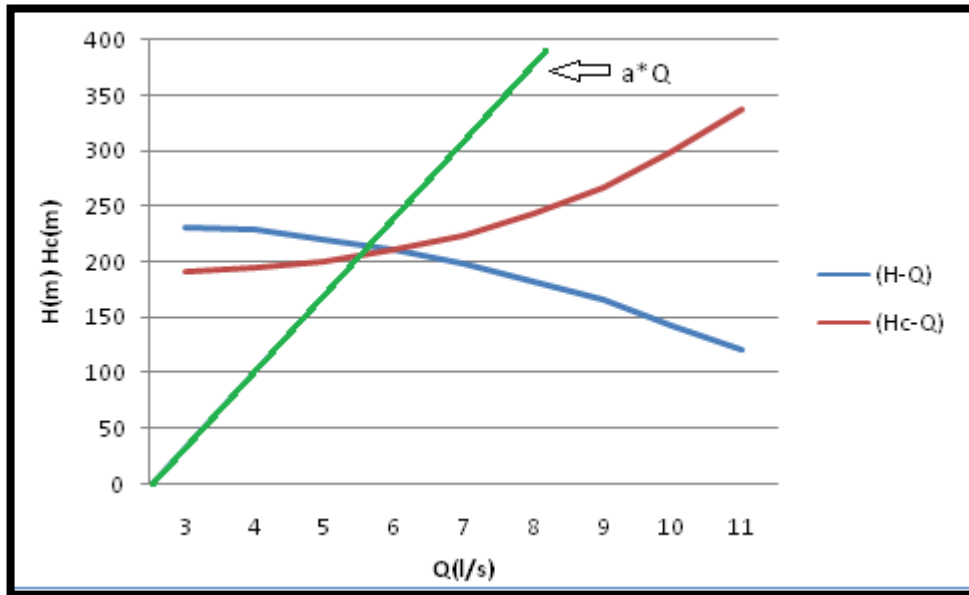
R% < 15 : c'est bon, sinon il faut opter pour une autre solution.

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} \times Q$$

Donc on aura :

$$H = a \cdot Q$$

Traçons la fonction linéaire



**Figure.6** : la courbe de la fonction linéaire  $H=aQ$

Du graphe ,on tire le débit qu'on cherche :

$$Q \approx 5.87 \text{ l/s}$$

Donc, le diamètre de la roue après rognage sera :

$$D = 110 \times \sqrt{\frac{5.8}{5.87}} = 108.15 \text{ [mm];}$$

Le coefficient de rognage est :

$$m = \sqrt{\frac{5.8}{5.87}} = 0.98$$

Le rendement de rognage est :  $R = (1-0,98) \times 100 = 2\% < 15\%$

⇒Le rognage est une solution efficace.

Le rendement après rognage est : 65.68%

La puissance absorbée avec le nouveau rendement est :

$$P_{abs} = P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \Rightarrow P_{abs} = 17.84 \text{ kw}$$

### c) Diminution de temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement en (h) de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_B} \times t$$

$t'$  : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

$t$  : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h); pour notre cas 20h/j.

$Q_B$  : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m<sup>3</sup>/h).

$Q_{app}$  : débit appelé ou demandé (m<sup>3</sup>/h)

$$t' = \frac{5.8}{6} \times 20 = 0.966 * 20 = 19\text{h } 19'48''$$

La nouvelle puissance absorbée par la pompe sera, sachant que 'Q' représente le débit refoulé par une seule pompe est :

$$Q = \frac{5.8}{1} = 5.8\text{l/s} \Rightarrow Q = 5.8 \times 10^{-3} \text{m}^3/\text{s}$$

Donc  $P_{abs}$  reste pratiquement la même .

### d) Réglage par diminution de la vitesse de rotation

La nouvelle vitesse de rotation serait :

On a :

$$\frac{H}{H_{app}} = \lambda^2 * k^2$$

$$\frac{H}{H_{app}} = \left(\frac{Q}{Q_{app}}\right)^2$$

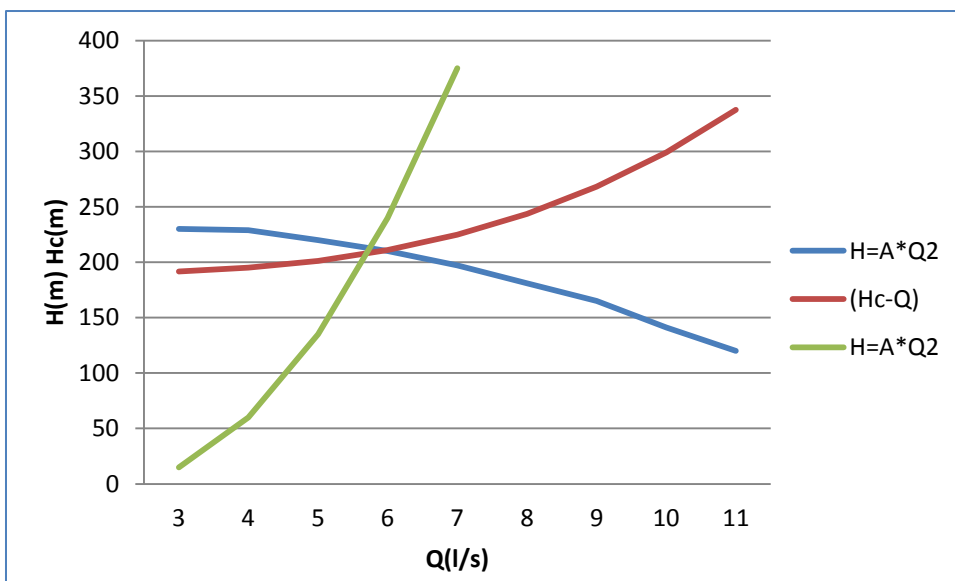
$$\frac{Q}{Q_{app}} = \frac{N}{n}$$

Avec : n = nouvelle vitesse de rotation .

$$n = N * \frac{Q_{app}}{Q}$$

Traçons la courbe :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} * Q^2$$



**Figure.7** : la courbe parabolique  $H=A*Q^2$

Du graphe précédent on fait sortir le Q :

$$Q \approx 5.96 \text{ l/s}$$

Nouvelle vitesse de rotation :

$$n = 2900 * \frac{Q_{app}}{Q}$$



$$n=2790 \text{ tr/min}$$

Le rendement après réglage est :

$$\eta_{ap} = \eta_{av} \times \frac{H_{app}}{H_B} = 67 \times \frac{205.9}{210} = 65.69\% ;$$

La puissance absorbée est :

$$P_{abs} = \frac{9,81 \times 5.8 \times 10^{-3} \times 155.17}{65.69 \times 10^{-2}} = 17.83 \Rightarrow P_{abs} = 17.83 \text{kw.}$$

### V.9.2. Meilleur mode du réglage :

**Tableau V.3:** *Calculs des prix d'énergie pour différents modes de réglage :*

Mode de réglage	$\eta$ (%)	Pab (Kw)
Par vannage	67,98	17,5
Par diminution de temps de pompage	68,1	17,48
Par rognage	65,68	17,84
Par diminution de la vitesse de rotation	65,69	17,83

A partir du tableau V.5, on déduit que le mode de réglage par diminution de temps de pompage est le meilleur

### V.10. Etude de cavitation :

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

### **V.10.1. Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe**

La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de la roue, lorsque la pression remonte implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue.

- vibrations anormales .
- bruit anormal .
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations .
- chute du débit pompé lorsqu'il apparaît le phénomène de cavitation.

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

$(NPSH)_r$  : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(NPSH)_d$ : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

$r$  : marge de sécurité,  $r = (0,3 - 0,5)$  m.

Pour notre calcul, on prend :  $r = 0,3$  m.

## **V.11. Choix du moteur électrique :**

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur.

