

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction pour l'alimentation en eau potable de la commune de Sidi Boutchent à partir du barrage Deurdeur (w. Tissemsilt).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0032-15

APA Citation (توثيق APA):

Taoussi, Ali (2015). Etude d'adduction pour l'alimentation en eau potable de la commune de Sidi Boutchent à partir du barrage Deurdeur (w. Tissemsilt)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception des systèmes d'Alimentation en eau potable**

### **THEME :**

**ETUDE D'ADDUCTION POUR L'ALIMENTATION EN EAU  
POTABLE DE LA COMMUNE DE SIDI BOUTCHENT  
A PARTIR DU BARRAGE DEURDEUR (W.TISSEMSILT).**

### **PRESENTE PAR :**

**M<sup>r</sup> TAOUSSI ALI.**

### **Devant les membres du jury :**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> O. KHODJET-KESBA	Professeur	Président
M <sup>r</sup> A. HACHEMI	M.A.A	Examinateur
M <sup>me</sup> S. BERBACHE	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> M. DJELLAB	M.C.A	Examinateur
M <sup>me</sup> W. MOKRANE	M.A.A	Promotrice

**Novembre -2015.**

# Remerciements

*D'abord je remercie dieu tout puissant pour m'avoir permis  
d'accomplir dans les meilleures conditions ce travail et toutes mes études.*

*Ma reconnaissance va plus particulièrement à :*

*Ma promotrice Mme W.MOKRANE pour sa disponibilité  
et son aide.*

*A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.*

*Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier  
mon travail*

*Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes  
qui m'ont aidé tout au long de mon travail.*

***T. ALI.***

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail a ma défunte mère paix à son âme qui malgré son absence a toujours été dans mon cœur et elle sera à jamais, qu'Allah ta'ala l'accueille dans son vaste paradis .*

*Ainsi en signe de reconnaissances et de respect :*

*Mon cher père qui ma soutenu et ma toujours encouragé,*

*A mes sœurs et ma femme, Qui n'a Jamais cessé de m'aider*

*A toute ma grande famille*

*A mes amis, attia, saif, noureddine, boukada, aida, kamel, taibi, nassime, chouchou, moussaab, Sliman .*

*A toutes mes amies*

*A toute ma famille de l'ENSH.*

*T.Ali.*

## ملخص

تقع المنطقة التي نحن بصدد دراستها شمال ولاية تيسمسيلت وتعرف حاليا نقصا كبيرا في المياه و يهدف هذا المشروع الى تزويد بلدية سيدي بوتشنت بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من الخزان المائي بثنية الحد من خلال هذه الدراسة تطرقنا لكيفية انجاز هذا المشروع وقمنا بتحديد جميع المعدات والهيكل اللازمة لذلك.

## Résumé

La zone d'étude se situe au nord de la wilaya de Tissemsilt, actuellement elle souffre d'une grande absence d'eau potable.

Pour alimenter cette zone en eau potable, nous proposons ce projet dans le but d'alimenter sidi boutchent à partir du réservoir a Thenit lhad.

A partir de cette étude , nous découvrons comment ce fait la réalisation de ce projet ainsi que tous les ouvrages et les équipements nécessaires.

## Abstract

The zone of our study is located at the North of the wilaya of Tissemsilt, with currently suffer with a big absence of drinking water. to feed this zone drinking water, we propose this project which tries to supply Sidi Boutchent commune with drinking water starting from controlling transfer of water of the reservoir. the goal of this study is to know how this fact the realization of this project and all the works and the equipment necessary.

# Sommaire

Introduction général .....	1
<b>Chapitre I : La présentation de la zone d'étude</b>	
Introduction .....	2
I.1.Situation géographique .....	3
I.2.Situation administrative .....	3
I.3.Situation climatologique .....	3
I.4. Humidité : .....	5
I.5. Géologie et Hydrogéologie .....	5
I.6. Hydrographie .....	5
I.6.1.Production .....	5
I.6.2.Population .....	6
Conclusion .....	6
<b>Chapitre II : Estimation des besoins en eaux.</b>	
Introduction .....	7
II.1.Estimation de la Population future .....	7
II.2.Estimation des débits .....	7
II.2.1.Généralité .....	7
II.2.2.Choix de la dotation .....	8
II.2.3.Catégories des besoins en eau .....	8
II.3.Estimation de la consommation moyenne journalière .....	8
II.3.1.Besoins domestiques .....	8
II.3.2.Besoins scolaires .....	9
II.3.3.Besoins socioculturels .....	9
II.3.4.Besoins administratifs .....	9
II.4.Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération : .....	9
II.5.Variations de consommation maximale et minimale journalière .....	10
II.6.Variation des débits horaires .....	11
II.7.Calcul de déficit de consommation .....	14
Conclusion .....	15

### **Chapitre III : Les ouvrages de stockage.**

Introduction	16
III.1.Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs	16
III.2.Classification des réservoirs	16
III.3.Choix du réservoir	16
III.4.Equipements du réservoir	17
III.5.Calcul de la capacité des réservoirs	19
III.5.1.La méthode analytique	19
III.5.2.Méthode graphique	20
III.6. Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique	21
Conclusion	22

### **Chapitre IV : Etude de l'adduction.**

Introduction	23
IV.1.Types d'adduction	23
IV.1.1.Adduction gravitaire	23
IV.1.2.Adduction par refoulement	23
IV.1.3.Adduction mixte	23
IV.2.Choix de type de matériaux	24
IV.3.Choix des matériaux de canalisation	24
IV.4.Comportement d'une adduction	26
IV.5.Proposition des variantes	26
IV.5.1.Choix du tracé	26
IV.5.2.Variante N°1 :	26
IV.5.3.Variante N°2	27
IV.6.Dimensionnement de l'adduction	28
IV.6.1.Détermination du diamètre avantageux (la partie gravitaire)	28
IV.6.2.La première variante (longueur 9 900 m)	30
IV.6.3.Calcul des longueurs équivalentes de la conduite du réservoir vers la station de pompage	30
IV.6.4.Les caractéristiques des différents points	30
IV.6.5.Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction	31
IV.6.6.Normalisation des diamètres	32
IV.6.7.Les frais d'investissement	32
IV.6.8. La deuxième variante (longueur 8 000 m)	33
IV.6.9.Calcul des longueurs équivalentes de la conduite du réservoir vers la station de pompage	33

IV.6.10. Les caractéristiques des différents points	33
IV.6.11. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction	34
IV.6.12. Normalisation des diamètres	35
IV.6.13. Les frais d'investissement	35
IV.7. Etude technico-économique de l'adduction	36
IV.7.1. Etude de l'adduction par refoulement	36
IV.7.2. Calcul des pertes de charge :	37
IV.7.3. Calcul de la hauteur manométrique totale	38
IV.7.4. Puissance absorbée par la pompe	38
IV.7.5. Energie consommée par la pompe	39
IV.7.6. Frais d'exploitation :	39
IV.7.7. Calcul le prix de la conduite :	39
IV.7.8. Frais d'amortissement	39
IV.7.9. Calcul le bilan total	40
IV.7.9.1. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement	40
IV.7.9.1. La première variante (longueur de 2 500 m)	40
IV.7.9.2. Tronçon de la Station de Pompage –Réservoir de 200 m <sup>3</sup>	40
IV.7.9.3. La deuxième variante (longueur de 4 400 m)	43
IV.7.9.4. Tronçon Station de Pompage –Réservoir de 200 m <sup>3</sup>	43
IV.7.10. Le choix technico-économique de la meilleure variante	46
Conclusion	47

### **Chapitre V : Etude de pompage.**

Introduction	48
V.1. Définition	48
V.2. Choix du type de la pompe	48
V.3. Choix du nombre de pompe	48
V.4. Courbes caractéristiques des pompes	49
V.5. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement	49
V.6. Point de fonctionnement des pompes	49
V.7. Cavitation	50
V.8. Calage des pompes Centrifuges	51
V.8.1. Installation en charge	51
V.8.2. Côte de la pompe	52
V.8.3. Installation en aspiration	52
V.8.4. Côte de la pompe	52

V.9. Moteur d'entraînement	53
V.10. Application	54
V.10.1.1. La pompe choisie	55
V.10.1.2. Description de la pompe	55
V.10.1.3. Matériaux de construction	57
V.10.1.4. Nombre de pompes installées	58
V.10.1.5. Courbes caractéristiques des pompes	58
V.10.1.6. Courbe caractéristique de la conduite	58
V.11. Modes de réglage	59
V.12. Dimensionnement des équipements des pompes	61
V.12.1. Equipements en amont	63
V.12.2. Equipements en aval	64
V.12.3. Choix du moteur	65
V.13. Bâtiment de la station de pompage	66
V.13.1. Types des bâtiments des stations de pompage	66
V.13.2. Modalité de construction du bâtiment	67
V.13.3. Dimensionnement du bâtiment	68
V.14. Equipements auxiliaire	69
Conclusion	70

## **Chapitre VI : Protection contre l'anti bélier et corrosion interne.**

Introduction	71
VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier	71
VI.1.1. Les causes du coup de bélier	71
VI.1.2. Les conséquences du coup de bélier	71
VI.1.2.3. Fatigue de la canalisation	72
VI.1.3. Description des phénomènes physiques	72
VI.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	73
VI.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	73
VI.2. Calcul des réservoirs d'air	76
VI.2.1. Méthode de VIBERT :	76
VI.2.2. Méthode de BERGERON	76
VI.3. Dimensionnement des réservoirs d'air	76
VI.3.1. Calcul de la célérité d'onde C	77
VI.3.2. Calcul des capacités réservoirs d'air	78
VI.4. Protection des conduites contre la corrosion	78

VI.4.1.Facteurs de la corrosion	78
VI.4.2.Corrosion externe	79
VI.4.3.Corrosion interne	79
VI.4.4.principaux types de protection contre la corrosion extérieure	80
VI.4.5.Principaux types de protection contre la corrosion intérieure	80
Conclusion	80

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

Introduction	81
VII.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	81
VII.2.Excavation des tranchées	81
VII.2.1.Enlèvement de la couche végétale	81
VII.2.2.Excavation	81
VII.2.3. Aménagement du lit de pose des conduites	82
VII.3. Pose des conduites	82
VII.4. Epreuve de joint et de la canalisation	82
VII.5. Remblaiement de la tranchée	83
VII.6.Calcul des volumes des travaux de réseau et l'adduction	83
VII.6.1. Déblais d'excavation	83
VII.6.1.1.La profondeur de la tranchée	83
VII.6.1.2.Largueur de la tranchée	83
VII.6.2.Remblais compacté	84
VII.7.Devis total de projet	84
Conclusion	85
Conclusion général	86

# Liste des tableaux

## Chapitre I : La présentation de la zone d'étude

<b>Tableau I-1</b> : Température	4
<b>Tableau I.2</b> : Répartition Pluies maximales journalières et annuelle (1980/2008)	4
<b>Tableau I.3</b> : Vitesses moyennes mensuelles des vents .	4
<b>Tableau I-4</b> : Evaporation	5

## Chapitre II : Estimation des besoins en eaux

<b>Tableau II.1</b> : Estimation de l'évolution de la population.	7
<b>Tableau II.2</b> : Besoins domestiques.	8
<b>Tableau II.3</b> : Récapitulatif des besoins scolaires	9
<b>Tableau II.4</b> : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.	9
<b>Tableau N°II.5</b> : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.	9
<b>Tableau II.6</b> : Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération.	10
<b>Tableau N°7</b> : Pour les pertes et les équipements.	10
<b>Tableau II.8</b> : Consommations maximale et minimale journalière.	11
<b>Tableau II.9</b> : La variation horaire de la consommation d'eau dans divers centres d'agglomérations.	12
<b>Tableau II.10</b> : La Variation du débit horaire.	13
<b>Tableau II.11</b> : Tableau des déficits à combler à l'année 2040.	14
<b>Tableau II.12</b> : Tableau des surplus à combler à l'année 2040	14

## Chapitre III : Les ouvrages de stockage

<b>Tableau III.1</b> : Evaluation du volume résiduel du réservoir.	21
<b>Tableau III.2</b> : Tableau donnant les dimensions des réservoirs.	22
<b>Tableau IV.1</b> : Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types du tuyau.	29

## Chapitre IV : Etude de l'adduction

<b>Tableau IV.2</b> : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction	30
<b>Tableau IV.3</b> : Les altitudes des différents points de l'adduction.	30
<b>Tableau IV.4</b> : Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.	31
<b>Tableau IV.5</b> : Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction	32
<b>Tableau IV.6</b> : Pressions pour différents points de l'adduction	32
<b>Tableau IV.7</b> : Frais d'investissement des conduites gravitaires.	32
<b>Tableau IV.8</b> : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction	33
<b>Tableau IV.9</b> : Les altitudes des différents points de l'adduction.	34

<b>Tableau IV.10</b> : Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction	35
<b>Tableau IV.11</b> : Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction.	35
<b>Tableau IV.12</b> : Pressions pour différents points de l'adduction	35
<b>Tableau IV.13</b> : Frais d'investissement des conduites gravitaires.	36
<b>Tableau IV.14</b> : Calcul de la HMT du tronçon du SP –Réservoir de 200 m <sup>3</sup> .	40
<b>Tableau IV.15</b> : Calcul des frais d'amortissement du SP–Réservoir de 200 m <sup>3</sup> .	41
<b>Tableau IV.16</b> : Calcul des frais d'exploitation du SP–Réservoir de 200 m <sup>3</sup> .	41
<b>Tableau IV.17</b> : Bilan total de la conduite de refoulement SP –Réservoir de 200 m <sup>3</sup> .	41
<b>Tableau IV.18</b> : Calcul de la HMT du tronçon du SP –Réservoir de 200 m <sup>3</sup> .	43
<b>Tableau IV.19</b> : Calcul des frais d'amortissement du SP–Réservoir de 200 m <sup>3</sup> .	44
<b>Tableau IV.20</b> : Calcul des frais d'exploitation du SP–Réservoir de 200 m <sup>3</sup> .	44
<b>Tableau IV.21</b> : Bilan total de la conduite de refoulement SP –Réservoir de 200m <sup>3</sup> .	45
<b>Tableau IV.22</b> : Les résultats des deux variantes.	46

### **Chapitre V : Etude de pompage**

<b>Tableau V.1</b> : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P	54
<b>Tableau V.2</b> : Caractéristiques de la première station de pompage SP	54
<b>Tableau V.3</b> : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SP	55
<b>Tableau V.4</b> : Caractéristiques de la pompe choisie	56
<b>Tableau V.5</b> : Dimensions de la pompe choisi pour SP	57
<b>Tableau V.6</b> : Matériaux de construction de la pompe choisi pour SP	57
<b>Tableau V.7</b> : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	62

### **Chapitre VI : Protection contre l'anti bélier et corrosion interne**

<b>Tableau VI.1</b> : Les caractéristiques du tronçon de l'adduction de refoulement.	77
<b>Tableau VI.2</b> : Calcul de célérité d'onde du tronçon de l'adduction de refoulement	77
<b>Tableau VI.3</b> : Calcul de volume réservoir d'air de l'adduction de refoulement.	78

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

<b>Tableau VII.1:</b> calcul du volume du lit de pose	84
<b>Tableau VII.2:</b> calcul du volume à excaver	84
<b>Tableau VII.3:</b> calcul du volume du remblai	84
<b>Tableau VII.4. :</b> Frais des travaux	84
<b>Tableau VII.5. :</b> Frais de pose des conduites	85
<b>Tableau VII.6. :</b> Frais total	85

# Liste des figures

## Chapitre I : La présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : La situation de la willaya de Tissemsilt .....	2
Figure I.2 : Schéma de la willaya de tissemsilt et ses communes. ....	3

## Chapitre II : Estimation des besoins en eaux

Figure II.2 : La courbe de la consommation cumulée. ....	14
--	----

## Chapitre III : Les ouvrages de stockage

Figure III.1 : Conduite de vidange et de trop plein. ....	18
Figure III.2: Conduite de by-pass. ....	19
Figure III. 3 : Méthode graphique. ....	20

## Chapitre IV : Etude de l'adduction.

Figure IV.3 : 1 <sup>er</sup> variante sur le tracé de (Sidi Boutchent). ....	27
Figure IV.4 : 2 <sup>eme</sup> variante sur le tracé de (Sidi Boutchent). ....	28
Figure IV.6 : Schéma du tracé de la variante 01. ....	30
Figure IV.7 : Schéma du tracé de la variante 02. ....	33
Figure IV.8 : graphique des frais du bilan total et exploitation et amortissement. ....	42
Figure IV.9 : courbe du bilan total. ....	42
Figure IV.10 : graphique des frais du bilan total et exploitation et amortissement ....	45
Figure IV.11 : courbe du bilan total. ....	46

## Chapitre V : Etude de pompage

Figure V.1: Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement .....	50
Figure V.2 : Calage de la pompe en charge. ....	52
Figure V.3 : Calage de la pompe en aspiration. ....	52
Figure V.4 : Schéma de la pompe HMU40-2/6 C .....	56
Figure V.5 : Dimensions de la pompe HMU40-2/6 C .....	56
Figure V.6: Courbes caractéristiques de la pompe HMU40-2/6 C .....	58
Figure V.7 : Point de fonctionnement de la pompe HMU40-2/6 C .....	58
Figure V.8 : Schéma de la butée .....	64
Figure V.9 : Equipements en amont d'une pompe .....	64
Figure V.10 : équipements en aval .....	65
Figure V.11 : Moteur adéquat pour la pompe PM 100 / 2 E .....	66

## Chapitre VI : Protection contre l'anti bélier et corrosion interne.

Figure VI.1 : Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLAT] .....	74
Figure VI.2 : sens d'écoulement en régime permanent .....	75

<b>Figure VI.3</b> : sens d'écoulement avec arrêt Brusque de la pompe et clapet ouvert .....	75
<b>Figure VI.4</b> : sens d'écoulement quand le clapet est fermé .....	75
<b>Figure VI.5</b> : Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène. ....	80

# **LISTE DES PLANCHES**

- 1. Levé topographique**
- 2. Profil en long de l'adduction gravitaire-refoulement.**
- 3. schéma synoptique**
- 4. Plan de la station de pompage.**

# Introduction générale

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail qui consiste à l'étude de l'adduction en eau potable de la commune de sidi boutchent la Wilaya de Tissemsilt à partir de réservoir du 5000 m<sup>3</sup> pour répondre confortablement à la demande à notre horizon d'étude 2040.

La zone d'étude souffre d'un manque en approvisionnement en eau potable vu la maigre quantité d'eau produite par les ressources actuelles. C'est dans le contexte de satisfaire la population en matière d'eau, source de vie qu'entre l'objectif du présent mémoire.

Pour ce faire nous avons établi le plan suivant :

Dans le premier chapitre, nous allons prendre connaissance des différentes situations de la zone de notre étude.

Le second chapitre s'intéressera à l'estimation des besoins en eau potable de la population cible.

Nous passerons, par la suite à l'étude du stockage objectif du chapitre 03.