### **V.11.1. Critères de choix du moteur électrique**

Les critères de choix du moteur électrique sont :

Puissance absorbée minimale ;

Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;

Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

### -Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 ;$$

Où:

$N_m$  : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

$N_p$  : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

$$N_m = 2900 \pm 200 \text{ tr/mn}$$

### - Puissance fournie par le moteur

La puissance qui devra être fournie par le moteur en (Watt) est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi \times Q_a \times \text{HMT} \times K}{\eta_p \times \eta_{acc} \times \eta_m} ;$$

Où :

$\varpi$  : poids volumique de l'eau,  $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$  ;

$Q_a$  : débit refoulé par une seule pompe ;

HMT: hauteur manométrique totale minimum (mce);

$\eta_p$  : rendement de la pompe ;  $\eta_p = 77.5\%$

$\eta_{acc}$  : rendement d'accouplement,  $\eta_{acc} = 93\%$  ;

$\eta_m$  : rendement du moteur,  $\eta_m = (92 - 95)\%$ ,

On prend :  $\eta_m = 93\%$ .

$K$  : coefficient correcteur, il est en fonction de la puissance de la pompe ;

**Tableau V.4:** Coefficient de correction en fonction de la puissance.

P (kw)	1 – 2	2 – 10	10 – 50	50 – 100	100 – 200	> 200
K	2	2 – 1,3	1,3 – 1,2	1,2 – 1,1	1,1 – 1,05	1,05

$$P_m = \frac{9810 \left( \frac{5.8}{1000} \right) \times 205.9 \times 1.3}{0.67 \times 0.93 \times 0.93} = 26.28 \text{ Kw}$$

a- Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation.

b- Caractéristiques du notre moteur :

tension nominale : 50 Hz

vitesse nominale : 2900tr/min

nombre des pôles : 2 pôles

puissance nominale : 22Kw

classe d'isolation : F

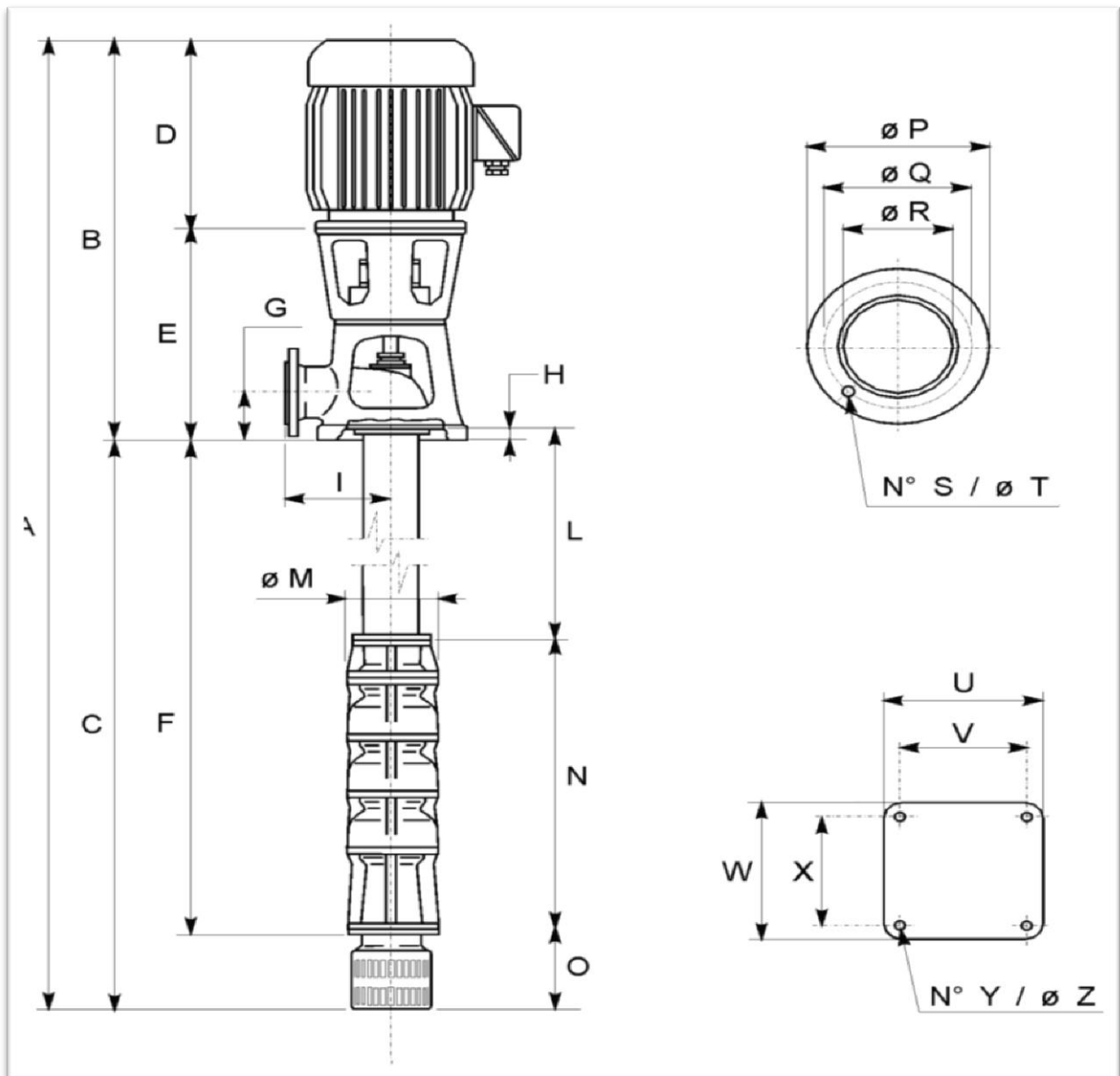


Figure V.6 : L'encombrement des pompes choisies d'après le logiciel CAPRARI

**Tableau V.4:** Encombrement de la pompe de type HMU40-2/7B :

dimmentions (mm)HMU40-2/7B	
A=6516	N=2315
B=1040	O=178
C=5476	P=200
D=585	Q=160
E=455	R=80
F=5289	T=18
G=115	U=370
H=67	V=260
I=190	W=310
L=3050	X=260
M=142	Z=20
No S=4	No Y=5

### V.12. Conclusion :

D'après l'étude faite dans ce chapitre, on a adapté pour une pompe immergée à axe vertical , de type KAPRARI **HMU40-2/7B**.

Cette pompe sera entraînée par un moteur électriques asynchrone triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement de notre pompe .

## ***Chapitre VI : Protection des conduites***



## VI.1. Introduction :

Les conduites, en général sont posées en terre, ou en galeries, d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celle de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles .C'est pour cette raison que toute canalisation posée nécessite une protection.

La qualité du matériau joue le rôle le plus important dans la bonne conservation, et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées et ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, citons principalement pour les conduites métalliques : Fonte , Acier ...etc.

## VI.2. Protection des conduites contre le coup de Béliet :

### Définition :

Le coup de béliet est un phénomène oscillatoire (onde de pression) , elle peut être positive ou négative (entre surpression et dépression ) ,provoqué par une variation du régime hydraulique , donc variation brusque de la vitesse d'un liquide . Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de béliet .Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne .

### VI.2.1. Les causes du coup de béliet :

- Ouverture ou fermeture instantanée d'une vanne située au bout d'une conduite d'adduction.
- L'arrêt brutal d'une pompe alimentant une conduite de refoulement
- Variation d'un plan d'eau .
- Modification de la vitesse d'une pompe .
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP .
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage .

### VI.2.2. Les conséquences du coup de béliet :

Elle sont généralement néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesurer que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation des pressions et de débit

Dans le temps .

#### **VI.2.2.1. Cas de forte pression :**

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible des tuyaux , il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

#### **VI.2.2.2. Cas de dépression :**

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

#### **VI.2.2.3. Fatigue de la conduite :**

Le passage successif d'une surpression à une dépression « et inversement » ,qui sont une conséquence inévitable peut provoquer la fatigue du matériau de la canalisation même si l'amplitude est faible .