Dans le chapitre 04, nous établirons l'étude de l'adduction tenant compte de l'aspect technico-économique.

Puis, dans le chapitre 05 nous étudions le pompage des points de vue choix de pompes, bâtiment et calage.

Le chapitre 06 aura comme but l'étude de la protection de l'adduction contre le coup de bélier.

L'organisation de chantier et la sécurité du travail feront l'objet du chapitre 07.

Et enfin, il sera terminé par une conclusion générale.

L'estimation des besoins en eau pour l'horizon de l'étude 2040, nous conduira à déterminer le débit transféré à la zone d'étude, ou l'on pourra définir la variante optimale de l'adduction. La mise en service de ce projet va permettre d'améliorer le réseau d'A.E.P et par conséquence améliore le cadre de vie des citoyens.

Ce mémoire de fin d'étude se compose de sept chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

## Chapitre I :

---

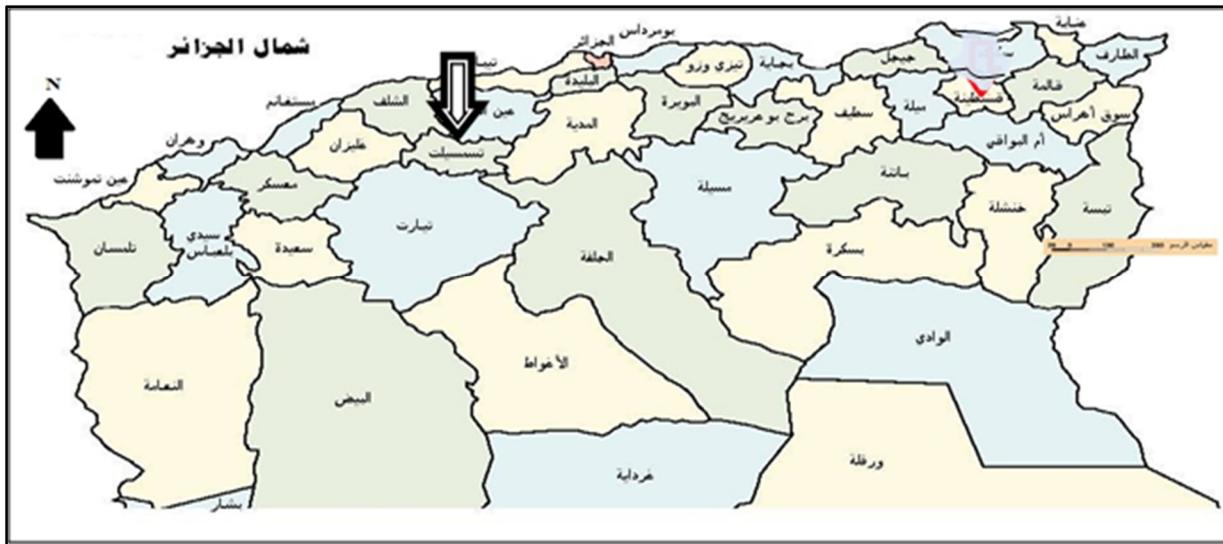
# PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

## Introduction :

Ce chapitre portera sur la description générale de l'aire d'étude, on y abordera aussi bien les aspects géographiques, géologiques topographiques, et climatiques, aussi les volets démographie et la situation hydraulique.

La zone d'étude s'inscrit dans la wilaya de Tissemsilt, une wilaya de l'Espace de programmation territoriale des Hauts-Plateaux-Ouest de l'Algérie encadrée :

- au nord par les wilayas de Chleff et Ain Defla,
- à l'ouest par la wilaya de Relizane,
- à l'est par la wilaya de Médea,
- au sud par la wilaya de Tiaret et Djelfa



**Figure I.1** : La situation de la wilaya de Tissemsilt

### I.1.Situation géographique :

Située dans la wilaya de Tissemsilt et dans la daïra de Théniet El Had, la Commune de Sidi Boutchent est limitée :

Au nord-est par la commune de THENIET EL HAD

Au sud par la commune de KHEMISTI

A l'ouest par la commune de BENI CHAIB.

Chef-lieu de la Commune, le Centre de Sidi Boutchent est situé à 60 km du chef-lieu de la wilaya et à 13 km de son chef-lieu de la daïra Théniet El Had. et une superficie de 135Km<sup>2</sup>



Figure I.2 : Schéma de la wilaya de tissemsilt et ses communes.

## I.2.Situation administrative

La Commune de Sidi Boutchent est limitée :

Au nord-est par la commune de THENIET EL HAD

Au sud par la commune de KHEMISTI

A l'ouest par la commune de BENI CHAIB.

## I.3.Situation climatique:

Les conditions de la région jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Ce sont les précipitations surtout liquides qui constituent le facteur essentiel, les autres paramètres climatiques, température et l'évapotranspiration dans leur ensemble forment des variables aléatoires dans le temps et l'espace permette d'expliquer quantitativement les variations des composantes du régime hydrologique dans sa conception.

### I.3.1.La température :

Les données de températures de la région d'étude sont traitées à l'aide d'une seule station climatologique de l'Office national de météorologique (ONM) à savoir la station de Miliana comme représente tableau suivent.

**Tableau I-1** : Températures moyennes mensuelles (2002-2011)

Station	Mois/Tc°	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Moy
Station Miliana	Tmax	27,70	21,70	16,00	12,80	12,10	12,80	15,30	17,70	21,0	17,50	32,20	31,10	19,83
	Tmin	17,40	13,00	8,70	6,80	5,40	6,00	7,20	9,30	11,8	17,20	21,20	20,20	12,02
	Tmoy	21,70	16,70	11,90	9,20	8,30	9,00	10,80	13,00	15,9	22,00	26,30	25,10	15,83

Source: O.N.M.

Le tableau montre des minima moyens mensuels oscillant entre 5.4°C en hiver (janvier) et 21.2°C au mois de juillet.

Les maximums moyennes sont de l'ordre 12°C en hiver et 32°C en été.

La température moyenne annuelle est égale à 15°C, les mois les plus chauds sont les mois d'été, soit juin, juillet et août.

### I.3.2. Les précipitations :

Il est souvent nécessaire d'étudier, non seulement la répartition des précipitations sur la Surface du bassin versant, mais aussi leur distribution dans le temps au cours de la durée de l'averse.

**Tableau I.2:** Répartition Pluies maximales journalières et annuelle (1980/2008)

sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	P max (mm)	P annuelle (mm)
15,08	19,49	23,42	21,10	26,12	22,32	21,5	16,78	12,25	6,86	4,58	7,74	52,75	539,20

SOURCE : ANRH (BLIDA)

### I.3.3 : Le vent :

Les vents dominants chargés d'humidité soufflent durant la direction W-NW dans la période allant du mois d'octobre au mois de Mai, et d'E-SE de Juin à septembre avec une fréquence à 14%. Le tableau ci-après montre les variations des vitesses moyennes et maximales du vent.

**Tableau I.3** : Vitesses moyennes mensuelles des vents(2002-2011)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	AU	S	O	N	D	M.A
V,moy (m/s)	5,57	4,92	4,33	4,88	4,15	3,92	3,98	3,97	4,03	3,73	4,78	4,26	4,29
V,max (m/s)	24,75	21,25	23,25	26	24,38	24,5	23	25,88	26,88	15,6	24,6	24	23,68

Source: O.N.M

**I.3.4 :L'évaporation :**

L'évaporation annuelle retenue est de 1256 mm, comme on remarque dans le tableau ci- après, elle est minimale durant les mois d'hiver (décembre,janvier et février),alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (juin,juillet et août).

**Tableau I-4:** Evaporation mensuelles(2002-2011).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jui	Aou	Somme
<b>E (mm)</b>	138,0	96,10	60,00	52,70	55,80	52,20	77,50	84,00	99,20	150,00	207,70	182,90	1256,00

**Source:** O.N.M.**I.4. Humidité :**

L'humidité relative mensuelle moyenne varie de 70 à 83% et de 40 à 60% respectivement pour les périodes allant de novembre au mois de mars et du mois d'avril au mois d'octobre.

**I.5. Géologie et Hydrogéologie :**

Le territoire de la commune est constitué de couches superposées de poudingues et de calcaires lacustres, appartenant au pliocène continental, on y trouve aussi des formations du quaternaire continental localisées le long des cours d'eau et qui sont constituées par des alluvions, regs et terrasses.

Les calcaires du crétacé laissent apparaitre des sources importantes qui se dégagent, les terrains schisteux ne font apparaitre que de faibles suintements, et les marnes du crétacé n'ont aucune ressource.

**I.6. Hydrographie :**

Le territoire communal de Sidi Boutchent possède un réseau hydrographique dense constitué par de nombreux oueds temporaires endoréiques et intermittents dont les principaux sont l'Oued Mellah, l'Oued Bouhamza et l'Oued Boutchent. Par ailleurs,la commune dispose 01 forage , de faible débit.

**I.6.1.Production :**

D'après les services de la direction de l'hydraulique de wilaya de tissemsilt, les ressources hydriques mobilisées pour la commune de sidi boutchent sont à partir du barrage derdeur et un débit de.2.52l/s à partir du forage et à partir du réservoir existant d un capacité de 5000 m3/j.

**I.6.2.Population :**

Lors de recensement national de 2011, la population totale des quatre centres urbains de la zone d'étude atteignait 2000 habitants (d'après l'APC de sidi boutchent).

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

## Chapitre II :

---

# ESTIMATION DES BESOINS EN EAUX

**Introduction :**

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

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

**II.1. Estimation de la Population future :**

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 29 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 2.36 %. Pour les calculs de la population future nous utiliserons finalement la formule des intérêts composés :

$$P = P_0 \times (1 + t)^n \quad (\text{II.1})$$

Avec :

$P_n$  : Population à l'horizon 2040.

$P_0$  : Population actuelle.

$t$  : Taux d'accroissement de la population en %.

$n$  : Nombre d'années séparant les deux horizons.

**Remarque :**

Ce calcul est fait avec un taux d'accroissement de 2.36 %, et cela d'après le service d'A.P.C de sidi boutchent

**Tableau II.1 :** Estimation de l'évolution de la population.

La commune	Nombre d'habitant 2011	Le taux d'accroissement (%)	Nombre d'habitant 2040
Sidi boutchent	2000	2.36	3934

Source : (DAPT)

**II.2. Estimation des débits :****II.2.1. Généralité :**

Les quantités des eaux de la consommation sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement le dimensionnement des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eau globales de l'agglomération observée au

jour de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

### II.2.2.Choix de la dotation :

En se basant sur les tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour, sans tenir compte de l'industrie, se situe comme suit :

- Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000 hab. : 200à300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

### II.2.3.Catégories des besoins en eau :

Les différentes catégories des besoins des consommations sont :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins administratifs
- Besoins socioculturels

### II.3.Estimation de la consommation moyenne journalière :

Les besoins journaliers sont calculés comme suit

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} \times dot \times N \dots\dots\dots (m^3 / j) \quad (II.2)$$

$Q_{moy,j}$  : consommation moyenne journalière en m<sup>3</sup>/j.

**Dot** : Dotation moyenne en (l/j/hab).

**N** : Nombre d'habitants

#### II.3.1.Besoins domestiques :

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie. La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

**Tableau II.2** : Besoins domestiques.

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab.)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
<b>2011</b>	<b>2000</b>	150	<b>300</b>
<b>2015</b>	2196	150	329.4
<b>2020</b>	<b>2467</b>	150	<b>370</b>
<b>2030</b>	<b>3115</b>	150	<b>467.25</b>
<b>2040</b>	<b>3934</b>	150	590.1

**II.3.2. Besoins scolaires :**

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau II.3 :** Récapitulatif des besoins scolaires.

<b>Etablissement</b>	<b>Nombre</b>	<b>Effectifs</b>	<b>Dotation (l/j/élève)</b>	<b>Q<sub>moy,j</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>
Primaires	01	180	10	1.8
CEM	01	230	10	2.3
<b>Total</b>	2	410	-----	<b>4.1</b>

**II.3.3. Besoins socioculturels :**

Équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau suivant

**Tableau II.4 :** Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

<b>Centres d'agglomérations</b>	<b>Equipement</b>	<b>Unité</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q<sub>moy,j</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>
Sidi boutchent	Mosquée	Fidèle	70	15	1.05

**II.3.4. Besoins administratifs :**

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau suivant :

**Tableau N° II.5 :** Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

<b>Type d'équipement</b>	<b>d'employé</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/usager)</b>	<b>Q<sub>moy,j</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>
APC	Employé	35	15	0.525

**II.4. Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :**

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon.

**Tableau II.6 : Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération.**

Catégories des besoins	Q <sub>moy, j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Domestiques	590.1
Scolaires	4.1
Administratifs	0.525
Socioculturels	1.05
<b>Total</b>	<b>595.775</b>

**Tableau N°7 : Pour les pertes et les équipements.**

	%	Q moy, j (m <sup>3</sup> /j)
<b>Les pertes (les fuites)</b>	15%	<b>89.36</b>
<b>Les équipements</b>	20%	<b>119.155</b>

Les pertes =15% Q moy, j, donc : Q moy,j= 89.36 m<sup>3</sup>/j et 1.034 l/s et on a aussi le débit moyen des équipements qui est égal= 119.155 ou 1.38 l/s.

## **II.5.Variations de consommation maximale et minimale journalière :**

### **II.5.1.Consommation maximale journalière :**

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 et noté K<sub>max,j</sub> Ainsi nous pouvons écrire :

$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (\text{II .3})$$

Q<sub>max,j</sub> : Consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/s).

Q<sub>moy,j</sub> : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/s).

Avec : K<sub>max j</sub> ∈ [1, 1-1,3].

On prend K<sub>max,j</sub>=1,2

D'où: Q<sub>max,j</sub>=1,2\*Q<sub>moy,j</sub>

Et pour les autres besoins on prend le K<sub>max,j</sub> =1.

### **II.5.2.Consommation minimale journalière :**

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 et noté  $K_{min,j}$ . Ainsi nous pouvons écrire :

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad (II.4)$$

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

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

Avec :  $K_{min,j} \in [0,7 - 0,9]$

On prend  $K_{min,j}=0,8$ ,

D'où :  $Q_{min,j}=0,8*Q_{moy}$ .

**Tableau II.8** : Consommations maximale et minimale journalière.

Année	Catégories des besoins	$Q_{moy,j}$ ( $m^3/j$ )	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ ( $m^3/j$ )	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ ( $m^3/j$ )
2040	Domestiques	590.1	1,2	708.12	0,8	472.08
	Scolaires	4.1	1	4.1	0.8	3.28
	Administratifs	0.525	1	0525	0.8	0.42
	Socioculturels	1.05	1	1.05	0.8	0.84
	<b>Total</b>	<b>595.775</b>	--	<b>713.8</b>	--	<b>476.62</b>

En intégrant les coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum, on garantit la satisfaction des besoins en eau de notre agglomération ce qui permet de dimensionner le réseau en fonction du débit maximum journalier qui est égal à  $Q_{max,j} = 713.8 (m^3/j)$  c'est-à-dire  $Q_{max,j} = 8.26l/s$ .

#### II.6.Variation des débits horaires :

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans cette d'agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend sept localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles. A l'horizon 2040, Le nombre d'habitants de la commune est correspondent à la 1<sup>er</sup> colonne de répartition.

**Tableau II.9 :** La variation horaire de la consommation d'eau dans divers centres d'agglomérations.

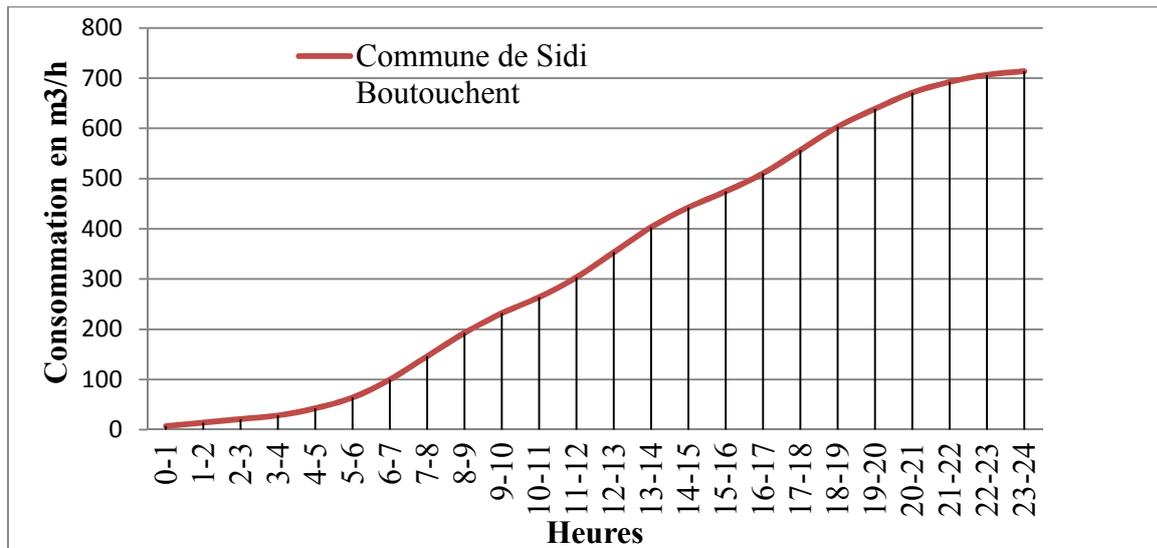
Heures	Nombre d'habitants				
	moins de 1000	De 1001 à 5000	De 5001 à 10000	Plus de 10000	Agglomération de type rural
01	100	150	300	335	075
12	100	150	320	325	075
23	100	150	250	330	100
34	100	150	260	320	100
45	200	250	350	325	300
56	300	350	410	340	550
67	500	450	450	385	550
78	650	550	490	445	550
89	650	625	490	520	350
910	550	625	560	505	350
1011	450	625	480	485	600
1112	550	625	470	460	850
1213	700	500	440	460	850
1314	700	500	410	455	600
1415	550	550	420	475	500
1516	450	600	440	470	500
1617	500	600	430	465	350
1718	650	550	410	435	350
1819	650	500	450	440	600
1920	500	450	450	430	600
2021	450	400	450	430	600
2122	300	300	480	420	300
2223	200	200	460	375	200
2324	100	150	330	370	100
total	1000	1000	1000	1000	1000

**Tableau II.10** : La Variation du débit horaire.

Heure (h)	Consommation totale Q <sub>max</sub> ,jm <sup>3</sup> /j		Consommation cumulée	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0-1	1	7,138	1,5	7,138
1-2	1	7,138	2,5	14,276
2-3	1	7,138	3,5	21,414
3-4	1	7,138	4,5	28,552
4-5	2	14,276	6,5	42,828
5-6	3	21,414	9,5	64,242
6-7	5	35,69	14,5	99,932
7-8	6,5	46,397	21	146,329
8-9	6,5	46,397	27,5	192,726
9-10	5,5	39,259	33	231,985
10-11	4,5	32,121	37,5	264,106
11-12	5,5	39,259	43	303,365
12-13	7	49,966	50	353,331
13-14	7	49,966	57	403,297
14-15	5,5	39,259	62,5	442,556
15-16	4,5	32,121	67	474,677
16-17	5	35,69	72	510,367
17-18	6,5	46,397	78,5	556,764
18-19	6,5	46,397	85	603,161
19-20	5	35,69	90	638,851
20-21	4,5	32,121	94,5	670,972
21-22	3	21,414	97,5	692,386
22-23	2	14,276	99,5	706,662
23-24	1	7,138	100,5	713,8
Somme	100	713,8		

Le débit de pointe Q max.h pour toute les unités de voisinages est de **49.97m<sup>3</sup>/h** et survient entre 12h et 14h et Q min, h est égale **7.14m<sup>3</sup>/h**.