**Figure VI.1 :**Joint de dilatation détruit par un coup de bélier

#### **VI.2.3. Moyens de protection contre le coup de bélier :**

Les coups de bélier peuvent être à l'origine d'accident, mais le plus souvent, cela se limite à une rupture de tuyauteries ou du matériel qui y est raccordé. Les lignes transportant des fluides dangereux bénéficient d'une attention toute particulière lors de la conception, de la construction et de l'exploitation.

Les éléments suivants que les appareils anti-bélier devront avoir pour effet ,permettent de diminuer ou supprimer les coups de bélier :

- Réduire la pression de l'alimentation en eau, par l'installation d'un régulateur de pression.
- Réduire la vitesse du fluide dans la tuyauterie. Afin de réduire l'importance du coup de bélier, certains guides de dimensionnement recommandent une vitesse égale ou inférieure à 1,5 m/s.
- Installer des robinets avec une vitesse de fermeture lente.
- Utiliser des procédures d'ouverture et de fermeture sur une installation.
- Mettre en place une chambre d'équilibre . Réduire les longueurs de tuyauterie droite par des coudes ou des lyres de dilatation, les coudes réduisant l'influence des ondes de pression.
- Employer des éléments de tuyauteries conçus pour des pressions élevées (solution coûteuse).
- Installer un volant d'inertie sur la pompe.
- Installer un by-pass de la pomperie.
- Utiliser une vanne automatique de pompage pour les pompes.

#### **VI.2.3.1. Volant d'inertie :**

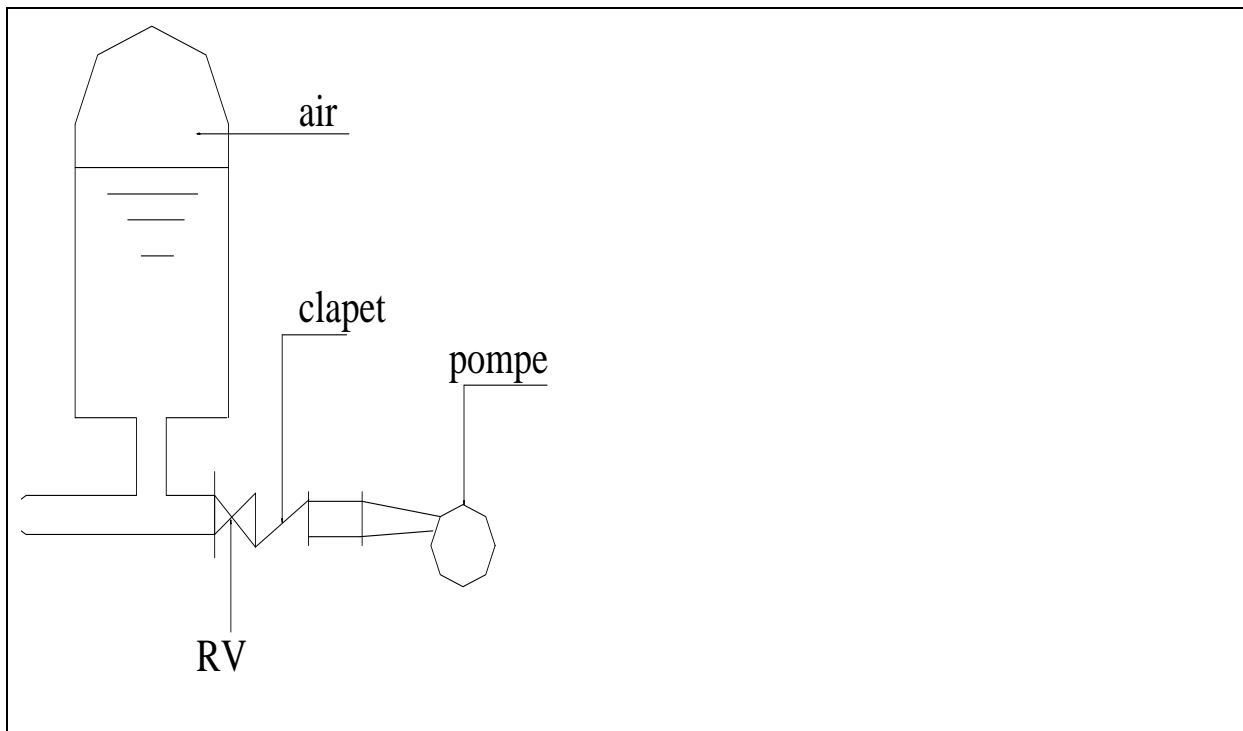
calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

#### **VI.2.3.2. Soupape de décharge :**

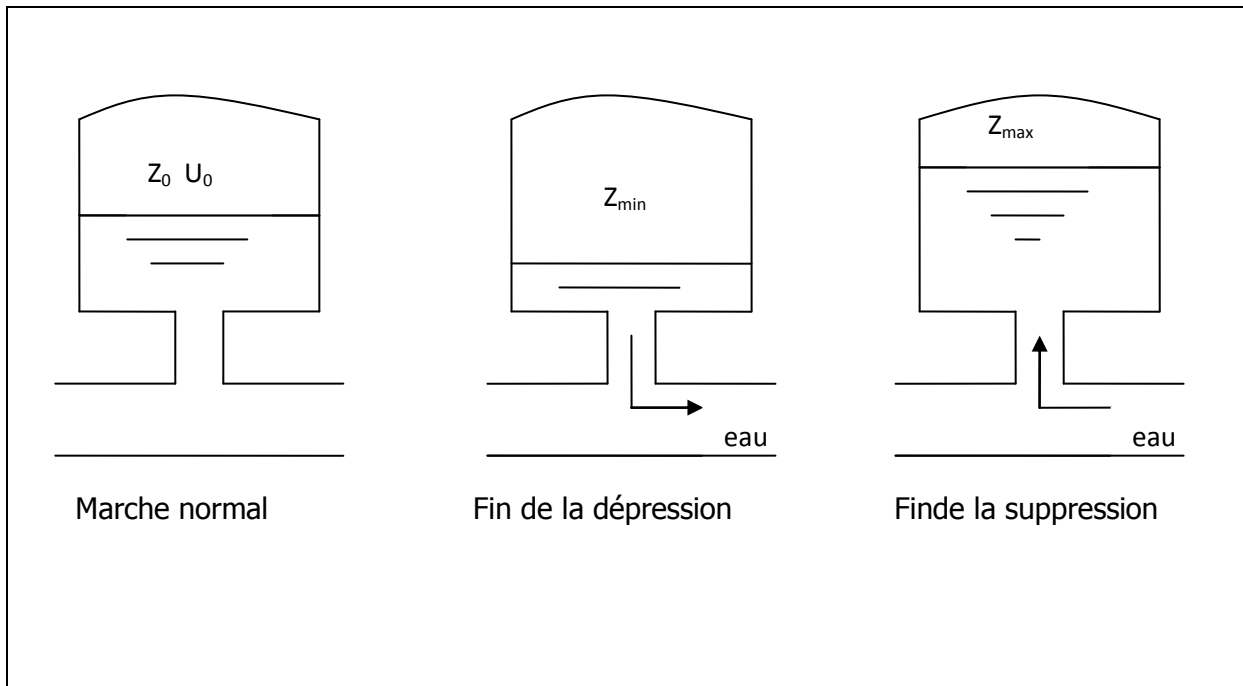
C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

**VI.2.3.3. Les réservoirs d'air :**

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.



**Figure VI-2 :** Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier



**Figure : VI.3 :** Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

#### VI.2.3.4. cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

#### VI.2.4 . Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

##### Phase A :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par "c". Si la distance entre la pompe et le réservoir est L et le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est  $\frac{L}{c}$ . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

##### Phase B :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{c}$  C'est-à-dire à  $\frac{2L}{c}$  depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé .

**Phase C :**

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{c}$  c'est-à-dire à  $\frac{3L}{c}$ , depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile .

**Phase D :**

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à

partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{c}$ ,

C'est-à-dire  $\frac{4L}{c}$  depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt

Brusque de la pompe .

$\frac{4L}{c}$  depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe .

**VI.2.5.Calcul des réservoirs d'air :**

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximale dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air .

On distingue les méthode de calcul suivantes :

**a-Méthode de VIBERT :**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

**b-Méthode de BERGERON :**

La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

**c-Méthode de PEUCH et MEUNIER**

L'étude comparative faite par MM. PEUCH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel et nous choisirons la méthode la plus simple à appliquer.

La méthode de PEUCH et MEUNIER utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : qui caractérise les pertes de charge ;

A : qui caractérise la conduite de refoulement

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Tq:

$$K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} \dots\dots\dots (VI-1)$$

$$A = \frac{cV_0}{g.H_0} \dots\dots\dots (VI-2)$$

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{L.S}{U_0} \dots\dots\dots (VI-3)$$

Avec :

$c$  : célérité d'onde de choc (m/s).

$V_0$  : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

$H_0$  : pression statique absolue =  $H_g + 10$  (m).

$H_{abs}$  : la pression de service absolue.

$$H_{abs} = H_g + \sum \Delta h + 10 = HMT + 10 \text{ (m)}. \dots\dots\dots \text{(VI-4)}$$

$L$  : longueur total de la conduite de refoulement (m).

$S$  : section de la conduite de refoulement (m).

$U_0$  : volume d'air initial (m<sup>3</sup>).

$g$  : accélération de pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

**VI.2.6. Calcul de la célérité d'ondes :**

La célérité est la vitesse de propagation des ondes ,c'est en fonction du fluide écoulé (dans notre cas c'est l'eau ) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur ) et du sol .

Elle est donnée par la formule d'**ALLIVI** :

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} \text{ (m/s)} \dots\dots\dots \text{(VI-6)}$$

Où :

$D$  : diamètre intérieur de la conduite en (m).

$e$  : épaisseur du tuyau en (m) ;

$E$  : Module d'élasticité de la conduite(PEHD) à 16 bars ;  $E = 1,2 \cdot 10^{09}$

$\rho$  : La masse volumique de l'eau ;  $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$



K : Coefficient de compressibilité de l'eau ;  $k = 2,05 \cdot 10^9$  à  $20^\circ \text{C}$ .

### VI.2.6. 1. Etude de coup de bélier de la station de pompage :

a/par piquage :

on a :

$$a = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} \text{ (m/s)}$$

Avec :

$$K = 2,05 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2 \text{ à } 20^\circ \text{C}$$

$$E = 1,2 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$$

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$D = 116,8 \text{ mm} = 0,1168 \text{ m}$$

$$e = 14,6 \text{ mm} = 0,0146 \text{ m}$$

AN:

$$a = 354,6 \text{ m/s}$$

b/par forage:

appliquons la même formule précédente, on obtient :

$$a = 399,6 \text{ m/s}$$

### VI.2.6.2 .les caractéristiques de la conduite de refoulement :

**a/par piquage :**

Débit projet :	6,39	l/s
Longueur de la conduite :	1570,9	m
Diamètre externe :	160	mm
Epaisseur de la paroi :	14,6	mm
Diamètre interne :	130,8	mm
Module d'élasticité de l'eau (10°):	2,05E+09	N/m <sup>2</sup>
Module d'élasticité du PEHD 16bars :	1,20E+09	N/m <sup>2</sup>

**b/ par forage :**

Débit projet :	5 l/s
Longueur de la conduite :	5680mL
Diamètre externe :	160 mm
Epaisseur de la paroi :	17.9 mm
Diamètre interne :	124.2 mm

**VI.2.6.3. La vitesse d'écoulement en régime permanent :****a/par piquage :**

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4(6.34/1000)}{3.14(0.1308)^2}$$

$$V_0 = 0,48 \text{ m/s .}$$

Les dépressions et les surpressions sous moyens de protection peuvent atteindre les valeurs maximales suivantes :

$$H_{\max} = \frac{aV_0}{g} = \frac{354.6 * 0.48}{9.81} = 17.19\text{m}$$

$$H_{\max} = 17.19\text{m}$$

➤ **La surpression :**

$$H_s = H_g + H_{\max} = 128.65 + 17.19$$

$$H_s = 145.84 \text{ m}$$

➤ **La dépression:**

$$H_d = H_g - H_{\max} = 128.65 - 17.19$$

$$H_d = 111.46 \text{ m}$$

Remarque :

$$H \text{ surpression} = 145,84 \quad \text{m} < 16 \text{ bars}$$

$$H \text{ dépression} = 111,46 \quad \text{m} > 0$$

Il est à prévoir une conduite en PEHD PN16.

**b/par forage :**

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

$$V_0 = 0,41 \text{ m/s .}$$

Les dépressions et les surpressions sous moyens de protection peuvent atteindre les valeurs maximales suivantes :

$$H_{\max} = \frac{aV_0}{g} = \frac{399.6 * 0.41}{9.81}$$

$$H_{\max} = 16.80 \text{ m}$$

➤ **La surpression :**

$$H_s = H_g + H_{\max} = (266.70 - 86.9) + 16.80$$

$$H_s = 196.60 \text{ m}$$

➤ **La dépression:**

$$H_d = H_g - H_{\max} = (266.70 - 86.9) - 16.80$$

$$H_d = 163.00 \text{ m}$$

Remarque :

H surpression =	196.60	m <	20 bars
H dépression =	163.00	m >	0

La conduite de PN20 adoptée est parfaitement adoptée à notre situation et la station de pompage ne nécessitent aucun équipement anti-bélier.

Toutefois nous pouvons prévoir une ventouse triple fonction à la sortie du forage

**VI.2.6.4. Calcul simplifié d'un réservoir d'air :**

Le calcul est basé sur l'abaque de **VIBERT** qui donne le volume  $U_0$  de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse  $V_0$ .

En marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par  $Z_0$ ,  $Z_{\min}$  et  $Z_{\max}$ .

$Z_0$  : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

$Z_{\min}$  : pression absolue relative à la dépression.

$Z_{\max}$  : pression absolue relative à la surpression.

❖ **en cas de forage :**

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \cdot \frac{LS}{f(Z/Z_0)}$$

$U_0$  : volume de l'air en  $m^3$ .

$V_0$  : Vitesse d'écoulement m /s.

$L$  : longueur de la conduite en m.  $L=5680m$

$S$  : section de la conduite en m.

Dans ce cas  $LS=69.26 m^3$

- La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Hg + \frac{aV_0}{g} = 179.8 + \frac{399.6 * 0.41}{9.81} = 196.5 m .$$

- La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 = 189.8 m.$$

En pose une pression qui égale a 7 bar.

La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = 70 + 10 = 80 m.$$

$$\frac{Z_{max}}{Z_0} = \frac{80}{189.8} = 0.42$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0.009m$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = 4.74E - 5$$

Abaque de **VIBERT** :

$$\frac{U_0}{LS} = 0.71 * 10^{-2} \Rightarrow U_0 = LS * 1.1 * 10^{-2} = 69.26 * 0.71 * 10^{-2} = 0.48m^3$$

$$\text{Et } \frac{Z_{min}}{Z_0} = 0,92 \Rightarrow Z_{min} = 10.1m$$

$$U_0 Z_0 = U_{max} Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{min}} = 0.446m^3 = 446litres$$

$U_{\max} = 446 \text{ litres}$

### VI.3. Accessoires :

Sur une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.

#### ❖ Les robinets vannes : (polycopies de Mr.SALAH .B)

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de  $90^\circ$  de la partie tronconique.

Généralement ce robinet vanne est court-circuité pour faciliter l'ouverture si celui-ci trouve entre deux biefs (amont sous pression aval vide)

❖ **Robinet d'arrêt** : ou de prise sont utilisés dans le réseau (petite diamètre) au niveau de branchement ( $\varnothing < 100 \text{ mm}$ ), sont à quatre tour.