– La courbe cumulée de la consommation.



**Figure II.2 :** La courbe de la consommation cumulée.

### II.7. Calcul de déficit de consommation :

Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2040), il est nécessaire de calculer le déficit.

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante. On a un débit à partir d'un forage qu'il est égal 2.52 l/s c'est la seule production existant en 2011.

Le tableau ci-dessous représente le déficit journalier.

**Tableau II.11 :** Tableau des déficits à combler à l'année 2011.

Besoins en eau à l'an 2040 (m <sup>3</sup> /j)	Production en eau existante (m <sup>3</sup> /j)	Deficit (m <sup>3</sup> /j)
713.8	217.8	496

Donc le déficit est estimé 5.74 l/s.

**Tableau II.12 :** Tableau des surplus à combler à l'année 2040.

Besoins en eau à l'an 2040 (m <sup>3</sup> /j)	Production en eau existante (m <sup>3</sup> /j)	Surplus (m <sup>3</sup> /j)
713.8	717.8	4

donc le surplus est estimé par un débit est égale 0.046 l/s.

Tableau II.11 montre le déficits d'eau à combler à l'année 2011 quand au Tableau II.12 il estime le surplus d'eau qui survient à l'année 2040 ,après avoir ajouté le débit du barrage demandé

**Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis d'évaluer la consommation moyenne journalière de cette l'agglomération qui est de **595.775m<sup>3</sup>/j**, avec les pertes et les équipements sont respectivement **89.36** et **119.155 m<sup>3</sup>/j**.

Cette dernière nous permettra de déterminer les caractéristiques de la consommation en eau qui fera l'objet de notre prochain chapitre.

Après comparaison entre le débit maximum journalier  $Q_{\max.j} = 713.8 \text{ m}^3/\text{j}$  caractérisant la consommation aux débits disponibles  $Q_{\text{fourni}} = 717.8 \text{ m}^3/\text{j}$ . (débits de barrage + débit de forage), on remarque qu'il n'y a pas de déficit, et que les ressources existantes peuvent satisfaire largement la totalité des besoins en eau potable de la commune.

## Chapitre III :

---

# LES OUVRAGES DE STOCKAGE

**Introduction :**

Dans le cadre de notre projet de l'adduction, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, Donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

**III.1. Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs :**

Dans notre étude, l'emplacement choisi pour les réservoirs, d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnées une pression suffisante.

En conséquence, l'altitude de la cuve et plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction.

**III.2. Classification des réservoirs :**

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé ou ordinaire.

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées.
- **Semi-enterrés.**
- Surélève.

D'après leurs formes :

- **Circulaires.**
- **Rectangulaires.**
- Carrés.

**III.3. Choix du réservoir :**

Ce sera bien entendu une question de type pour chaque cas. Cependant à chaque fois que cela sera possible .Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré(2).

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques.

### **III.4. Equipements du réservoir :**

Le réservoir doit être équipé :

#### **III.4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :**

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement(2).

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

##### **III.4.1.1. Par Le haut :**

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites(2).

##### **III.4.1.2. Par Le bas :**

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

#### **III.4.2. Conduite de départ ou de distribution :**

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décomposer dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite(2).

#### **III.4.3. Conduite de trop-plein :**

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un

---

plan horizontal situé à une distance  $h$  au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein(2).

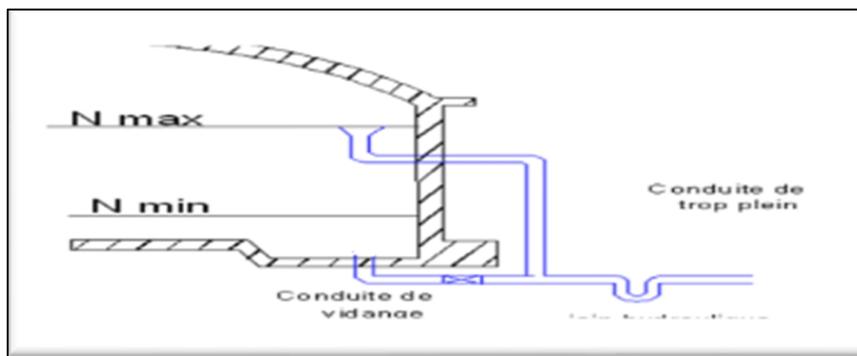
#### III.4.4. Conduite de vidange :

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

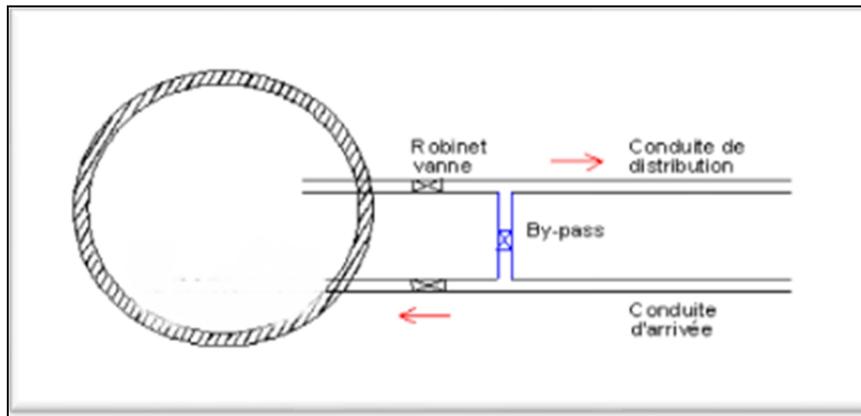
Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.



**Figure III.1 :** Conduite de vidange et de trop plein.

#### III.4.5. Conduite by-pass :

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).



**Figure III.2:** Conduite de by-pass.

#### III.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre(2).

#### III.5. Calcul de la capacité des réservoirs :

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

Pour notre projet, nous avons projeté (02) deux ouvrages hydrotechniques. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

##### III.5.1. La méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III .1})$$

$V_r$  : capacité résiduelle ( $m^3$ ),

$a$  : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

$Q_{max}$  : La consommation maximale journalière ( $m^3/j$ ).

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (III.2)$$

$V_T$  : capacité totale du réservoir ( $m^3$ ).

$V_{inc}$  : volume d'incendie estimé à  $120 m^3$ .

### III.5.2. Méthode graphique :

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage ; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{max} = |V^+| + |V^-| \quad (\%).$$

Le volume de régulation  $V_r$  est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{max.j} * R_{max}}{100} \quad (m^3) \quad (III.3)$$

Dont le volume total sera :  $V_T = V_r + V_{inc}$ .

En utilisant la méthode analytique, on calcule les différentes capacités des réservoirs. Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

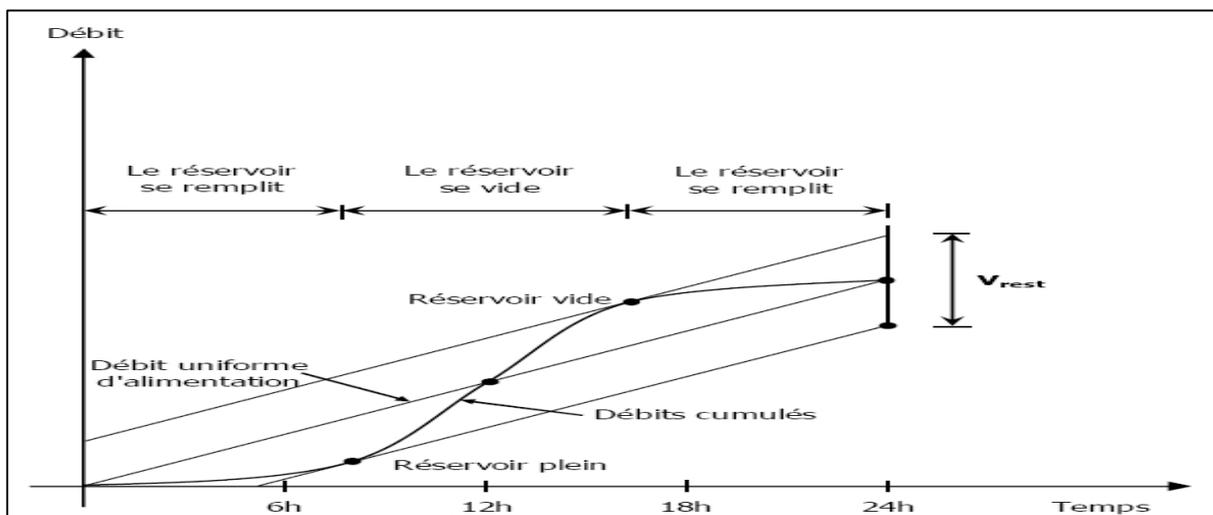


Figure III. 3 : Méthode graphique.

Le débit à refoulé est en fonction de la durée de pompage on prend la durée de pompage est égale à 20<sup>H</sup>

### III.6. Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique :

**Tableau III .1:** Evaluation du volume résiduel du réservoir .

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01		1		1	8,5
01-02		1		1	7,5
02-03		1		1	6,5
03-04		1		1	5,5
04-05	5	2	3	-	8,5
05-06	5	3	2	-	<b>10,5</b>
06-07	5	5	0		10,5
07-08	5	6,5	-	1,5	9
08-09	5	6,5	-	1,5	7,5
09-10	5	5,5	-	0,5	7
10-11	5	4,5	0,5		7,5
11-12	5	5,5	-	0,5	7
12-13	5	7	-	2	5
13 - 14	5	7	-	2	3
14 - 15	5	5,5	-	0,5	2,5
15 - 16	5	4,5	0,5		3
16 - 17	5	5	0		3
17 - 18	5	6,5	-	1,5	1,5
18 - 19	5	6,5	-	1,5	0
19 - 20	5	5	0		<b>0</b>
20 - 21	5	4,5	0,5		0,5
21 - 22	5	3	2		2,5
22 - 23	5	2	3		5,5
23 - 00	5	1	4		9,5
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	--		

Calcul de la capacité du réservoir 01 :

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{10.5 * 713.8}{100} = 74.95 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_T = 74.92 + 120 = 194.95 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera :  $V_N = 200 \text{ m}^3$ .

Les dimensions de la cuve :

$$V = S * H \Rightarrow S = \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{(III.4)}$$

D : le diamètre du réservoir.

l : la largeur du réservoir.

La hauteur totale du réservoir :

$$h = (3 \div 6).$$

$$\text{On a: } H = h + R \quad \text{(III.5)}$$

R: marge de sécurité (0.5 ÷ 1).

### Conclusion :

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité, la forme et les dimensions de ce réservoir. Les caractéristiques de ce dernier est donnée dans le tableau ci-dessus.

**Tableau III.2 :** Tableau donnant les dimensions des réservoirs.

Réservoir	Type de réservoir	Forme de réservoir	Volume en (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	R (m)	H (m)
01	Semi-enterrés	Circulaires	200	8	50	3	1	4

## Chapitre IV :

---

# ETUDE DE L'ADDITION

**Introduction :**

Une adduction d'eau potable peut être soit par pompage, soit gravitaire soit mixte. Et pour ces trois cas le facteur topographique joue un rôle important. Ce dernier nous oblige à placer certains accessoires :

- Ventouse aux points hauts du tracé pour l'évacuation de l'air.
- Vidange aux points bas.
- Vanne de sectionnement pour éviter la vidange complète de la conduite, donc l'adduction permet d'éviter :
  - Des dysfonctionnements.
  - Les dégâts (surpression, dépressions...).
  - L'entrée de polluants par fonctionnement.
  - L'obstruction de l'adduction par sédimentation ou par bouchon d'air.
  - Des coûts exagérés.

En vue de dimensionner cette conduite d'adduction nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction en eau potable afin de combler le déficit de toute agglomération.

**IV.1. Types d'adduction :**

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

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

**IV.1.1. Adduction gravitaire :**

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression(2).

**IV.1.2. Adduction par refoulement :**

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage(2).

**IV.1.3. 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 le réservoir tampon, et voilà notre cas mais avec une adduction gravitaire –refoulement avec une station de pompage où un réservoir tampon (la bache de reprise)(2).

#### **IV.2. Choix de type de matériaux :**

Le choix porte sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- ✓ Diamètre.
- ✓ Pressions supportées.
- ✓ Les conditions d'installation.
- ✓ La disponibilité au marché.
- ✓ Du prix dans le marché.
- ✓ Le type de sol (agressivité).
- ✓ Les frais d'amortissement.
- ✓ Les frais d'exploitation.
- ✓ Bonne étanchéité ;
- ✓ Facilité d'entretien et de mise en service ;

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer : L'acier, la fonte, le béton, le PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié) et le PEHD (polyéthylène à haute densité)(2).

#### **IV.3. Choix des matériaux de canalisation :**

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc. Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite(2).

##### **IV.3.1. Fonte :**

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite(2).

##### **IV.3.2. Acier :**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite(2).

### IV.3.3. PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) :

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées en Europe dans ce type d'application(2).

### IV.3.4. PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser 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 limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

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

Dans notre cas, on opte pour des conduites **en fonte** pour notre adduction du projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir :

- Souple et plus résistante.
- Supporte des pressions de service atteignant 50 bars.
- Une épaisseur de conduite voisine du  $1/20^{\text{ème}}$  du rayon.
- Différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites.

#### **IV.4. Comportement d'une adduction :**

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes(notre cas), plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piézométrique et à la topographie, peuvent se présenter. Pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées(2).

#### **IV.5. Proposition des variantes :**

##### **IV.5.1. Choix du tracé :**

Pour le choix du tracé de la conduite de refoulement sera tenu compte de certain impératif que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter.

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes.
- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibrations de la canalisation au cours de la phase de surpression.
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses.
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).

Avant de lancer notre étude on opte pour l'étude des variantes suivantes :

##### **IV.5.2. Variante N°1 :**

**Variante 1 :** la variante consiste à faire un piquage au niveau du réservoir existant de 5000m<sup>3</sup> qui se trouve à Theniet El Had afin de permettre d'alimenter avec un débit nécessaire gravitairement. est après un roufoulment par pompage à la localité de Sidi Boutchent dont le point d'arrivée de cette connexion est le réservoir projeté de 200m<sup>3</sup> qui se trouve à Sidi Boutchent pour alimenter les localités de Boutchent .

L'avantage de cette variante est :

- un gain sur le linéaire.
- une réalisation sans encombrement.
- un terrain stable.

Le schéma explicatif pour la variante N°01 est représenté dans la figure IV.3.

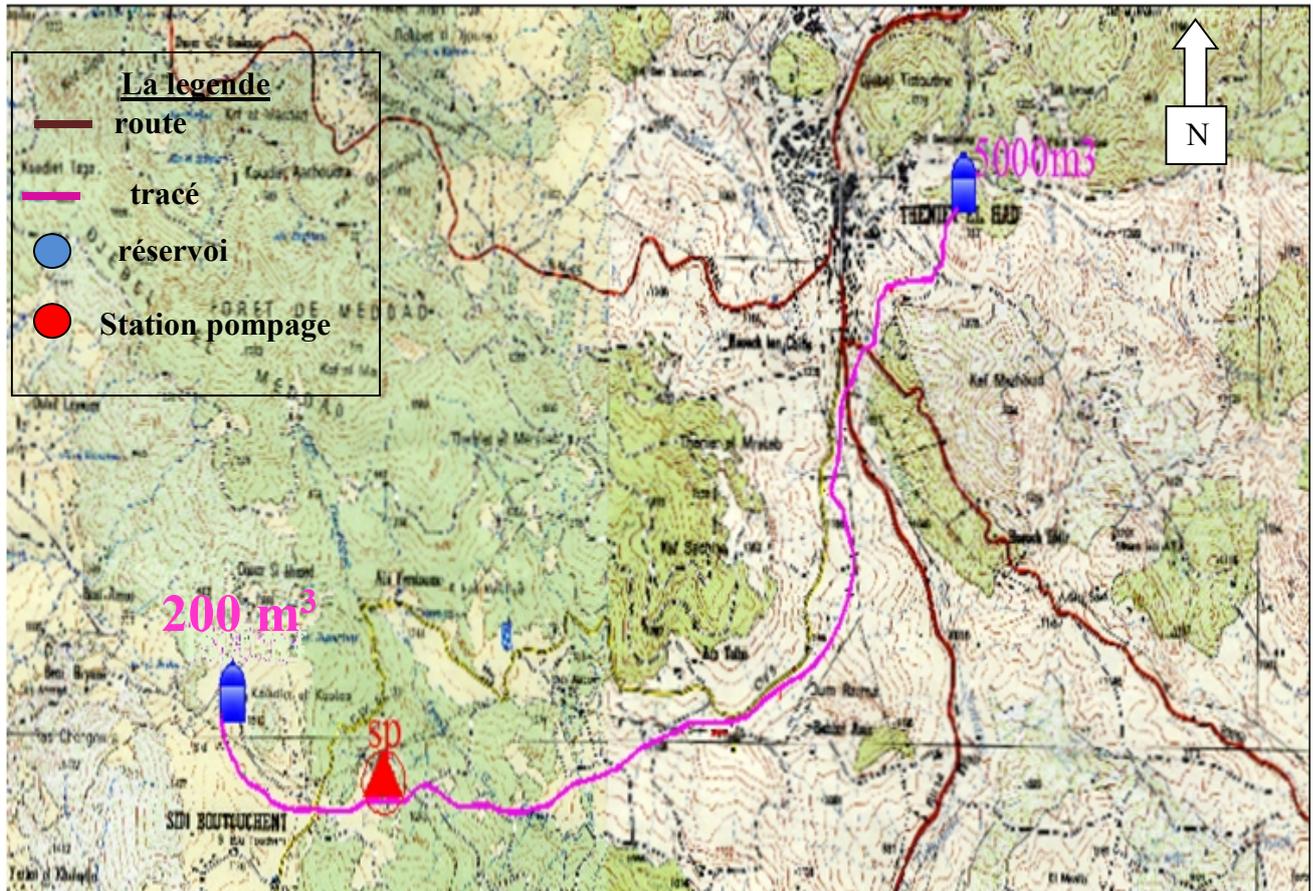


Figure IV.3 : 1<sup>er</sup> variante sur le tracé de (Sidi Boutchent).

#### IV.5.3.Variante N°2 :

**Variante 2 :** la variante consiste en une extension d'un piquage du réservoir existant de 5000m<sup>3</sup> de Théniet El Had.

Le cheminement de ce piquage suit le CW5 sans raccourci qui nécessite une station de pompage pour la partie refoulement.

#### Avantage de cette variante :

- Intervention lors des fuites rapide.

#### Inconvénients :

- Tracé long par rapport au raccourci.
- Encombrement lors de la réalisation qui peut bloquer la circulation depuis le début jusqu'à l'achèvement des travaux.
- CW5 est très sinueux donc les pièces de raccordement (coudes 45°-25°-22°-11°-5°) seront en nombre très important, ce qui influera sur le coût.
- Le risque de fuites au niveau des coudes est à prendre en considération.
- Influence sur le rendement du transfert (perte de pression).

- Talus le long du CW5est à forte pente instable sur certains endroits et rocheux sur d'autres.

Le schéma explicatif pour la variante N°02 est représenté dans la figure IV.4.



Figure IV.4 : 2<sup>ème</sup> variante sur le tracé de (Sidi Boutchent).

### Conclusion :

La différence entre les deux variantes est que la première variante prend un chemin plus court par rapport à la deuxième variante.

La première variante cherche à prendre un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes par contre la deuxième variante prend un chemin qui possède des pentes et des contres pentes plus grandes que la première.

On opte pour la variante N°1 parce qu'elle est plus économique et plus technique que la deuxième variante.

## IV.6. Dimensionnement de l'adduction :

### IV.6.1. Détermination du diamètre avantageux (la partie 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 :

Conduite hydrauliquement longue c'est-à-dire les pertes charge singulière négligeable par rapport aux pertes charges linéaires, dans le cas où les pertes charges singulière non négligeable on parle de longueur équivalente totale, donc c'est notre cas.

$$Cr - Ctp = \Delta Hd = \Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{IV.1}).$$

$\Delta Hd$  : La charge disponible entre deux côtes.

Cr et Ctp : côte radier et côte du trop plain.

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

$K'$  : Coefficient de perte de charge ;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_c} \quad \dots \dots \dots (\text{IV.2}).$$

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

$L_{e_c}$  : Longueur équivalente (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,1 * L_g \quad \dots \dots \dots (\text{IV.3}).$$

$\Delta H_t$  : 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  $\beta$ .

**Tableau IV.1** : Coefficients  $K'$ , m,  $\beta$  pour différents types du 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

Dans notre cas, on prend :  $K' = 0,00179$  ;  $\beta = 2$  ; m = 5, 3 (matériaux choisis : la fonte).

### IV.6.2. La première variante (longueur 9 900 m) :

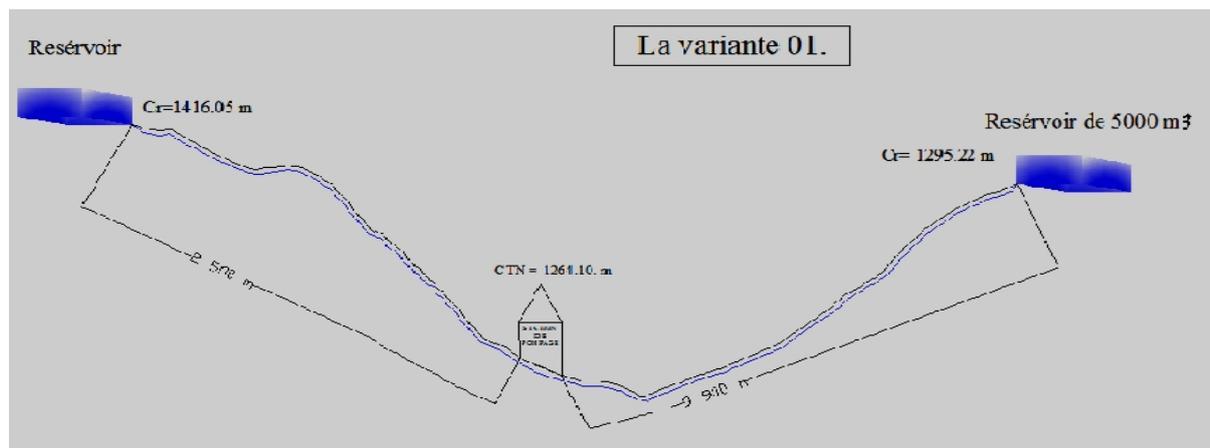


Figure IV.6 : Schéma du tracé de la variante 01.

### IV.6.3. Calcul des longueurs équivalentes de la conduite du réservoir vers la station de pompage :

Les longueurs de la conduite sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.

tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
	Réservoir existant 01	Station de pompage.	9 900	10890

Le tronçon station de pompage vers le réservoir projeté 02 c'est un tronçon de refoulement, donc on va dimensionner le premier tronçon (écoulement gravitaire).

### IV.6.4. Les caractéristiques des différents points :

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Les altitudes des différents points de l'adduction.

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Réservoir existant 01	1295.22
2	Station de pompage	1264.10

**IV.6.5. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :**

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}} \quad (\text{IV.4}).$$

Dans notre cas, on prend :  $K' = 0,00179$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 5, 3$ .

$\Delta H_i$  : Perte de charge totale du tronçon (i) en m ;

$L_{eq.i}$  : Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

$K'$  : Coefficient de perte de charge ;

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

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau

**► La vitesse d'écoulement :**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0.5- 2 m/s**.

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

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi : } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{IV.5}).$$

Avec :

$Q$  : débit véhiculé par l'adduction ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$S$  : section de la canalisation ( $\text{m}^2$ ) ;

$V$  : vitesse d'écoulement ( $\text{m/s}$ ) ;

$D$  : diamètre nominal de la conduite (m).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4 :** Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H_d$ (m)	D calculé (mm)
1	8.26	9 900	10890	31.12	151.10

**IV.6.6. Normalisation des diamètres :**

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant :

$$\Delta H_d = \Delta H_t = \frac{K' * X * Q^\beta}{DN_2^m} + \frac{K' * (L_{eq} - X) * Q^\beta}{DN_1^m} \quad (\text{IV.6}).$$

**Tableau IV.5 :** Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction.

tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D <sub>ca</sub> (mm)	D normalisé (mm)	L (m)	ΔH <sub>i</sub> (m)	V (m/s)
1	8.26	151.10	200	529.9	6.70	0.27
			150	10360.1	24.42	0.47

**Tableau IV.6 :** Pressions pour différents points de l'adduction.

N° du point	Point	C <sub>P</sub> (m)	C <sub>TN</sub> (m)	P (bar)
1	Réservoir 01	1 300	1295.22	0.50
2	Station de pompage	1 267	1264.10	0.30

**IV.6.7. Les frais d'investissement :**

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

**Tableau IV.7 :** Frais d'investissement des conduites gravitaires.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amorti</sub> (DA)
200	10 272	529.9	5443132.8
150	8 413	10360.1	87159521.3
<b>Investissement</b>			<b>92602654.1</b>

#### IV.6.8. La deuxième variante (longueur 8 000 m) :

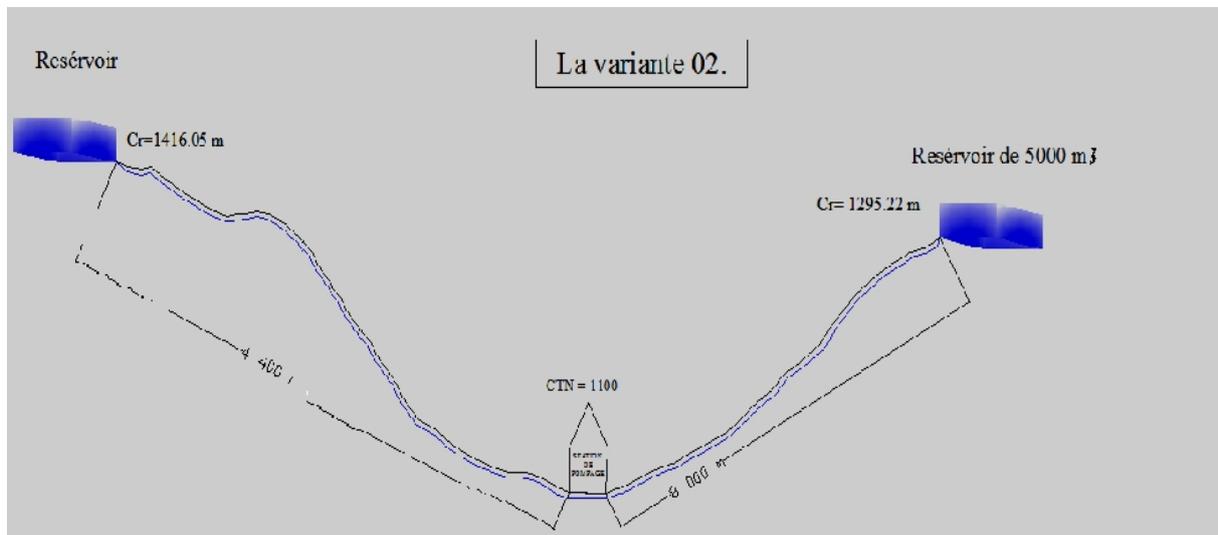


Figure IV.7 : Schéma du tracé de la variante 02.

#### IV.6.9. Calcul des longueurs équivalentes de la conduite du réservoir vers la station de pompage :

Les longueurs de la conduite sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.

tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
	Réservoir existant 01	Station de pompage.	8 000	8800

Le tronçon station de pompage vers le réservoir projeté 02 c'est un tronçon de refoulement, donc on va dimensionner le premier tronçon (écoulement gravitaire).

#### IV.6.10. Les caractéristiques des différents points :

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9** : Les altitudes des différents points de l'adduction.

N° du point	Point	Cote de terrain naturel (m)
1	Réservoir existant 01	1295.22
2	Station de pompage	1 100.00

**IV.6.11. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :**

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}}$$

Dans notre cas, on prend :  $K' = 0,00179$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 5, 3$ .

$\Delta H_i$  : Perte de charge totale du tronçon (i) en m ;

$L_{eq.i}$  : Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

$K'$  : Coefficient de perte de charge ;

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

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau

**► La vitesse d'écoulement :**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0.5- 2 m/s**.

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

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

Avec :

$Q$  : débit véhiculé par l'adduction (m<sup>3</sup>/s) ;

$S$  : section de la canalisation (m<sup>2</sup>) ;

$V$  : vitesse d'écoulement (m/s) ;

$D$  : diamètre nominal de la conduite (m).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.10** : Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction.

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H_d$ (m)	D calculé (mm)
1	8.26	8 000	8800	196.22	102.54

**IV.6.12. Normalisation des diamètres :**

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau suivant :

$$\Delta H_d = \Delta H_t = \frac{K' * X * Q^\beta}{DN_2^m} + \frac{K' * (L_{eq} - X) * Q^\beta}{DN_1^m}$$

**Tableau IV.11** : Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction.

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D cal (mm)	D normalisé (mm)	L (m)	$\Delta H_i$ (m)	V (m/s)
1	8.26	102.54	150	1240.46	3.68	0.47
			100	7559.54	192.54	1.05

**Tableau IV.12** : Pressions pour différents points de l'adduction.

N° du point	Point	C <sub>P</sub> (m)	C <sub>TN</sub> (m)	P (bar)
1	Réservoir 01	1 300	1 295.22	0.5
2	Station de pompage	1 103	1 100	0.3

**IV.6.13. Les frais d'investissement :**

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

**Tableau IV.13** : Frais d'investissement des conduites gravitaires.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F amorti (DA)
100	6 651	7559.54	50278500.54
150	8 413	1240.46	10435989.98
<b>Investissement</b>			<b>60714490.52</b>

#### IV.7. Etude technico-économique de l'adduction :

##### IV.7.1. Etude de l'adduction par refoulement :

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 :

##### -La formule de BRESS :

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{IV.7})$$

##### -La formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.8})$$

Q : débit à élever en m<sup>3</sup>/s.

**Remarque** : La formule de **Bonin** n'est valable que pour les grands projets (longueur de conduite ≥ 1 Km), donc on utilise la formule de **Bresse** pour les variantes de longueur de 2 500 m et 4 400 m.

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 des diamètres, 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.

#### IV.7.2. Calcul des pertes de charge :

##### IV.7.2.1. 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  $\epsilon$  exprimée en mm ;
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H = \lambda L V^2 / D^2 g \quad \text{et} \quad Q = V * S \quad \dots\dots\dots(\text{IV.9}).$$

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

-S : la section de la conduite (m<sup>2</sup>).

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

- I : gradient hydraulique en (m/m).

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \epsilon / D)^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{IV.10}).$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left( \frac{\epsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule Cole brook}) \quad (\text{IV.11}).$$

#### Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient  $\lambda$ , ce dernier est estimé par la formule (III.10).

$R_e$  : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{IV.12}).$$

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

$\nu$  : viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s).

$\epsilon$  : Rugosité absolue de la conduite ;

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{IV.13}).$$

- $K_0$  : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm
- $\alpha$  : le coefficient de vieillissement de la conduite ( $\alpha = 0,04$  mm/an)
- $T$  : temps de service, ( $t = 29$  ans).

Alors :  $K_s = 0,8 + 0,04 * 29 = 1,92$  mm,

#### IV.7.2.2. Pertes de charge singulières :

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15 % des pertes de charge linaires (on prend 10 % dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l$$

#### IV.7.2.3. Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ ) :

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s & \Delta H_t &= \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l \\ \Delta H_t &= 1,1 * \Delta H_l. \end{aligned} \quad (\text{IV.14}).$$

#### IV.7.3. Calcul de la hauteur manométrique totale :

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

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \quad (\text{IV.15}).$$

HMT : La hauteur manométrique totale (m).

$H_g$  : la hauteur géométrique.

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

$\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement.

#### IV.7.4. Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{IV.16}).$$

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

$Q$  : débit refoulé par la pompe en ( $m^3/s$ ).

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

$\rho$  : Masse volumique de l'eau (kg/ m<sup>3</sup>).

#### IV.7.5. Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \quad (\text{IV.17}).$$

t : c'est le temps de fonctionnement de la pompe par jour en heure ; dans notre cas t =20h.

P : puissance de la pompe en (KW).

#### IV.7.6. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{\text{exp}} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{IV.18}).$$

E : énergie consommée par la pompe en (KWh).

e : prix unitaire d'un KWh imposé par la SONEGAS. (e=2.92 DA)

#### IV.7.7. Calcul le prix de la conduite :

$$P_{\text{rc}} = L * P_{\text{uni}} \text{ [DA]} \quad (\text{IV.19}).$$

$P_{\text{rc}}$  : prix de la conduite en (DA).

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

$P_{\text{uni}}$  : le prix unitaire de la conduite (DA).

#### IV.7.8. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit :

$$F_{\text{amort}} = P_{\text{rc}} * A \text{ [DA]} \quad (\text{IV.20}).$$

$P_{\text{rc}}$  : Prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.21}).$$

i : Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n : nombre d'années d'amortissement, n = 29 ans.

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{29} - 1} + 0,08 = 0,0905 = 9,05\% .$$

$$\mathbf{A=9,05 \% .}$$

**IV.7.9. Calcul le bilan total :**

- $B_T = F \text{ amorti} + F \text{ exploit.}$
- Avec :  $B_T$  : le bilan total.

F amorti : Frais d'amortissement.

F exploit : Frais d'exploitation.

**IV.7.9.1. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement :****IV.7.9.1. La première variante (longueur de 2 500 m) :****IV.7.9.2. Tronçon de la Station de Pompage –Réservoir de 200 m<sup>3</sup> :**

$$-Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600}$$

Q exploit : Débit d'exploitation (m<sup>3</sup>/s) ;

Q max, j : Débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j) ; Q max, j = 713.80 m<sup>3</sup>/j.

t: Durée de fonctionnement de la station par jour, t = 20 h.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{713.80}{20 * 3600} = 0,00991 \text{ m}^3/\text{s}.$$

-L = 2 500 m.

-Hg = 151.95 m.

-D calcs Bresse = 183.71 mm

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

**Tableau IV.14 :** Calcul de la HMT du tronçon du SP –Réservoir de 200 m<sup>3</sup>.

D (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	$\Lambda$	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_T$ (m)	Hg (m)	H.M.T (m)
100	0,00991	1,26	0,0485	98,55	113,33	151,96	265,29
150	0,00991	0,56	0,0419	11,19	12,87	151,96	164,83
200	0,00991	0,32	0,0379	2,41	2,77	151,96	154,73
250	0,00991	0,20	0,0352	0,73	0,84	151,96	152,80
300	0,00991	0,14	0,0332	0,28	0,32	151,96	152,28
350	0,00991	0,10	0,0317	0,12	0,14	151,96	152,10
400	0,00991	0,08	0,0304	0,11	0,12	151,96	152,08

**Tableau IV.15** : Calcul des frais d'amortissement du SP–Réservoir de 200 m<sup>3</sup>.

Diamètre en (mm)	Prix unitaire (DA)	A(%)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix de la conduite (DA)	F amorti (DA)
100	6 651	0,0905	601,92	2 500	19121625	1730507,06
150	8 413	0,0905	761,38	2 500	21032500	1903441,25
200	10 272	0,0905	929,62	2 500	25680000	2324040,00
250	12 359	0,0905	1118,49	2 500	30897500	2796223,75
300	14 781	0,0905	1337,68	2 500	36952500	3344201,25
350	17 820	0,0905	1612,71	2 500	44550000	4031775,00

**Tableau IV.16** : Calcul des frais d'exploitation du SP–Réservoir de 200 m<sup>3</sup>.

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	F exploita (DA)
100	265,29	31,45	229599,47	900029,94
<b>150</b>	<b>164,83</b>	<b>19,54</b>	<b>142655,91</b>	<b>559211,16</b>
200	154,73	18,34	133911,54	524933,24
250	152,80	18,12	132245,94	518404,07
300	152,28	18,05	131793,26	516629,56
350	152,10	18,03	131638,69	516023,67

**Tableau IV.17** : Bilan total de la conduite de refoulement SP –Réservoir de 200 m<sup>3</sup>.

Diamètre (mm)	F exploita (DA)	F amorti (DA)	Bilan (DA)
100	900029,94	1730507,06	2630537,00
<b>150</b>	<b>559211,16</b>	<b>1903441,25</b>	<b>2462652,41</b>
200	524933,24	2324040,00	2848973,24

Suit de tableau

250	518404,07	2796223,75	3314627,82
300	516629,56	3344201,25	3860830,81
350	516023,67	4031775,00	4547798,67

Les schémas des graphes explicatifs du bilan total et les Frais exploitations et amortissement sont représentés dans la figure IV.8.