#### ❖ Les vannes papillons :

Ce sont des vannes à survitesses utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite), c'est une vanne se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente une rangeabilité importante. Pour la régulation ; la manœuvre de l'obturateur est limitée à  $60^\circ$ , car au-delà le gain de débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de  $60^\circ$  et présente un maximum vers  $80^\circ$  ; ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.

#### ❖ Les ventouses :

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

- Ventouse simple : elle assure le dégazage des conduites à haute pression.
- Ventouse à deux orifices : elle est formée d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré.

Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Les appareils se placent au niveau des points hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment de remplissage soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi, généralement on admet un remplissage à débit réduit avoisinant  $1/10$  du débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse.

On distingue :

Les ventouses manuelles qui sont constituées d'une prise verticale montée sur le génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle ;et les ventouses automatiques comportant un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à la pression atmosphérique par un orifice placé à la partie supérieure du couvercle.

En fonctionnement normal, la ventouse est pleine d'eau, le flotteur est plaqué sur l'orifice ce qui rend le dispositif étanche. Lorsqu'une poche d'air se produit, le niveau baisse dans le corps de l'appareil, le flotteur descend et libère l'orifice par lequel l'air peut s'échapper.

**VI.4. Conclusion :**

Pour éviter et limiter un peu le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il faut prévoir des moyens de protection contre ce phénomène .pour notre cas, il faut installer un réservoir d'air de capacité de quatre cent soixante six litres juste à la sortie du forage .



## ***Chapitre VII : Organisation de chantier***

## VII.1. Introduction :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail pour abaisser les coûts de productions en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité . Elle demande et impose un rythme de travail et pour cela il faut une bonne utilisation des moyens humains et matériels dans le but de rechercher : la rapidité, la qualité et l'économie.

Pour cela il faut :

- Il faut maîtriser afin de prévoir ,d'organiser , de préparer avant d'agir .
- Bien exécuter ,ordonner et coordonner le programme d'action .
- Contrôler pour savoir si nos prévisions étaient valables et que nous pouvons les exécuter pour les prochains chantiers .

## VII.2. Différents travaux à entreprendre :

### VII.2.1. Travaux concernant l'adduction :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

#### a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblais sera posé sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

#### b) Construction des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

#### c) Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

#### d) Pose des conduites :

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

**e) Remblayage des tranchées :**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

**f) Nivellement et compactage :**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

**VII.2.2. Travaux concernant les stations de pompages :**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Exécution de la maçonnerie sous longrines inférieures
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.
- Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage.

**a) Décapage**

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10cm**.

**b) Exécution des fouilles**

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes :  $L \cdot l \cdot h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit :  $1,5*1,5*1,5m^3$

#### c) Coulage du béton de propreté

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

#### d) Remblayage

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

#### e) Coulage du béton

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup>. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux,

Les demi poteaux et semelles nécessite une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite une pompe à béton.

#### f) Maçonnerie

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

### VII.2.3. Travaux concernant les réservoirs :

Dans notre cas on a un réservoir projeté destiné à alimenter notre commune , nous allons déterminer le volume des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- Excavation
- Pose du tout venant
- Coulage du béton de propreté
- Coulage du béton du radier
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes

### VII.3. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

#### VII.3.1.Vérification, manutention des canalisations :

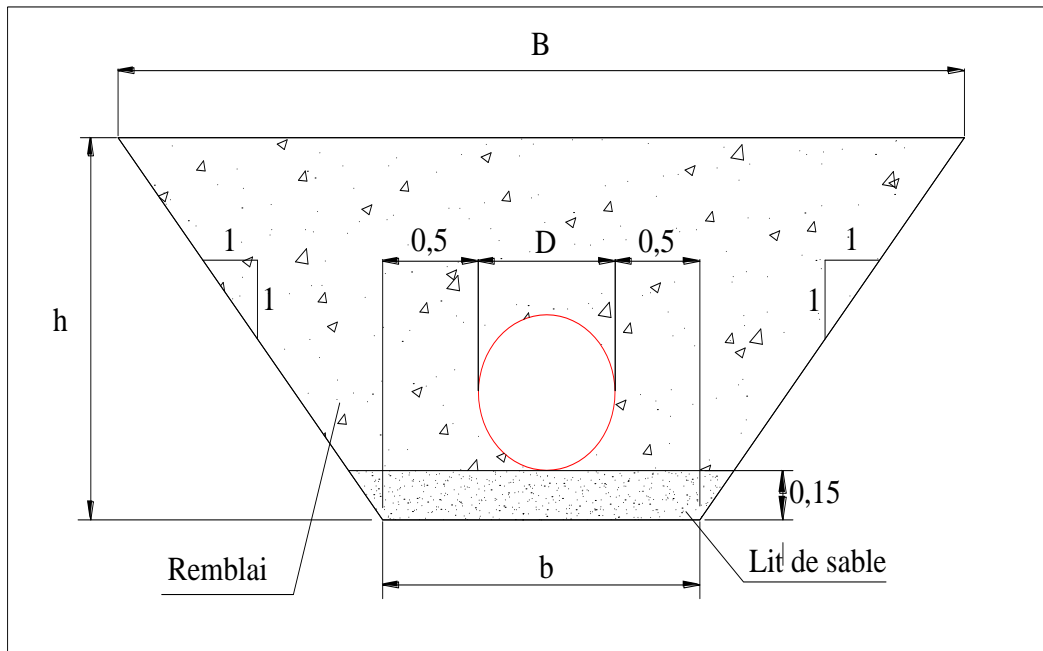
Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités

- L'aspect et le contrôle de l'intégrité
- Le marquage en cas de défaut

**VII.3.2. Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure VII.1).



**Figure VII.1** : Coupes en travers de la tranchée de la conduite

$$S_{exc} = \frac{b + B}{2} * h \dots\dots\dots \text{(VII.1)}$$

Sachant que :

$S_{exc}$  : surface des déblais de chaque coupe;

$b$  : petite base de la tranchée ;

$B$  : grande base de la tranchée ;

$h$  : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \dots\dots\dots \text{(VII.2)}$$

$V_{exc}$  : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

$L$  : distance entre deux coupes consécutives.

### VII.3.2.1. Calcul de la largeur de tranchée :

La largeur du fond de tranchée est obtenue par la formule :

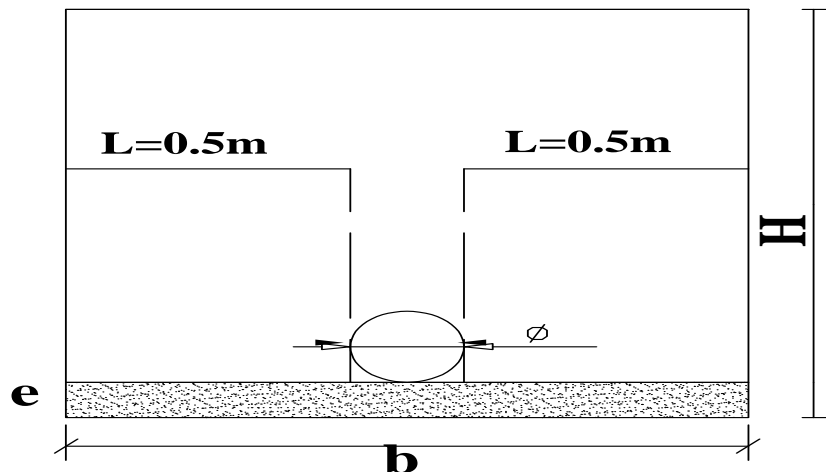
$$b = (L * 2) + \varnothing$$

Où :

$b$  : Largeur de la tranchée (m);

$\varnothing$  : Diamètre de la conduite (m).

$L$  : la distance entre la conduite et le fruit de talus = 0.5m



**Figure VII.2** : Coupes en travers de la largeur de la tranchée

Avec

$H$  : la profondeur de la tranchée.