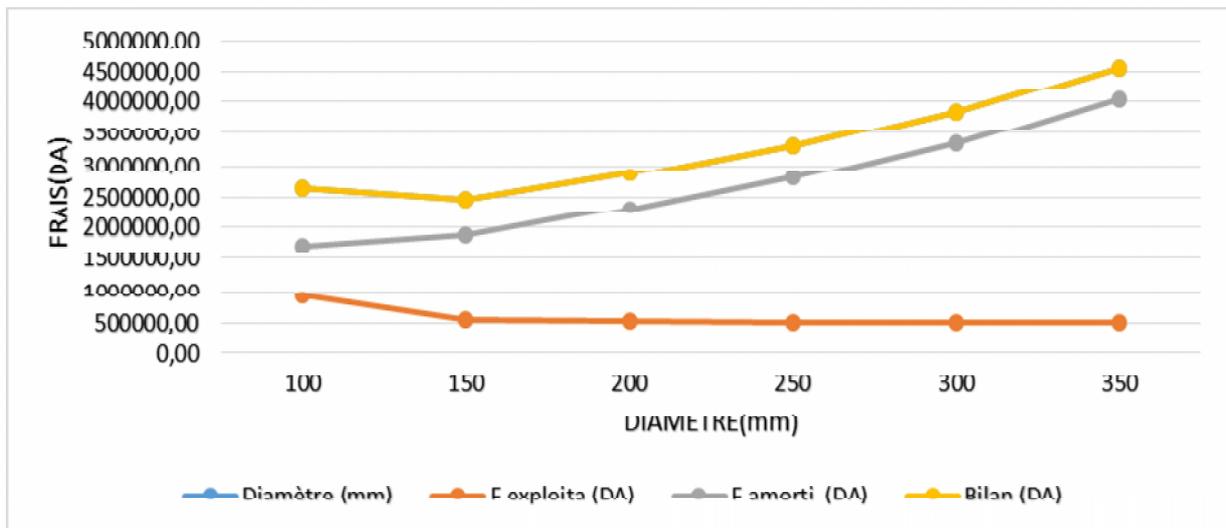


Figure IV.8 : graphique des frais du bilan total et exploitation et amortissement.

D'après le graphe et le tableau du bilan total qui est représenté au-dessous, on a conclu que le diamètre économique de la conduite de refoulement de la longueur de 2 500 m est de 150 mm, avec une vitesse d'écoulement de  $V = 0,56$  m/s et  $HMT = 164.83$  m.

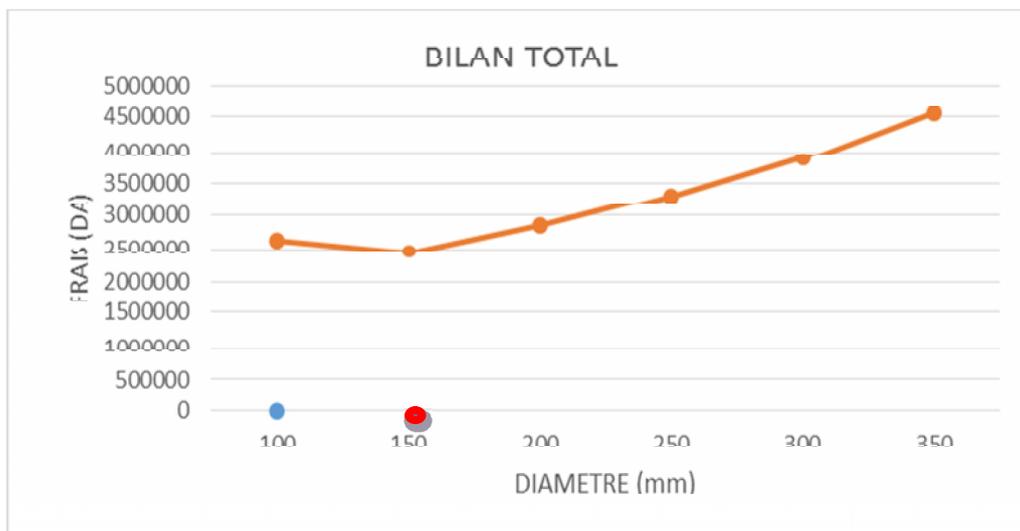


Figure IV.9 : courbe du bilan total.

**IV.7.9.3. La deuxième variante (longueur de 4 400 m) :****IV.7.9.4. Tronçon Station de Pompage –Réservoir de 200 m<sup>3</sup> :**

$$-Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600}$$

Q exploit : Débit d'exploitation (m<sup>3</sup>/s) ;

Q max, j : Débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j) ; Q max, j = 713.80 m<sup>3</sup>/j.

t: Durée de fonctionnement de la station par jour, t = 20 h.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{713.80}{20 * 3600} = 0,00991 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$-L = 4\,400 \text{ m}.$$

$$-H_g = 316.05 \text{ m}.$$

$$-D_{\text{cals Bresse}} = 183.71 \text{ mm}.$$

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

**Tableau IV.18 :** Calcul de la HMT du tronçon du SP –Réservoir de 200 m<sup>3</sup>.

<b>D (mm)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>λ</b>	<b>ΔHL (m)</b>	<b>ΔHt (m)</b>	<b>Hg (m)</b>	<b>H.M.T (m)</b>
100	0,00991	1,26	0,0485	173,44	199,46	316,05	515,51
<b>150</b>	<b>0,00991</b>	<b>0,56</b>	<b>0,0419</b>	<b>19,70</b>	<b>22,65</b>	<b>316,05</b>	<b>338,70</b>
200	0,00991	0,32	0,0379	4,23	4,87	316,05	320,92
250	0,00991	0,20	0,0352	1,29	1,48	316,05	317,53
300	0,00991	0,14	0,0332	0,49	0,56	316,05	316,61
350	0,00991	0,10	0,0317	0,22	0,25	316,05	316,30
400	0,00991	0,08	0,0304	0,11	0,12	316,05	316,17

**Tableau IV.19** : Calcul des frais d'amortissement du SP-Réservoir de 200 m<sup>3</sup>.

Diamètre en (mm)	Prix unitaire (DA)	A (%)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix de la conduite (DA)	F amorti (DA)
100	6 651	0,0905	601,92	4 400	33654060	3045692,43
<b>150</b>	<b>8 413</b>	<b>0,0905</b>	<b>761,38</b>	<b>4 400</b>	<b>37017200</b>	<b>3350056,60</b>
200	10 272	0,0905	929,62	4 400	45196800	4090310,40
250	12 359	0,0905	1118,49	4 400	54379600	4921353,80
300	14 781	0,0905	1337,68	4 400	65036400	5885794,20
350	17 820	0,0905	1612,71	4 400	78408000	7095924,00

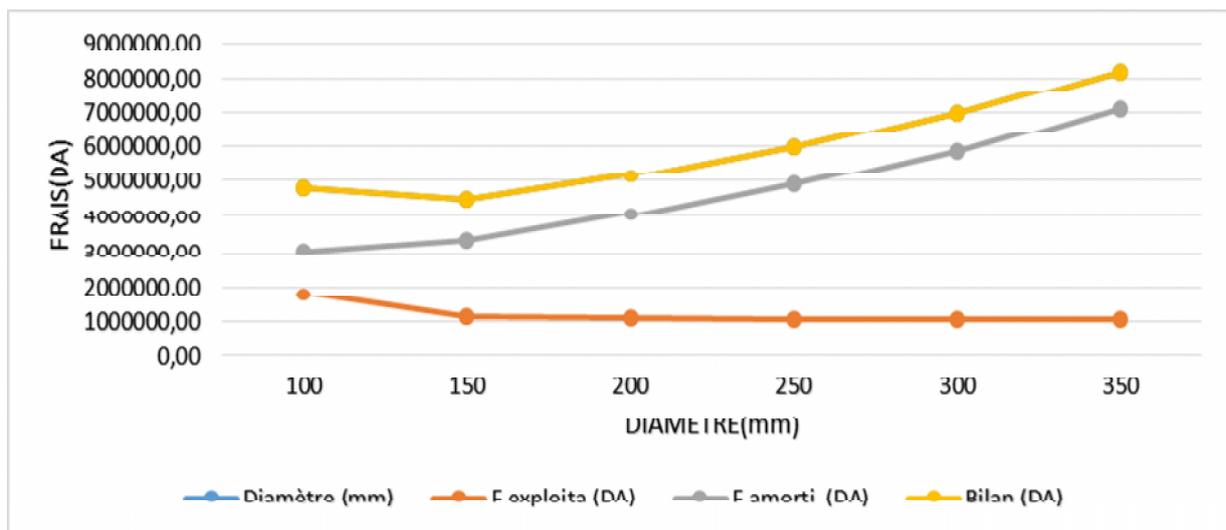
**Tableau IV.20** : Calcul des frais d'exploitation du SP-Réservoir de 200 m<sup>3</sup>.

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	F exploita (DA)
100	515,51	61,12	446157,23	1748936,33
<b>150</b>	<b>338,70</b>	<b>40,16</b>	<b>293136,55</b>	<b>1149095,29</b>
200	320,92	38,05	277746,47	1088766,16
250	317,53	37,65	274815,00	1077274,80
300	316,61	37,54	274018,28	1074151,67
350	316,30	37,50	273746,25	1073085,31

**Tableau IV21** : Bilan total de la conduite de refoulement SP –Réservoir de 200 m<sup>3</sup>.

Diamètre (mm)	F exploita (DA)	F amorti (DA)	Bilan (DA)
100	1748936,33	3045692,43	4794628,76
<b>150</b>	<b>1149095,29</b>	<b>3350056,60</b>	<b>4499151,89</b>
200	1088766,16	4090310,40	5179076,56
250	1077274,80	4921353,80	5998628,60
300	1074151,67	5885794,20	6959945,87
350	1073085,31	7095924,00	8169009,31

Les schémas des graphes explicatifs du bilan total et les Frais exploitations et amortissement sont représentés dans la figure IV.10.

**Figure IV.10** : graphique des frais du bilan total et exploitation et amortissement.

D'après le graphe et le tableau du bilan total qui est représenté au-dessous, on a conclu que le diamètre économique de la conduite de refoulement de la longueur de 4 400 m est de 150 mm avec une vitesse d'écoulement de  $V = 0,56$  m/s et  $HMT = 338.70$  m.

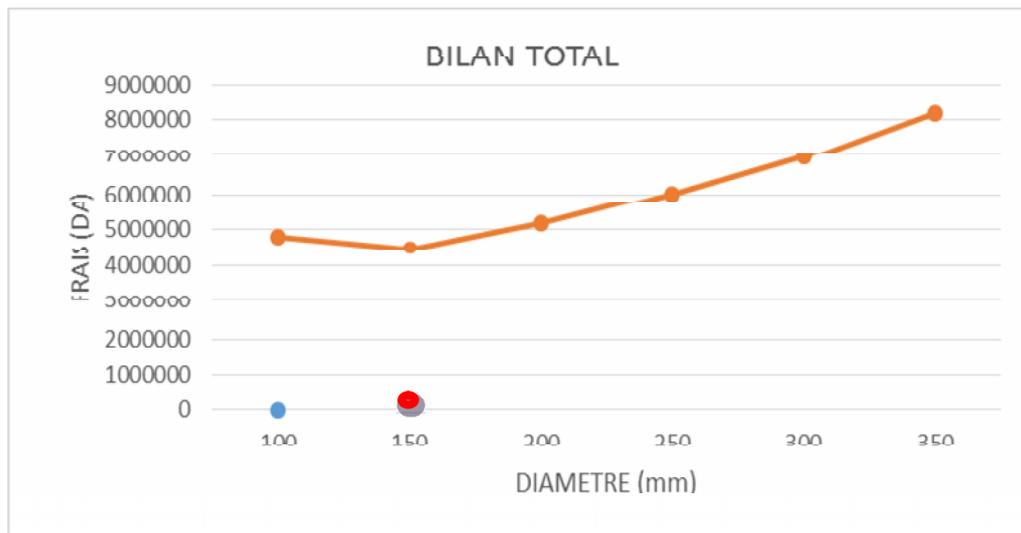


Figure IV.11 : courbe du bilan total.

## IV.7.10. Le choix technico-économique de la meilleure variante :

Tableau IV.22 : Les résultats des deux variantes.

La conduite	Les paramètres	La variante 01	La variante 02
<b>La conduite gravitaire</b>	Longueur 1	10360.1	7559.54
	D1 (mm)	150	100
	Longueur 2	529.9	1240.46
	D2 (mm)	200	150
	Les frais d'investissement	92602654.1	60714490.52
<b>La conduite Refoulement</b>	Longueur (m)	2 500	4 400
	Ve (m/s)	0.56	0.56
	Dr (mm)	150	150
	Hg (m)	151.95	316.05
	HMT (m)	164.83	338.70
	Puissance (K Watt)	19.54	40.16
	Les frais d'exploitation	559211.16	1149095,29
	Les frais d'amortissement	1903441.25	3350056,60

Donc d'après les résultats obtenues et d'après l'étude technico-économique on a trouvé que la **variante 01** est la plus économique par rapport à la variante **02**.

**Conclusion :**

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

- L'adduction par refoulement constituée de la station de pompage, La conduite de refoulement à une longueur de **2 500 m** et un diamètre de **150 mm**,
- L'adduction gravitaire à une longueur totale de **9 900 m** et elle est composée de deux tronçons de diamètres respectifs normalisés de **200 mm** et de **150 mm**,

Chapitre V :

---

DIMENSIONNEMENT DE LA STATION  
DE POMPAGE

## Introduction

Dès l'antiquité, il y avait toujours eu le problème d'acheminement de l'eau d'un point bas vers un point d'altitude plus élevé, avec le temps l'homme a su dompter la science et utiliser la technologie de son temps pour faire face à ce problème, d'où l'utilisation de machine à caractère hydraulique permettant la transformation de l'énergie électrique ou mécanique en énergies potentielles pour élever la quantité d'eau voulue à la hauteur requise.

Ce chapitre a donc pour but, l'étude et le choix du système pompage adapté à l'usage de notre projet, ce qui nous permettra donc d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de stations de pompage projetées le long de l'adduction.

Cette étude comprendra le dimensionnement des pompes et le choix des moteurs qui vont avec, ainsi que le réglage et le calage de chaque pompe.

### V.1. Définition

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide, ce sont des machines permettant l'élévation de l'eau d'un point bas vers un point plus haut et ceci grâce à la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique, elles sont construites pour assurer un débit  $Q$  à élever à une hauteur  $H$ . Elles transmettent au courant liquide qui les traverse une puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever d'une zone de basse pression vers une zone de haute pression(3).

### V.2. Choix du type de la pompe

Le type de la pompe est choisi de façon à :

- Assurer le débit et la hauteur manométrique demandée désirée.
- Avoir un meilleur rendement.
- Avoir une puissance absorbée minimale.
- Avoir une vitesse de rotation élevée.
- Anticavitationnelle.
- Répondre à la construction économique du bâtiment.
- Fabriquée en série désirée (de préférable).

### V.3. Choix du nombre de pompe

Pour choisir le nombre convenable de pompes, nous devons aboutir à un :

- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.

- $(NPSH)_r$  minimal.

#### V.4. Courbes caractéristiques des pompes

Pour chaque groupe des pompes choisies, nous distinguons les courbes caractéristiques suivantes :

$[H-Q]$  ;  $[P_{abs}-Q]$  ;  $[\square_p -Q]$  ;  $[(NPSH)_r-Q]$  ;  $[H_c-Q]$  .

#### V.5. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement

Nous appelons par courbe caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre  $D$  et de longueur  $L$ , les variations de la perte de charge total en fonction du débit. Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2 \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec :

**H<sub>g</sub>** : Hauteur géométrique (m) ;

**R** : Résistance de la conduite ( $s^2.m^{-5}$ ) elle est donnée par :

$$R = (8 \times \lambda \times L) / (g \times \pi^2 \times D^5) \dots \dots \dots (V.2)$$

Avec :

**$\lambda$**  : Coefficient de perte de charge.

**L** : Longueur de la conduite(m).

**g** : Accélération de la pesanteur ( $9,81 m^2.s^{-1}$ ).

**D** : Diamètre de la conduite(m).

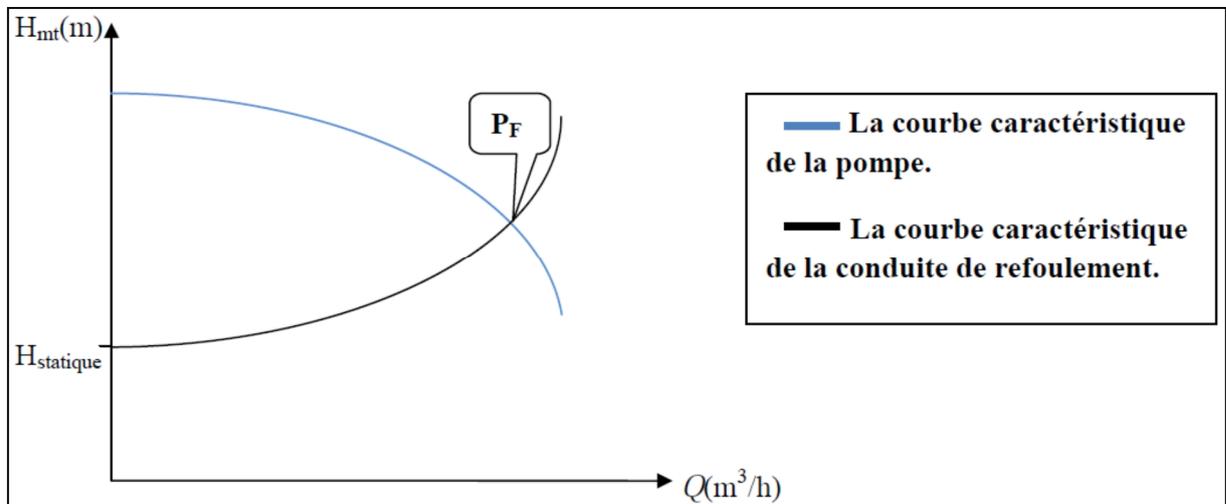
#### V.6. Point de fonctionnement des pompes

Choisir la bonne pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement Afin d'orienter notre choix, nous devons satisfaire les conditions mécaniques et hydraulique, et tracer la courbe de la conduite de refoulement et celle de la pompe qui est donnée par le constructeur sur le catalogue.

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement  $[H-Q]$  donnée par le constructeur ou par les essais de pompage et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement  $[H_c-Q]$  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(3).

Donc pour notre cas la détermination du point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation, le meilleur rendement et la longévité du système de pompage.



**Figure V.1:** Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement

### V.7. Cavitation

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondant à sa température.

Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe ; des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges) : elles sont transportées dans les zones de pressions plus fortes où se produit leur condensation. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars).(3).