$e$  : l'épaisseur du lit de sable.

### VIII.3.2.2. calcul de la profondeur de tranchée :

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

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

- Profondeur de la tranchée «  $H$  »
- Largeur de la tranchée «  $b$  »

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

Avec :

$H$  : profondeur de la tranchée. (m)

$e$  : hauteur de lit de pose. (m)

$\emptyset$  : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite.

### VII.3.3. Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur (Voir figure VII.1)

$$V_s = b * e * L \quad \dots\dots\dots \text{(VII.3)}$$

$V_s$  : volume du lit de sable ( $m^3$ ) ;

E : épaisseur du lit de sable,  $e = 15 \text{ cm}$  ;

L : longueur de la tranchée (m).

### VII.3.4. Remblais compacté :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad \dots\dots\dots \text{(VII.4)}$$

$V_r$  : volume du remblai

$V_{exc}$  : volume du déblai (volume excavé)

$V_{cond}$  : volume occupé par la conduite.

$V_s$  : volume du lit de sable.

### VII.3.5. Volume de la conduite :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi.D^2}{4} \quad \dots\dots\dots \text{(VII.5)}$$

$S_c$  : section de la conduite ( $m^2$ ) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad \dots\dots\dots \text{(VII.6)}$$

$V_c$  : volume de la conduite ( $m^3$ ) ;

**VII.3.6. Pose de canalisation:****VII.3.6.1 . Principe de pose des canalisations :**

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraîner soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

**VII.3.6.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :**

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 10 à 15 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempt de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

**VII.3.6.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain :**

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

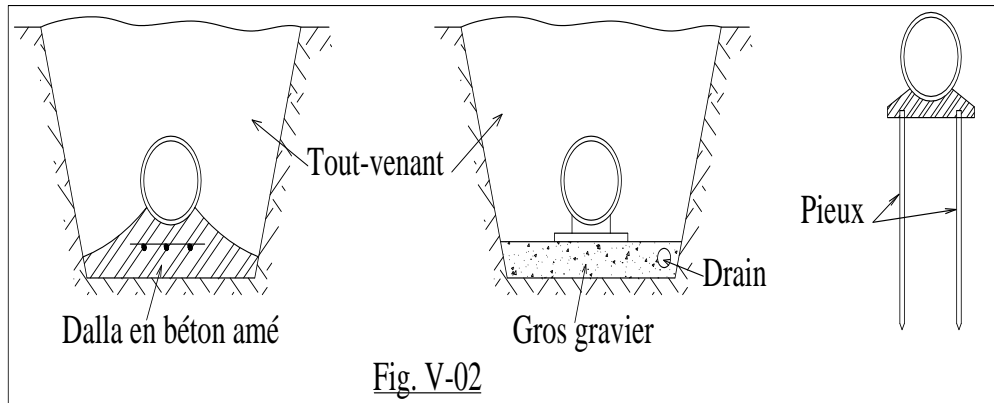
**1/ Cas d'un terrain peu consistant :**

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

**2/ Cas d'un terrain mouillé :**

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.





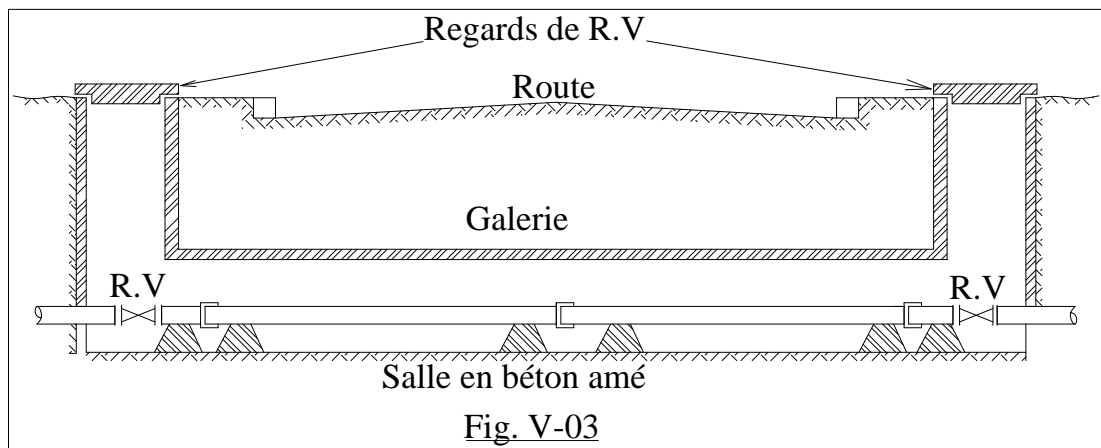
**Figure VII.3:** Pose de conduite dans mauvais terrain.

#### VII.3.6.4. Pose de canalisation en galerie :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieure et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.



**Figure VII.4 :** Pose de canalisation en galerie.

### **VII.3.6.5. Traversées des routes :**

En raison des charges qui peuvent causer des ruptures, et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite, comme à la route. Il sera donc prévu des gaines (buses de diamètres supérieurs) dans lesquels les conduites seront introduites à fin de les protéger contre les chocs et les vibrations.

Dans les changements de direction, et dans les branchements, il y a lieu tendance, sur la poussée exercée par l'eau

Emboîtement des joints (réseau de distribution) ou à la rupture de soudures (adductions). On prévoit donc la construction des butées en béton qui s'opposeront à ces efforts.

### **VII.3.6.6. Traversée d'une rivière ou oued :**

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans la cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

### **VII.3.7. Essai sur la canalisation en place :**

Après la pose de la conduite et avant remblaiement de la tranchée il faut effectuer par tronçon des essais à la pression d'épreuve

La conduite est alors remplie d'eau pour l'éprouver à la pression.

La pression d'essai sera égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite (+50%)

La durée d'essai est d'au moins 30 min

La variation de pression devra être supérieure à 0.2 bar

#### **VII.3.7.1. L'épreuve des joints et canalisations principales :**

Dans le but de s'assurer l'étanchéité des joints en essai à la poussée hydraulique est effectué sur la canalisation quant elle est mise en place pour y procéder, l'aval de la canalisation est clôturé par une plaque d'extrémité sur laquelle une pompe est branchée. Quand les joints sont d'un type tel qu'ils cessent d'être visibles sous un revêtement ne permettant plus d'avoir les

fuites, un premier essai est fait avant l'application du lit de revêtement cet essai peut avoir lieu à l'air sous une pression de 6 bars.

### VII.3.8. Remblaiement des tranchées:

Jusqu'à la hauteur du diamètre horizontal pour les tuyaux circulaires, le matériau de remblai doit être poussé sous les flancs de la canalisation.

Au-dessus de l'assise et après les essais, le remblaiement et le damage doivent être poursuivis par couches successives jusqu'à une hauteur de 0.10m, au-dessus de la génératrice supérieure de l'assemblage.

L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

La seconde fraction du remblai peut être effectuée à l'aide d'engins mécaniques étant précisé que cette terre, qui doit être ré pondue par couches successives et légèrement damée, ne doit contenir ni blocs de roche, ni débris végétaux ou animaux.

$$V_r = V_d - [ V_{cdt} + V_{cv} + V_{ls} ]$$

$V_r$ : Volume du remblai en (m<sup>3</sup>).

$V_d$ : Volume du déblai en (m<sup>3</sup>)

$V_{cdt}$ : Volume occupée par la conduite

$V_{cv}$ : Volume de la couche végétale

$V_{ls}$ : Volume du lit de sable

### VII.3.9. Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

$V_{exc}$ : Volume du sol excédentaire en (m<sup>3</sup>).

$V_f$ : Volume du sol foisonné en (m<sup>3</sup>).

Avec :  $V_f = V_d \cdot K_f$

$V_d$ : Volume du déblai en (m<sup>3</sup>)

$K_f$ : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :  $K_f = 1,24$ .

### VII.4. Engins :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps

des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

#### **VII.4.1. Pelle hydraulique :**

Les pelles sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains même durs. 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 :

- 1- Temps de fouille ;
- 2- Temps de transport ;
- 3- Temps de déchargement ;
- 4- Temps de remise en position de déblais.

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

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipements qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionné par des vérins hydrauliques. (Voir schéma ci après)



**Figure VII.5 :**Pelle hydraulique

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

#### **VII.4.2. Dozer :**

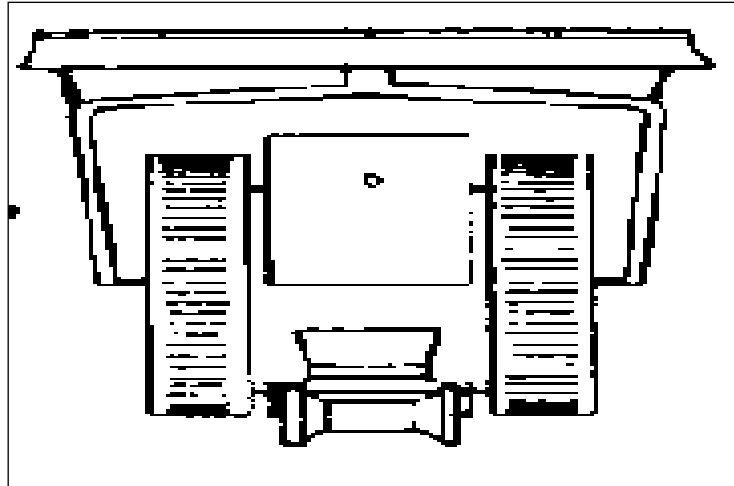
Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



**Figure VII.7:**Bulldozer

#### **VII.4.3. Chargeur :**

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



**Figure VIII.8 :**Chargeur

#### **VII.4.4. Compacteur (vibrateur de sol) :**

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

### **VII.5. Analyse des actions et conditions dangereuses :**

Les enquêtes effectuées après tous les accidents montrent que ces derniers sont dus à plusieurs causes qui engendrent plusieurs facteurs classés en deux catégories.

#### **a-Facteur matériel :**

Les conditions dangereuses susceptibles d'évaluer au cours du travail.

Les causes d'accidents d'origine matériel proviennent de :

- la profession en général et du poste de travail en particulier.
- La nature et la forme des matériaux mis en œuvre.
- Des outils et machines utilisés : implantation et entretien.
- L'exécution du travail : l'éclairage et conditions climatiques.
- Conditions d'hygiène et de sécurité : ventilation, protection...etc.

#### **b- Facteur humain :**

Les conditions d'origine humaine sont :

- intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- N'avoir pas utilisé l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention.
- Adopté une position peu sûre.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

### **VII.6. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :**

#### **VII.6.1. Protection individuelle :**

Les dispositifs de protection individuelle (casque, gant, chaussures, lunettes protectrices,...etc.) sont indispensables pour la protection contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions.

#### **VII.6.2. protection collective :**

##### **a-Engin de levage :**

- affecter des personnels compétents.
- Remblayer le plus rapidement possible les pentes de talus, des fouilles longeant la voie, dès que l'ouvrage sort de la terre.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.

- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

#### **b- Equipement de mise en œuvre du béton :**

Pour cet équipement vu son rôle important, le responsable en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Orientation rationnelle de la bétonnière.
- Implantation sérieuse et précise de tout équipements (silo, goulettes...etc.)
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.
- Application stricte des règlements de sécurité.

#### **c- Appareillages électriques :**

Pour limiter, si non éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doivent être que par des électriciens qualifiés.

#### **VII.6.3. Autres protections :**

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sur route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chutes de personnes et d'engins).
- Eliminer les surcharges en bordures des fouilles.
- Les travailleurs œuvrent à la pioche ou à la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

#### **VII.7. Calcul du volume de terrassements :**

##### **VII.7.1 Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron :**

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B.h.L \text{ (m}^3\text{)}$$

B : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (h=0.1m)

L : longueur totale des tranchées (m)



**Tableau VII-1** : calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour le réseau

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de la couche végétale (m <sup>3</sup> )
160	5680	1,16	658.88

Donc le volume total de la couche végétale :  $V_s=658.88 \text{ m}^3$

**VII.7.2. Calcul du volume de déblai :**

D'après la figure XIII.1 la surface à calculer est la surface rectangulaire

$$S = b * H$$

$$b = 0.3 * (N-1) + (0.5 * 2) + (\emptyset * N) \quad N = \text{nombre de conduite} = 1$$

$$\text{Donc } b = 1 + \emptyset$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau

**Tableau VII-2** : calcul du volume de déblai pour le réseau

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de la couche végétale (m <sup>3</sup> )
160	5680	1,16	7774.79

Donc le volume total de déblai :  $V_d=7774.79\text{m}^3$

**VII.7.3 .Calcule du volume de sable de lit:**

Ce lit correspond a une couche de sable de 10 cm sur le fond de la tranché, donc c'est une surface constante le long de la tranché, on calcul cette surface en utilisant la formule suivante

$$S = e * b * L$$

**Tableau VII-3** : calcul du volume de sable pour le réseau

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de la couche végétale (m <sup>3</sup> )
160	5680	1,16	658.88

**VII.7.4. Calcul du volume de remblai :**

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai est le volume qu'occupe la conduite et le volume occuper par lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

$V_r$  : Volume du remblai compacté ( $m^3$ ) ;

$V_d$  : Volume du déblai ( $m^3$ ) ;

$V_s$  : Volume du sable  $V$  : Volume occuper par la conduite ( $m^3$ ) ;  $V = L * \frac{\pi * \theta^2}{4}$

$L$  : Longueur de la conduite

$\theta$  : Diamètre de la conduite.

Donc les volumes des travaux pour la conduite sont tablés dans le tableau VII.4.

**Tableau VII-4:** calcul du volume de remblai pour le réseau

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	largeur d'une tranchée b (m)	Volume de déblai ( $m^3$ )	Volume de sable ( $m^3$ )	Volume occupé par la conduite ( $m^3$ )	Volume de la couche végétale ( $m^3$ )	Volume du remblai ( $m^3$ )
160	5680	1,16	7774.79	658.88	28.54	658.88	7087.37

Donc le volume total du remblai :  $V_r = 7087.37 m^3$

**VII.7.5. Volume excédentaire :**

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

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

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

Avec :  $V_f = V_d \cdot K_f$

$V_d$  : Volume du déblai en ( $m^3$ )

$K_f$  : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :  $K_f = 1,24$ .

**Tableau VII-5:** calcul du volume excédentaire pour le réseau

Volume de déblai ( $m^3$ )	Volume du sol foisonné ( $m^3$ )	Volume du remblai ( $m^3$ )	Volume excédentaire ( $m^3$ )
7774.79	9640.74	7087.37	2553.37

Donc le volume total excédentaire :  $V_r = 2553.37 m^3$

**Tableau VII-6:** Le volume Total des travaux pour le réseau de distribution

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	Volume de la couche végétale (m <sup>3</sup> )	Volume de déblai (m <sup>3</sup> )	Volume de sable (m <sup>3</sup> )	Volume du remblai (m <sup>3</sup> )	Volume excédentaire (m <sup>3</sup> )
160	5680	658.88	7774.79	658.88	7087.37	2553.37

**VII.8. Devis estimatif :****Tableau VII-7:** Volumes et coût des travaux total :

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
1	Décapage de la couche végétale	m <sup>3</sup>	658,88	200	131776
2	<b>Déblai</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>7774,79</b>	<b>300</b>	<b>2332437</b>
3	<b>Lit de sable (sable)</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>658,88</b>	<b>800</b>	<b>527104</b>
4	<b>Remblai compacté</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>7087,37</b>	<b>400</b>	<b>2834948</b>
5	<b>Conduite</b>	<b>mL</b>	<b>5680</b>	<b>800</b>	<b>4544000</b>
6	<b>Volume excédentaire</b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>2553,37</b>	<b>160</b>	<b>408539,2</b>
				<b>Total</b>	<b>10778804,2</b>
			<b>17%</b>	<b>TVA</b>	<b>1832396,71</b>
				<b>TTC</b>	<b>12611200.91</b>

**VII.9. Planification des travaux:**

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- B. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.