La cavitation est un phénomène à éviter absolument, car il entraîne de graves conséquences:

- Erosions du matériau pouvant aller jusqu'au perçage des aubes des turbines des pompes centrifuges.
- Augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe.
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

Le critère qui sert à définir la pression nécessaire à l'aspiration pour obtenir un bon fonctionnement de la pompe, c'est à dire pour maintenir en tout point du fluide une pression supérieure à la pression de vapeur saturante, est le « 'NPSH » sigle de l'abréviation anglo-saxonne de « Net Positive Section Head » over vapour pressure. Cette caractéristique, donnée par le constructeur est qualifiée de « NPSH requis », tient compte en particulier de la chute de pression que subit le fluide lors de son accélération à l'entrée de la roue. La pompe ne

fonctionnera correctement que si la pression totale à l'entrée PA est supérieure à la somme  $p^{\circ} + \text{NPSH requis}$ . Nous appelons « NPSH disponible » la différence entre la pression totale à l'entrée et la pression de vapeur saturante. Il faut donc respecter la condition(3) :

$$\text{NPSH disponible} > \text{NPSH requis}$$

Pour cela il faut :

- Préférer si possible les montages de pompes en charge.
- Eviter de transporter des liquides à des températures trop élevées.
- Eviter une alimentation à partir d'un réservoir sous pression réduite.
- Diminuer les pertes de charge du circuit d'aspiration.

### V.8. Calage des pompes Centrifuges

#### V.8.1. Installation en charge

C'est la détermination de la côte exacte de la pompe et la hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH disponible doit toujours être supérieur à NPSH requis.

Pour une installation en charge le  $\text{NPSH}_d$  est donne par :

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_{atm}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - \left( -h_{asp}^{adm} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \Sigma h_{asp} \right) \dots\dots\dots(V.4)$$

$$\Sigma h_{asp} = \Sigma h_{asp}^{lin} + \Sigma h_{asp}^{sin} \dots\dots\dots(V.5)$$

La condition de non cavitation est :

$$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r ;$$

Supposons que :  $(\text{NPSH})_d = (\text{NPSH})_r + S ;$

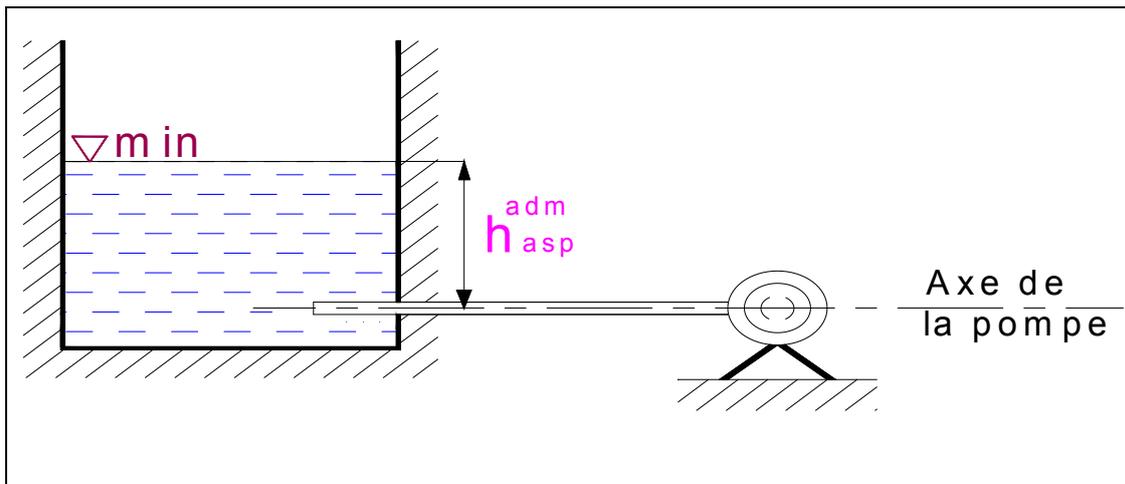
S : marge sécurité= (0.1 ÷ 0.5) m ;

Donc :

$$\frac{P_{atm}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - \left( -h_{asp}^{adm} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \Sigma h_{asp} \right) = \text{NPSH}_r + S ; \dots\dots\dots(V.6)$$

$$h_{asp}^{adm} = - \frac{P_{atm}}{\rho} + \frac{P_v}{\rho} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \Sigma h_{asp} + \text{NPSH}_r + S ; \dots\dots(V.7)$$

**V.8.2. Côte de la pompe**



**Figure V.2 :** Calage de la pompe en charge.

$$\nabla \text{ axe de la pompe} = \nabla_{\text{min}} - h_{\text{asp}}^{\text{adm}} + r \quad \dots\dots(\text{V.8})$$

r : Réserve de sécurité = (0.1÷0.3) m

**V.8.3. Installation en aspiration**

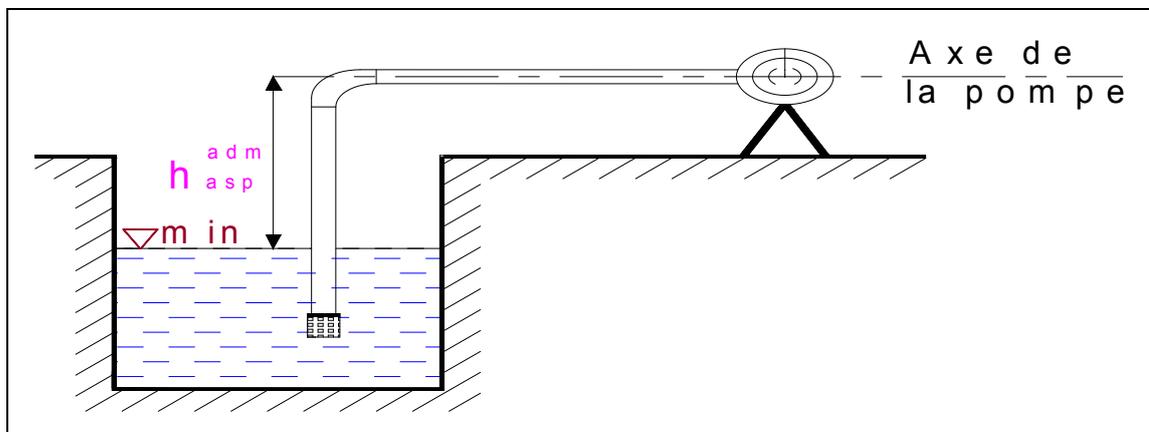
Pour une installation en aspiration le NPSH<sub>d</sub> est donné par :

$$NPSH_d = \frac{P_{\text{atm}}}{\varrho} - \frac{P_v}{\varrho} - \left( h_{\text{asp}}^{\text{adm}} + \frac{V_a^2}{2 \cdot g} + \Sigma h_{\text{asp}} \right)$$

Donc :

$$h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = \frac{P_{\text{atm}}}{\varrho} - \frac{P_v}{\varrho} - \frac{V_a^2}{2 \cdot g} - \Sigma h_{\text{asp}} - NPSH_r - s ; \quad \dots\dots(\text{V.9})$$

**V.8.4. Côte de la pompe**



**Figure V.3 :** Calage de la pompe en aspiration.

$$\nabla_{\text{axe de la pompe}} = \nabla_{\text{min}} + h_{\text{asp}}^{\text{adm}} - r \quad \dots\dots\dots(\text{V.10})$$

$r$  : Réserve de sécurité = (0.1÷0.3)m

Avec :

$P_{\text{atm}}$  : pression atmosphérique ;

$P_{\text{V}}$  : Tension de vapeur sature ;

$h_{\text{asp}}^{\text{adm}}$  : Hauteur d'aspiration admissible ;

$V_{\text{a}}$  : vitesse d'aspiration ;

$\Sigma h_{\text{asp}}$  : La somme des pertes de charges ;

$\nabla_{\text{axe de la pompe}}$  : Côte de l'axe la pompe ;

$\nabla_{\text{min}}$  : Côte du plan d'eau.

## V.9. Moteur d'entraînement

### V.9.1. Définition

Un moteur est un dispositif permettant d'effectuer un mouvement de rotation, de translation, ou d'ascension, à partir d'une énergie qui peut être chimique, électrique ou thermique.

### V.9.2. Type de moteur

Nous pouvons citer :

- Moteur à combustion.
- Moteur chimique sans combustion.
- Moteur a champ (gravité ou électromagnétique).
- Moteur à élastique.
- Moteur à pression.

Dans notre cas nous allons nous intéresser aux moteurs électriques qui transforment l'énergie mécanique en énergie électrique.

### V.9.3. Choix du moteur

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur :

### V.9.4. Critères de choix du moteur

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

### V.9.5. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_{\text{moteur}} = N_{\text{pompe}} \pm 200 \text{ tr/mn} \dots \dots \dots (\text{V.11})$$

### V.9.6. La puissance du moteur

La puissance que doit développer le moteur d'entraînement doit, en principe, être égale à celle absorbée par la pompe fonctionnant à un régime bien déterminé, puissance qui, à vitesse constante, varie avec le débit et la hauteur d'élévation ainsi qu'avec l'état d'usure de la machine.

La puissance absorber par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$F_m = \frac{\varpi \times Q_a \times \text{HMT} \times K}{\eta_p \times \eta_{\text{acc}} \times \eta_m} \dots \dots \dots (\text{V.12})$$

Avec :

$\varpi$  : 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

$\eta_{\text{acc}}$  : rendement d'accouplement,  $\eta_{\text{acc}} = 100 \%$  ;

$\eta_m$  : rendement du moteur,  $\eta_m = (92 - 95) \%$ , Nous prendrons un rendement de 95 %

$K$  : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur. Les valeurs du coefficient  $K$  sont données dans le tableau **V.1** :

**Tableau V.1** : Variation du coefficient  $K$  en fonction de la puissance  $P$

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

### V.10. Application :

Pour cela, nous allons utiliser le catalogue numérique des pompes appelé **CAPRARI**

Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de **9.91 l/s** et une hmt de **164.83 m**.

**Tableau V.2** : Caractéristiques de la première station de pompage SP

	Débit (l/s)	HMT (m)
<b>Caractéristiques requises</b>	9.91	164.83

**Tableau V.3** : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre pour SP

n	Type de pompe	Q <sub>Total</sub> (l/s)	□ (%)	HMT (m)	V (tr/min)	P <sub>abs</sub> Total (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)	Nbr D'étage
1	HVU50/4 A	13.1	73.6	175	2900	30.3	2.9	2
<b>2</b>	<b>HMU40-2/6 C</b>	<b>11.44</b>	<b>68.7</b>	<b>166</b>	<b>2900</b>	<b>13.9</b>	<b>1.95</b>	<b>4</b>
3	HMU40-1/8 D	11.25	65	168	2900	9.61	2.25	2
4	HMU40-1/8 E	10.32	58.4	166	2900	7.24	2.73	4
5	HVU25/5 A	15.05	50	182	2900	10.8	1.65	4
6	HVU25/6 A	15.24	45	182	2900	10.1	1.55	2

**V.10.1.1. La pompe choisie**

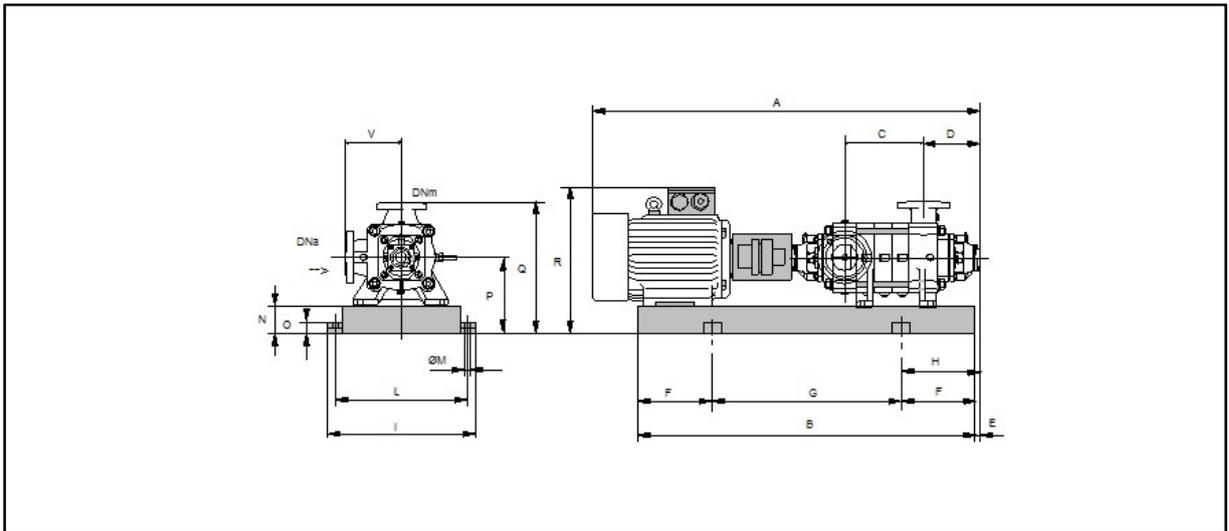
Pour cette station de pompage nous allons prendre une **HMU40-2/6 C** et ce parce qu'elle présente les meilleurs caractéristiques en ce qui concerne le nombre d'étage, la vitesse de rotation et la puissance absorbée.

**V.10.1.2. Description de la pompe**

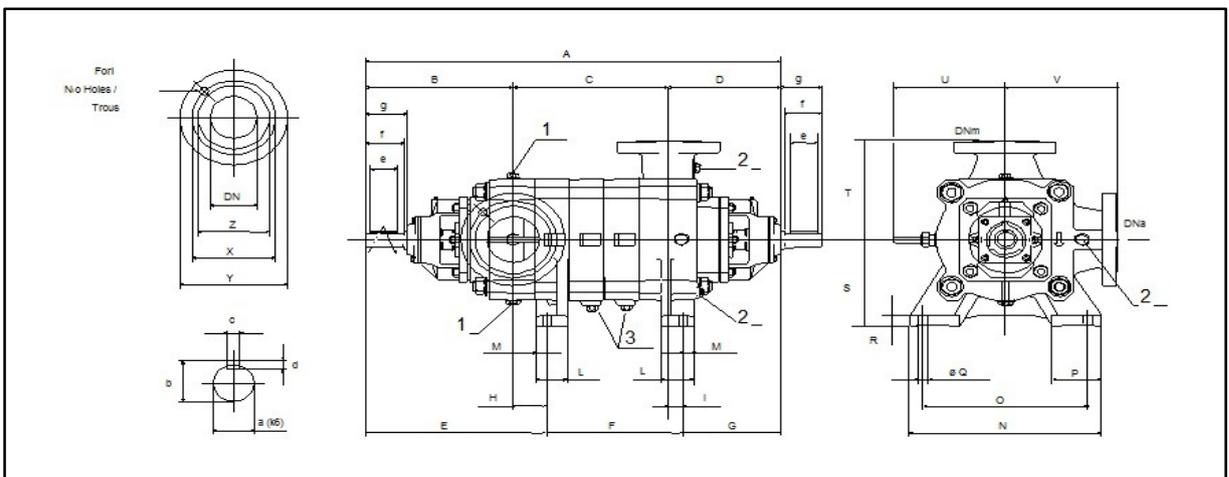
- Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal
- Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires en fonte
- Roues : en alliage de cuivre
- Diffuseurs : en fonte
- Arbre : en acier inoxydable, soutenu par un coussinet monté dans le corps d'aspiration et par les roulements logés dans le palier
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Douille de protection de l'arbre en acier inoxydable
- Compensation de la poussée axiale par nervures de renfort sur la face arrière de la roue
- Palier de base avec roulements à bain d'huile

**Tableau V.4 : Caractéristiques de la pompe choisie**

Données techniques	Caractéristiques
Q	5.72 l/s
H	169 m
n. poles	2
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur	18.5 Kw
Tension	400 V
Diamètre refoulement:	DN 40 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration :	DN 65 (UNI PN16)



**Figure V.4 : Schéma de la pompe HMU40-2/6 C**



**Figure V.5 : Dimensions de la pompe HMU40-2/6 C**

**Tableau V.5 : Dimensions de la pompe choisi pour SP**

Désignation	Dimensions (mm)
A	1724
B	1277
C	170
D	293
E	210
F	200
G	877
H	410
I	600
L	550
M	20
N	120
O	42
P	345
Q	615
R	726
V	270
DNa	125
DNm	100

**V.10.1.3. Matériaux de construction****Tableau V.6 : Matériaux de construction de la pompe choisi pour SP**

Pièce	Matériau
Corps de la pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille d'arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulement a billes	Acier
Presse-étoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

#### V.10.1.4. Nombre de pompes installées

Pour refouler un débit de 9.91 l/s nous avons utilisé deux (02) pompes de type

**HMU40-2/6 C** donnants un débit total de 11.44 l/s

#### V.10.1.5. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques d'une pompe de type **HMU40-2/6 C** et qui sont  $[H-Q]$ ,  $[P_{abs} - Q]$ ,  $[\eta_p - Q]$  et  $[(NPSH)_r - Q]$  et sont retirées à partir du logiciel de CAPRARI.