C. Aménagement du lit de pose.

D. La mise en place des canalisations en tranchée.

E. Assemblage des tuyaux.

F. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.

G. Remblai des tranchées.

H. Travaux de finition.

**Tableau VIII.8** :détermination de chemin critique.

OPERATION	TR	DP	DFP	DPP	DFPP	MT
A	<b>15</b>	0	15	0	15	<b>0</b>
B	<b>75</b>	15	90	15	90	<b>0</b>
C	<b>25</b>	90	115	90	115	<b>0</b>
D	<b>25</b>	90	115	90	115	<b>0</b>
E	<b>20</b>	90	110	95	115	5
F	<b>20</b>	115	135	115	135	<b>0</b>
G	<b>30</b>	135	165	135	165	<b>0</b>
H	<b>20</b>	165	185	165	185	<b>0</b>

Avec : TR: temps de réalisation.

DP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finissement au plutôt.

DPP: date de commencement au plu tard

DFPP :date de finissement au plu tard

MT : marge totale.

Le chemin critique

A-B-C-F-G-H  $\sum TR = 185$  jours

A-B-C-D-G-H

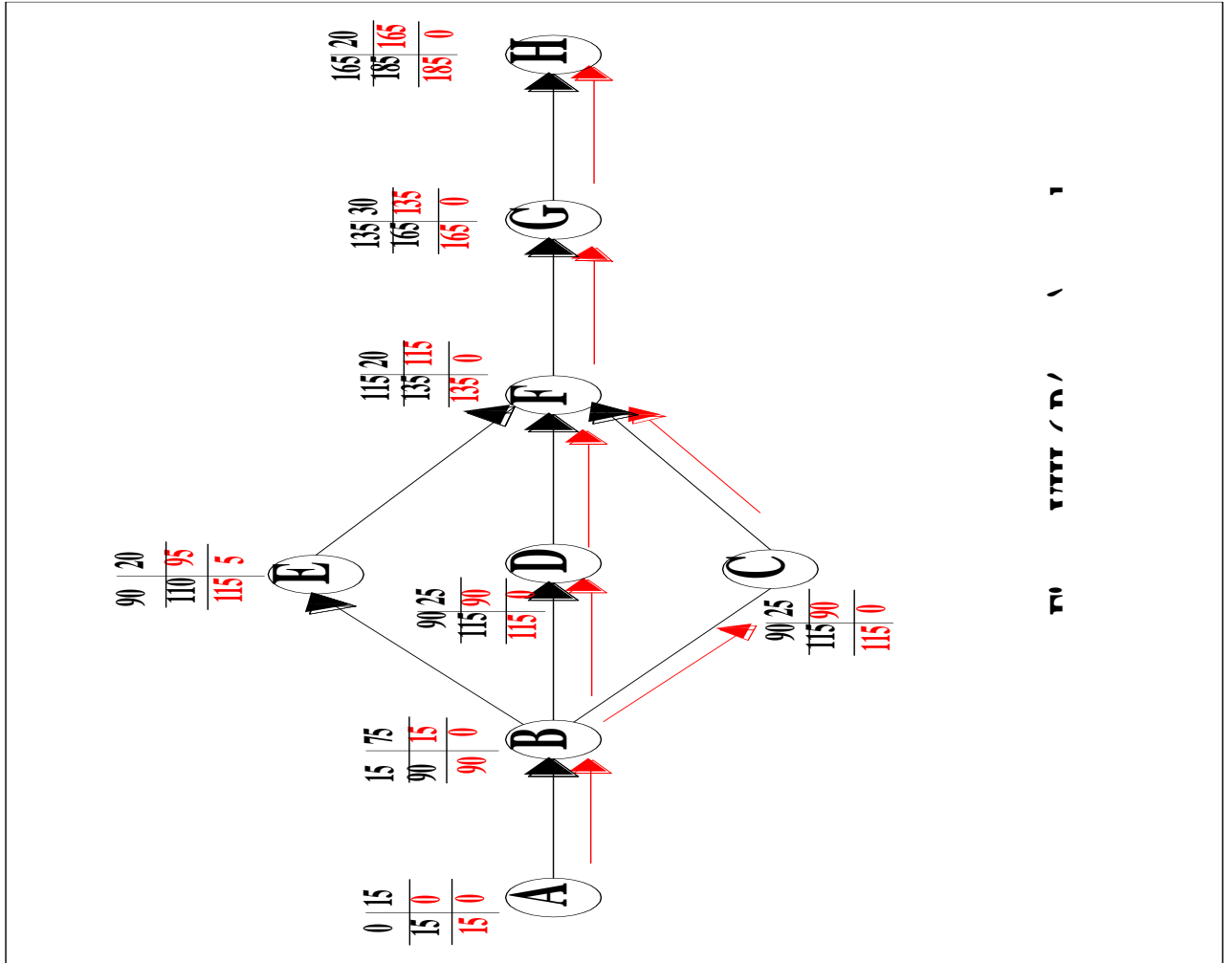


Figure I.9 : réseau a nœud

**VII.10. Conclusion :**

On peut conclure à partir de ce chapitre que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous aide à définir :

- Les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier .
- La durée du projet .
- Les engins à utiliser qui sont principalement Bulldozer , Pelle , Rouleau ...etc.
- Estimer le coût total du projet .
- La protection des ouvriers .

La planification des travaux est nécessaire donc pour une bonne exécution des travaux de réalisation de notre projet ,il nous faudra un temps de sept mois avec un coût estimatif de treize millions dinars Algériens .

# CONCLUSION GENERALE

Arrivé au terme de notre travail, nous disons tout simplement que le problème d'alimentation en eau potable de la commune de FERFOUR se situe dans un manque des ressources en eau.

C'est pour cette raison qu'on veut exploiter l'eau du forage existant ,se trouvant à cinq km.

L'estimation des besoins maximaux en eau de consommation indique qu'un débit de  $547.77 \text{ m}^3/\text{j}$  sera nécessaire pour répondre aux besoins de la région d'étude à l'horizon (2035),

Dans notre travail, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage et les équipements hydromécaniques nécessaires pour satisfaire les besoins en eau des citoyens de la commune de FERFOUR à l'horizon futur (2035). Notre système d'adduction est composé d'un forage ,équipé d'une pompe immergé à axe vertical, qui refoule l'eau vers un réservoir de capacité de trois cent mètres cubes , à travers une conduite en PEHD PN20 de 110 de diamètre . Le long de notre adduction , nous plaçons des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite , et des vidanges au niveau des points les plus bas .et pour la protection anti-bélier nous avons opté pour un réservoir d'air d'environ quatre cent litres de capacité.

Enfin, nous pouvons estimer un temps de réalisation de notre projet à sept mois avec un coût estimatif de l'adduction de treize millions de dinars .

# BIBLIOGRAPHIE

- [1] Dr BOUALEM SALAH : ENSH 1993 Cours D'alimentation En Eau Potable
- [2] A. DUPONT « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [3] : BELKHIRI Abdelatif : Mémoire de fin d'étude : étude du système d'alimentation en eau potable de la commune d'EL ACHIR (W.BORDJ BOU ARRERIDJ) ENSH 2015 .
- [4] A. LENCASTRE « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [5] Mme MOKRANE : Cours de PSP 5<sup>eme</sup> année ENSH 2015 .
- [6] M<sup>f</sup> : KHEMMAR MONCEF : Mémoire de fin d'étude : étude d'alimentation en eau potable de la ville D'El-Hamma (W.KHENCHELA)
- [7] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101.
- [8] [www.ineris.fr](http://www.ineris.fr)