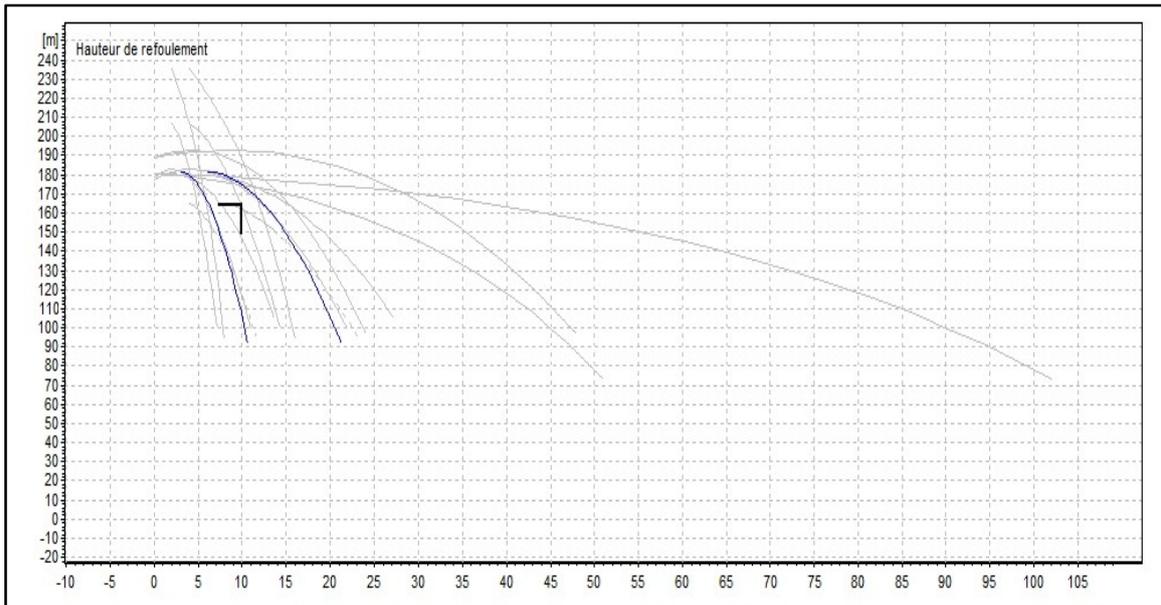


Figure V.6: Courbes caractéristiques de la pompe **HMU40-2/6 C**

#### V.10.1.6. Courbe caractéristique de la conduite

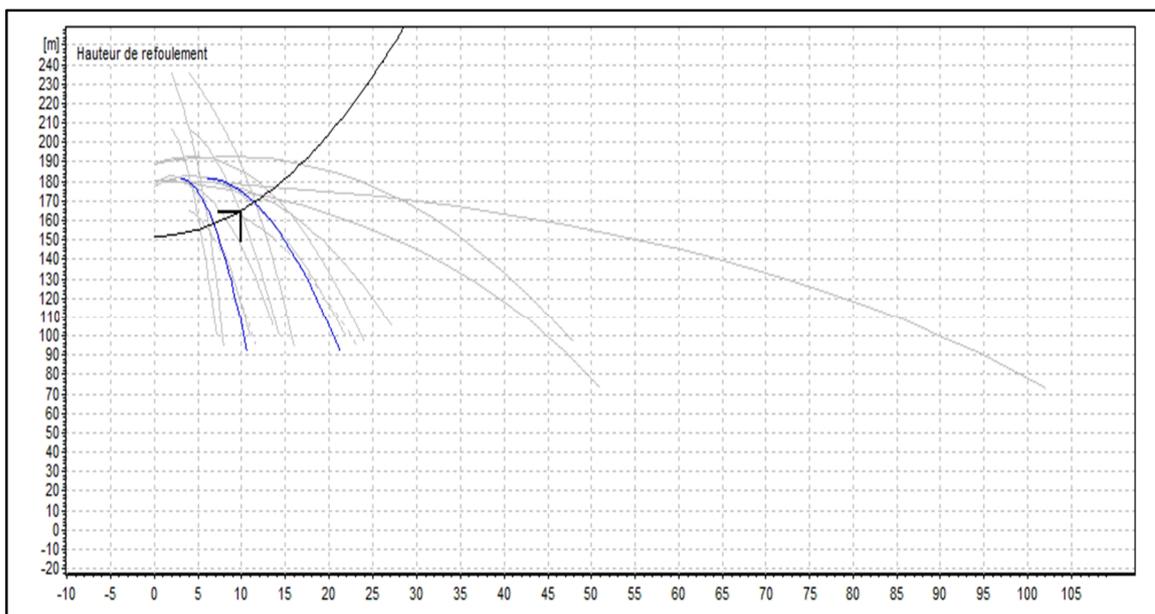


Figure V.7 : Point de fonctionnement de la pompe **HMU40-2/6 C**

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

$$\begin{cases} Q_B = 0.01144 \text{ m}^3 / \text{s} > Q_{app} = 0.00991 \text{ m}^3 / \text{s} \\ H_B = 166 \text{ m} = H_{app} = 164.83 \text{ m} \end{cases}$$

Le débit et la hauteur manométrique ne correspondent pas au point de fonctionnement il faut faire un mode de réglage

### V.11. Modes de réglage :

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

#### V.11.1. Débit disponible > Débit appelé :

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

##### V.11.1.1. 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.

##### V.11.1.2. Réglage quantitatif :

Appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement. Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{V.4})$$

-  $\eta_{inst_{ap,van}}$  : 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  $H'$  et la hauteur appelée ;

$$h_v = H - H_{ap} \quad (\text{V.5})$$

-  $H'$  : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)<sub>R</sub> (m).

$$\eta_{inst\ ap, van} = 0.687 * \frac{164.83}{164.83 + (178 - 164.83)}$$

$$= \mathbf{0.64}$$

La nouvelle puissance absorbée :

$$Q = \frac{Q_{app}}{n} = 0.0049 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{g * Q * Hmt * \rho}{\eta} = \frac{98100049164831}{064} = 12.51 \text{ K W}$$

$$P_{abs} = 12.51 \text{ KW}$$

### V.11.1.3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes...).

### V.11.1.4. 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<sub>pf</sub> : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m<sup>3</sup>/h).

Le rendement correspondant au débit Q<sub>pf</sub> est : n %.

$$t' = \frac{0.00991}{0.01144} * 20 = 17.325 \text{ h}$$

On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

$$Q = \frac{Q_{pf}}{n} = \frac{0.01144}{2} = 0.0057 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{g * Q * Hmt * \rho}{\eta} = 13.41 \text{ KW}$$

### Variation de la vitesse de rotation :

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

La nouvelle vitesse de la pompe sera :

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 2900 * \frac{35.676}{41.184} = 2512 \text{ Tr/min.}$$

$N$  : la vitesse initiale de la pompe.

$n$  : la nouvelle vitesse de la pompe.

L'équation de la courbe de proportionnalité est égale :  $H = a * Q^2$ .

Avec :

$$a = \frac{H_{app}}{Q^2_{app}} = \frac{57.53}{3051.76^2} = 0,1295 .$$

Le rendement par la méthode de similitude est égal :  $\eta = 59.50 \%$ .

La nouvelle puissance :  $P_{abs} = \frac{9.81 * 9.91 * 164.83}{0.595 * 3600}$ ,  $P_{abs} = 7.48 \text{ KW}$ .

### V.12. Dimensionnement des équipements des pompes

Le nombre des collecteurs d'aspiration = nombre de pompes pour notre cas nous avons deux (02) pompes donc nous aurons six collecteurs d'aspiration.

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée.

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de Vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$$Da = (1,2-1,5) da \dots \dots (V.10)$$

$da$  : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 40 mm ;

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$$Da = 1,5 * 40 = 60 \text{ mm}.$$

Le diamètre normalisé sera égale à **100mm**.

#### a) Vérification de la vitesse :

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par rapport aux fourchettes suivantes :

$$Va = (0,7 - 1) \text{ m/s} \quad \text{pour } Da \leq 250 \text{ mm}$$

$$Va = (1 - 1,5) \text{ m/s} \quad \text{pour } 250 \leq Da \leq 800 \text{ mm}$$

$$Va = (1,5 - 1,8) \text{ m/s} \quad \text{pour } Da > 800 \text{ mm}$$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = 0.73 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

#### b) vérification de la condition de non cavitation :

Nous avons :

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

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

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

$V_a$  : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

$P_{atm}$  : pression atmosphérique (mce) ;

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H \dots \dots \dots (V.13) .$$

Avec :  $H$  : altitude de la station en (m NGA).

$T_v$  : tension de vapeur d'eau (mce) ;

**Tableau V.7** : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

T (°c)	5	10	20	30	40	50	80	100
Tv (mce)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

$\Delta h_{asp}$ : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$h_{asp} = (1,10 - 1,15) \times h_{asp}^{lin}$$

$h_{asp}^{lin}$  : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour la conduite d'aspiration. En utilisant la formule :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{2 \times g \times D^5} \dots \dots \dots (V.14)$$

Avec :

$L$  : longueur de la conduite d'aspiration,  $L = 10$  m ;

$D$  : diamètre de la conduite d'aspiration (m),  $D_a = 100$  mm

$Q$  : débit refoulé ( $m^3/s$ )

Nous avons une charge nette d'aspiration  $(NPSH)_r$  de 1.95 m. La station de pompage sera implanté a la cote 1264.10m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 \times 1264,10$$

$$P_{atm} = 8,57 \text{ mce}$$

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20^\circ C$   $T_v = 0,24$  mce.

le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 100$  mm et la vitesse y sera de :

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = 0,73 \text{ m/s} .$$

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times C^2}{2 \times g \times D^5} \quad h_{asp}^{lin} = 0,34 \text{ m.}$$

$$\Delta h_{asp} = 1,1 \times 0,34 = 0,374 \text{ m.}$$

$$h_{asp}^{adm} = 8.57 - 0.24 - 0.374 - \frac{0.73^2}{2 \times 9.81} - 1.95 - 0.5 \quad h_{asp}^{adm} = 5.48 \text{ m ;}$$

### c) Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en aspiration :

$$axe = \min - h_{asp}^{adm} + r ;$$

axe : Niveau de l'axe de la pompe (m.NGA) ;

r : marge de sécurité,  $r = (0,1 - 0,3) \text{ m.}$

min : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA) ;

$$\min = C_p + h + h_{inc} \dots \dots \dots (V.15)$$

$C_p$  : côte du plan d'eau dans le réservoir (m NGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

$h_{inc}$  : hauteur d'incendie dans le réservoir (m)

Le niveau minimum du plan d'aspiration sera :

$$\min = 1264.10 + 0.3 \text{ m.}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$axe = 1264.40 + 5.48 + 0,3 = 1270.18 \quad axe = 1270.18 \text{ m.NGA;}$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 1270.18 m. pour éviter la cavitation.

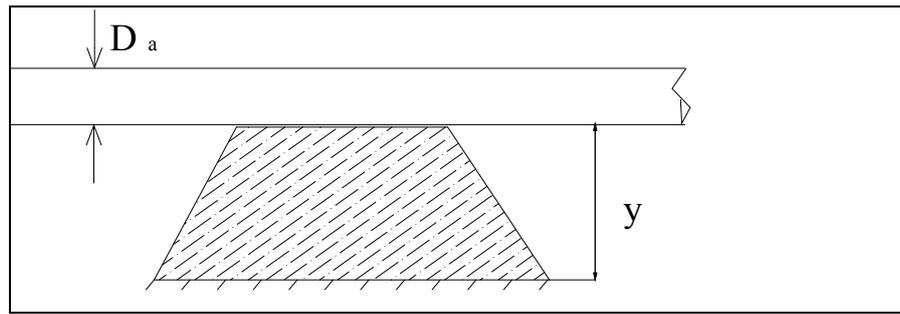
### V.12.1. Equipements en amont

#### a) hauteur de butée

-y étant la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol tel que:  $y = 0,3 \text{ m}$  pour  $Da \leq 500 \text{ mm}$

$$y = 1 \text{ m pour } Da \geq 500 \text{ mm}$$

Comme  $Da = 120 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$  , nous aurons  $y = 0.3 \text{ m}$



**Figure V.8 : Schéma de la butée**

**b) Longueur du convergent**

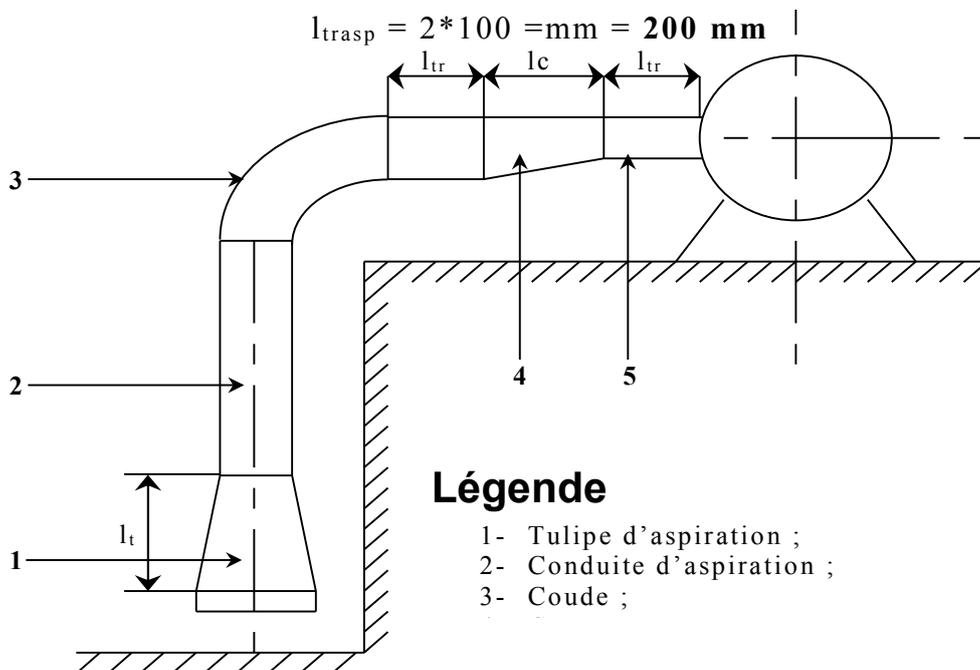
$$l_{con} = (3,5 - 4)(D_a - d_a) \dots \dots \dots (V.16)$$

Prenons:  $l_c = 3.5 (D_a - d_a) = 3.5 * (100 - 40) = 210 \text{ mm}$

**c) Dimension du trancon**

$$l_{tr} = 2.D_a \dots \dots \dots (V.17)$$

Nous aurons :



**Figure V.9 : Equipements en amont d'une pompe**

**V.12.2. Equipements en aval**

Comme pour l'amont nous aurons :

$$l_{tr} \geq 2D_r$$

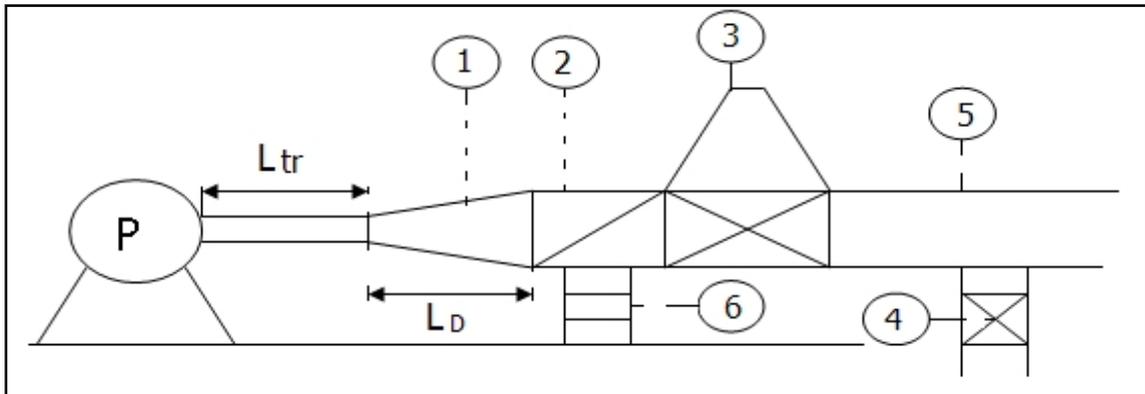
$$l_{tr} = 2 * 350 = 240 \text{ mm}$$

$$d_v = 0,25 D_r$$

$$d_v = 0,25 * 120 = 30 \text{ mm}$$

$$l_{div} = (3,5 - 4)(D_r - d_r)$$

$$l_{div} = 3,5(120 - 65) = \mathbf{192.5 \text{ mm}}$$



**Figure V.10** : équipements en aval

Sur a Figure V.21, les équipements en total a l'aval d'une pompe sont :

1. Le divergent
2. Tronçon
3. Ventouse
4. Vidange de fond
5. Conduite de refoulement
6. Butée

### V.12.3. Choix du moteur

Selon le logiciel CAPRARI, le moteur adéquat pour notre pompe devrait avoir les caractéristiques suivantes :

- Asynchrone, triphasé, fermé, normalisé conformément aux normes UNEL-IEC, ventilation extérieure, rotor en court-circuit.
- Forme de construction : B3
- Degré de protection : IP55
- Classe d'isolation : F

Selon le tableau V.3 la puissance de notre pompe est de 13.9 kW, Or d'après le tableau V.1 le coefficient majorateur de la puissance du moteur sera de 1.25. en utilisant la formule V.12 et en prenant un rendement du moteur de 95 % et d'accouplement de 100 % la puissance du moteur sera de :

$$P_{abs} = \frac{9810 * 0,00991 * 166 * 1,25}{0,95 * 1 * 0,68} = 31.22KW$$

Nous prendrons une vitesse du moteur de  $V = 2900 + 200 = 3100 \text{ tr/mn}$ .

Une étude comparative entre les différents modèles existant sur le marché nous permet de choisir le moteur :

BRUSHLESS nouvelle gamme AM3500, il dispose d'un couple inertiel important.



**Figure V.11** : Moteur adéquat pour la pompe PM 100 / 2 E

### **V.13. Bâtiment de la station de pompage :**

Le type de construction de la station de pompage est déterminé prenant en considération plusieurs paramètres :

- Type de matériaux de construction.
- La nature du sol (il faut qu'il soit stable)
- Type des moteurs et pompes utilisés.

#### **V.13.1 Types des bâtiments des stations de pompage :**

Les bâtiments des stations de pompes se différencient l'un à l'autre par les paramètres que nous avons mentionnés dans le paragraphe précédent. Et parmi ces types de bâtiments on peut citer les suivants :

- Bâtiment type surface.
- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe noyée
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe dénoyée
- Bâtiment type puits bloc.

- Bâtiment type bâche sèche
- Bâtiment type puits bâche sèche.

On Algérie on remarque que le type le plus fréquent et le plus utilisé c'est le type bâtiment type surface. Et lorsque on prend en considération le type de sol qui est de nature roche solide, on peut dire que le type de notre bâtiment c'est un bâtiment de surface c'est à dire que tous l'ouvrage de la station est surélevé.

### **V.13.2 Modalité de construction du bâtiment :**

La partie souterraine est exécutée en béton armé, on peut la faire en préfabriqué, on utilise aussi le brique pour les murs.

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme la bâche d'eau, les conduites d'aspiration et de refoulement.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée.

Les groupes sont souvent installés en lignes, si le nombre des pompes dépasse 5 (notre cas), les pompes seront installées en parallèle.

Le contact entre le sol et la fondation ne doit présenter des déformations, ou bien des défauts dans la construction, les travaux de bétonnage devront être faire soigneusement et avec précaution(3).

#### **➤ Partie supérieure du bâtiment :**

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plate-forme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques).

Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée  $H_b = (3,5 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,4 ; 6 \text{ m} \dots)$

La longueur du bâtiment  $l_b = (3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots)$

La distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12...).

Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties, la plate-forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.

Pour les grandes stations de pompage dont la longueur dépasse 18 m on préfère de réaliser deux plates-formes de montage, on note aussi que la réalisation il faut respecter certains distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.

On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :

- Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
- Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de  $l > 2m$ .
- Distance entre les armoires de commande
- Dimensions des portes  $3 \times 3$  ;  $3,6 \times 3,6$  ;  $4 \times 3$  ;  $4,2 \times 4$  ;  $4,8 \times 5,4$
- La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

### V.13.3 Dimensionnement du bâtiment :

#### V.13.3.1. La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5.$$

$h_1$ : Distance vertical:  $h_1 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$$h_{\text{réserve}} = 0,5 \text{ m.}$$

$$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm, on prend : } h_{\text{socle}} = 60 \text{ cm.}$$

$h_p$  : Hauteur de la pompe est égale à 410 mm = 0.410 m.

$$h_1 = 0.410 + 0,5 + 0,6 = 2.824$$

$$h_1 = 1.51 \text{ m.}$$

$h_2$  : Hauteur réservée à l'homme.

$$h_2 = 2,2 \text{ m.}$$

$h_3$  : Hauteur de chariot.

$$h_3 = 0,3 \text{ m.}$$

$h_4$  : Hauteur profilée.

$$h_4 = 0,8 \text{ m.}$$

$h_5$  : Hauteur de sécurité.

$$h_5 = 0,5 \text{ m.}$$

Donc :

$$H_b = 1.51 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = \mathbf{5.31 \text{ m.}}$$

**V.13.3.2. Largeur du bâtiment :**

$$L_b = l_p + l_{asp} + l_{sin} + l_c + l_r$$

$l_r$  : (0,8 – 1,2) m : réserve on prend :  $l_r = 1$  m.

$l_p$  : Largeur de la pompe = 1724 mm = 1.725 m.

Pour déterminer la longueur d'aspiration, il faut d'abord déterminer les longueurs des pièces utilisées (tronçon, convergent, clapet pied crépine).

$$L_c = 0,53 \text{ m}, l_{tr} = 0,8 \text{ m}, De = 0,8 \text{ m}.$$

Pour le refoulement nous avons :

$$L_{tr} = 0,8 \text{ m} ; l_d = 1,05 \text{ m}.$$

Donc :

$$L_b = (1.724 + 1) + 0,53 + 0,8 + 0,8 + 1,05 + 0,8 + 0,31 = \mathbf{7.01 \text{ m}}.$$

**V.13.3.3. La longueur du bâtiment :**

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = np.L + l_{int} + l_p.f + l_r$$

Avec :

$np$  : nombre de pompes = 3 pompes ;

$L$  : Longueur de la pompe+ moteur ;

$l_{int}$  : Distance entre deux pompes voisines ;

$l_p.f$  : Longueur de la plateforme ;

$L_p$  : longueur du bureau du personnel ;

$$L_b = 3. (0.55) + (0,5*3) + 1,5 + 8 = \mathbf{12.65 \text{ m}}.$$

**V.14. Equipements auxiliaire**

Pour le bon fonctionnement d'une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériel et du personnel, un ensemble d'équipements doit être prévue de manière à ce que leur utilisation soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

- Un système de levage.
- Un système de commande automatique et de contrôle.
- Un système de ventilation.
- Un système de d'alimentation en énergie.
- Un système d'éclairage.
- Un système anti-incendie.

**V.14.1. Système de levage**

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes.

**V.14.2. Système de commande automatique et de contrôle**

Ce sont les armoires de commande ainsi que les différents dispositifs se trouvant dans la station et nous permettant de contrôler et commander à distance

**V.14.3. Système de ventilation**

Son rôle est d'évacuer la chaleur due au fonctionnement de l'ensemble des équipements de la station cela acheminera un apport d'air frais facilitant ainsi le travail à l'intérieur de la station.

**V.14.4. Système d'alimentation électrique**

C'est le générateur d'électricité généralement c'est un groupe électrogène permettant un fonctionnement continu de la station en cas de coupure.

**V.14.5. Système anti-incendie**

Dans une station de pompage, la prévention contre l'incendie comprend les moyens mis en œuvre pour son extinction dans les plus brefs délais.

**V.14.6. Système de drainage**

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de réparation ou de nettoyage.

**Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons cité le fondement de la conception d'une station de pompage ainsi que ses différents équipements qui vont permettre une gestion optimale. Suite à ce chapitre nous avons pu faire les constatations suivantes :

Pour le système de transfert d'eau, il nous faut:

- une station de pompage comprenant deux pompes de types **HMU40-2/6 C** et une autre de secours permettant ainsi de refouler un débit de 9.91 l/s sur une hauteur de 165 m en utilisant toute fois un dispositif de réglage.

## Chapitre VI :

---

# PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER ET LA CORROSION INTRNE



**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.

Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées 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, mais principalement pour les conduites métalliques : fonte, acier, etc...

**VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier :****Définition :**

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite(2).

**VI.1.1. Les causes du coup de bélier :**

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

**VI.1.2. Les conséquences du coup de bélier :**

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation des pressions et des débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques(2).

**VI.1.2.1. Cas de la surpression :**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés)(2).

**VI.1.2.2. Cas de dépression :**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau(2).

**VI.1.2.3. Fatigue de la canalisation :**

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible(2).

**VI.1.3. Description des phénomènes physiques :**

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

**Phase 01 :** Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par  $a$ .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est :  $L$  le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est  $\frac{L}{a}$ . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

**Phase 02 :** 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  $\frac{L}{a}$  c'est-

à-dire à  $\frac{2L}{a}$  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 03 :** 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  $\frac{L}{a}$  c'est-à-dire à  $\frac{3L}{a}$  depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

**Phase 04 :** 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  $\frac{L}{a}$  c'est-à-dire à  $\frac{4L}{a}$  depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc  $\frac{4L}{a}$ .

#### VI.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

La protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier est basée sur la fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'ALLIEVI(2) :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ;  $k = 2.10^9$  à  $20^\circ \text{ c}$ .

#### VI.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

##### VI.1.5.1. 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.

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

### VI.1.5.2. 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 que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes(2).

### VI.1.5.3. 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(2).

### VI.1.5.4. 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.

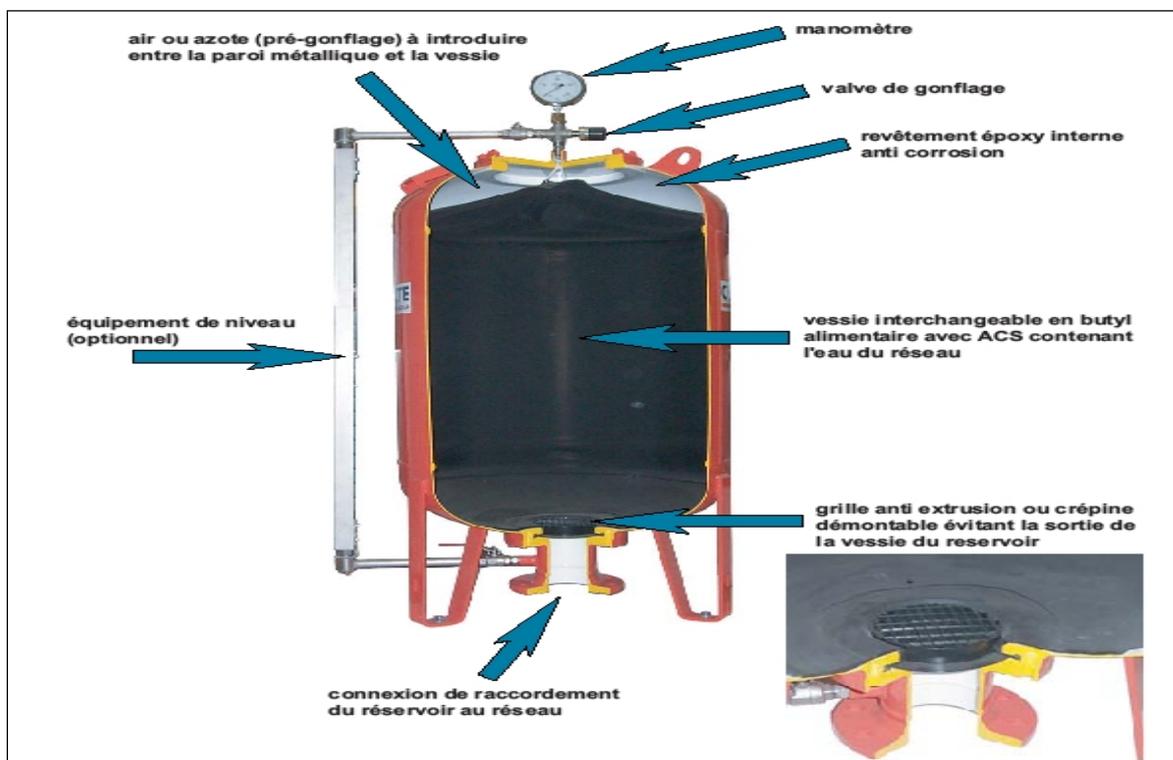


Figure VI.1 : Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE).

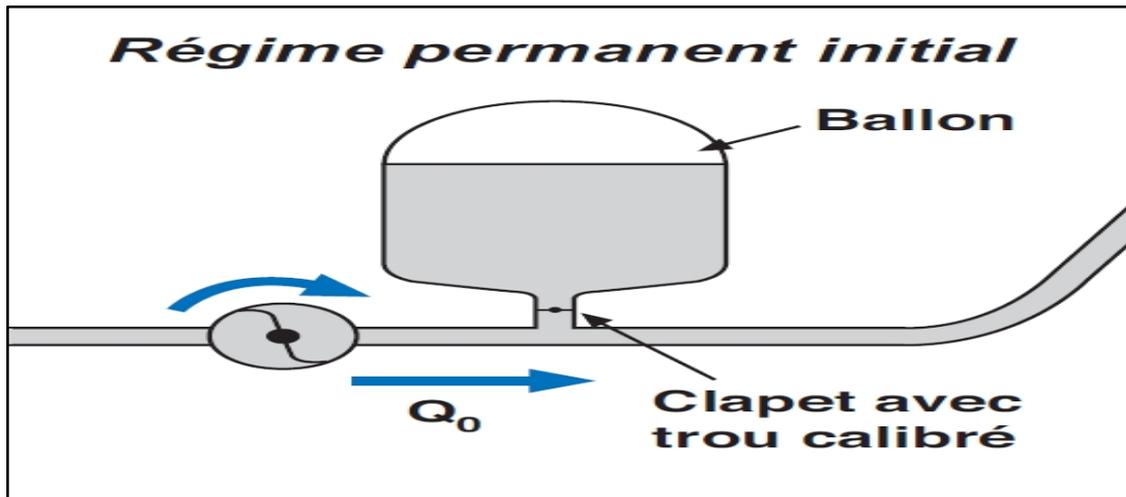


Figure VI.2 : sens d'écoulement en régime permanent.

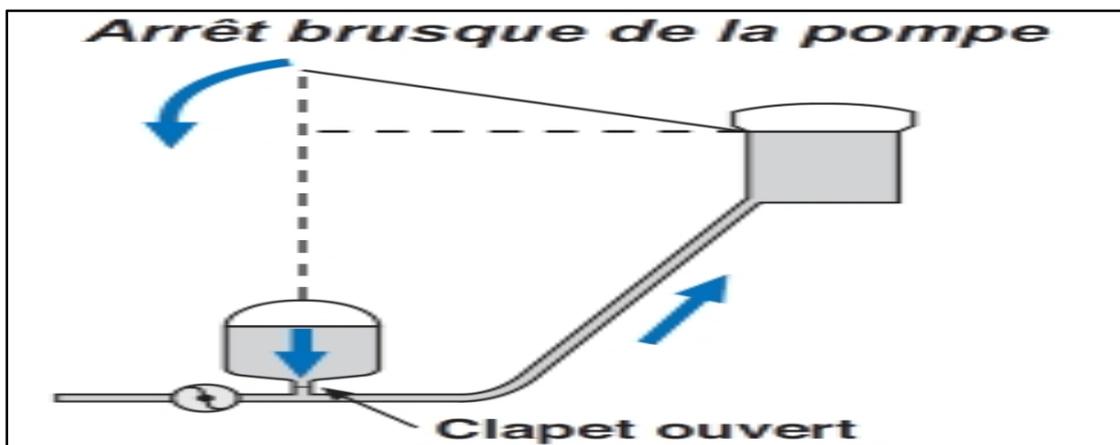


Figure VI.3 : sens d'écoulement avec arrêt Brusque de la pompe et clapet ouvert.

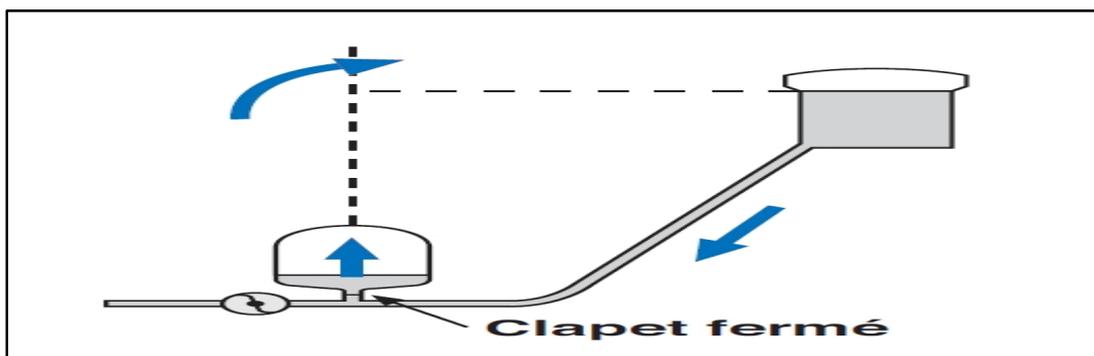


Figure VI.4 : sens d'écoulement quand le clapet est fermé.

**Remarque :**

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

**VI.2. Calcul des réservoirs d'air :**

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

Comme méthode de calcul, on distingue(2) :

**VI.2.1. 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(2).

**VI.2.2. 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(2).

**VI.3. Dimensionnement des réservoirs d'air :**

La célérité de l'onde élastique  $c$  est fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable,  $c$  correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~1400 m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue.

Elle est donnée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite(2).

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

$C$  : Célérité en [m/s]

$k$  : Coefficient de compressibilité de l'eau ;  $k = 2,07 \cdot 10^9$  pascal

$\rho$  : Masse volumique de l'eau ;  $\rho = 1000$  kg / m<sup>3</sup>

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m)

$a$  : Rayon intérieur de la conduite (m)

$\nu_m$  : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ;  $\nu_m = 0,3$  (fonte)

$\nu_s$  : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ;  $\nu_s = 0,33$

$E_m$  : Le module de Young du matériau de la conduite ;  $E_m = 1 \cdot 10^{11}$  Pascal

$E_s$  : Module de Yong du sol considéré  $E_s = 2 \cdot 10^8$  Pascal

1. La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VI.3})$$

$V_0$ : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10$$

3. La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

$$D'où : \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI})$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{VI.4})$$

$U_{\max}$  : volume du réservoir d'air.

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1** : Les caractéristiques du tronçon de l'adduction de refoulement.

Station	Type de matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/S)	L (m)	Hg (m)
SP	Fonte	150	0.018	0.55	2500	151.95

### VI.3.1. Calcul de la célérité d'onde C :

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2** : Calcul de célérité d'onde du tronçon de l'adduction de refoulement.

Station	K (Pa) (x 10 <sup>9</sup> )	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	$\nu_m$	$\nu_s$	$E_s$ (Pa) (x 10 <sup>8</sup> )	$E_m$ (Pa) (x 10 <sup>11</sup> )	$e_m$ (m)	C (m/s)
SP	2,07	1000	0.0704	0,3	0,33	2	1	0.0046	900.35

**VI.3.2. Calcul des capacités réservoirs d'air :****Tableau VI.3 :** Calcul de volume réservoir d'air de l'adduction de refoulement.

Station	Z <sub>0</sub> (m)	Z <sub>max</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	g (m/s <sup>2</sup> )	h <sub>0</sub> (m)	h <sub>0</sub> /Z <sub>0</sub> (x10 <sup>-5</sup> )	U <sub>0</sub> /L*S (x10 <sup>-3</sup> )	Z <sub>min</sub> /Z <sub>0</sub>	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
SP	161. 95	212.43	0.55	9,81	0.0154	9.5	3.9	0,78	0.176	0.23	<b>0.2 3</b>

**VI.4. Protection des conduites contre la corrosion :****Définition :**

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

**VI.4.1. Facteurs de la corrosion :**

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO<sub>2</sub> et H<sub>2</sub>S, pratiquement, si le PH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.
- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent Seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée.
- La vitesse de l'eau : L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.
- L'homme a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :
  - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai.
  - La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.

- Hétérogénéité du terrain : La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet Électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.
- Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode(2).

#### **VI.4.2. Corrosion externe :**

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau. Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des Canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte(2).

#### **VI.4.3. Corrosion interne :**

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses.

L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite.

La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée(2).

**VI.4.4. principaux types de protection contre la corrosion extérieure :**

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène



**Figure VI.5 :** Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.

**VI.4.5. Principaux types de protection contre la corrosion intérieure :**

- Revêtement intérieur au mortier de ciment.
- Revêtement intérieur en polyuréthane.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour le régime transitoire on prévoit l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP), le réservoir d'air d'une capacité **230 litres** d'air.

Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

## Chapitre VII :

---

# ORGANISATION DE CHANTIER

**Introduction :**

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les Meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en Eau potable (A.E.P) sont :

- ✓ Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- ✓ Excavation des tranchées.
- ✓ Pose des conduites.
- ✓ Epreuve de joint et de canalisation.
- ✓ Remblaiement des tranchées.

**VII.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :****a) Matérialisation :**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée(4).

**b) Nivellement :**

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point(4).

**VII.2.Excavation des tranchées :**

Cette opération se divise en deux étapes :

**VII.2.1.Enlèvement de la couche végétale :**

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

**VII.2.2.Excavation :**

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement.

---

La profondeur minimale de la tranchée a excavée doit atteindre 1 m pour les raisons Suivantes :

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

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

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

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

La profondeur de la tranchée « Htr»

La largeur de la tranchée « b »

### **VII.2.3. Aménagement du lit de pose des conduites :**

Avant la pose des conduites, on procédera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante Entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable , ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

### **VII.3. Pose des conduites :**

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des Conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend Lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer Correctement(4).

### **VII.4. Epreuve de joint et de la canalisation :**

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant Le remblaiement, on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage En eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle Sera soumise la

conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 Minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

### **VII.5. Remblaiement de la tranchée :**

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée doit être effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu).

### **VII.6. Calcul des volumes des travaux de réseau et l'adduction :**

#### **VII.6.1. Déblais d'excavation :**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que :

$$V_{exc} = S * L_{exc} = (b * h) * L_{exc}$$

$V_{exc}$  : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

$L$  : distance entre deux coupes consécutives.

$b$  : largeur de la tranchée;

$h$  : profondeur de la tranchée

#### **VII.6.1.1. La profondeur de la tranchée :**

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

Elle est donnée par la relation suivante :

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

$H_{tr}$ : profondeur de la tranchée (m).

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$h$  : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

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

#### **VII.6.1.2. Largeur de la tranchée :**

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

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

$b$  : largeur de la tranchée (m) et  $D$  : diamètre de la conduite (m).

**Tableau VII.1:** calcul du volume du lit de pose

D (mm)	L (m)	B(m)	H (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
150	11918.28	0.75	0.15	0.113	1346.77
200	481.72	0.80	0.15	0.120	57.81
Volume total					<b>1404.58</b>

**Tableau VII.2:** calcul du volume à excaver

D (mm)	L (m)	B(m)	H (m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
150	11918.28	0.75	1.30	0.975	11620.33
200	481.72	0.80	1.35	1.08	520.26
Volume total					<b>12140.59</b>

**VII.6.2.Remblais compacté :**

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit par le volume occupé par la Conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_{cond}$$

$V_r$  : volume du remblai

$V_{exc}$  : volume du déblai (volume excavé)

$V_{cond}$  : volume occupé par la conduite.

$V_s$  : volume du lit de sable.

**Tableau VII.3:** calcul du volume du remblai

D (mm)	L (m)	Scond (m <sup>2</sup> )	Vcond (m <sup>3</sup> )	Vs (m <sup>3</sup> )	Vexc (m <sup>3</sup> )	Vr (m <sup>3</sup> )
150	11918.28	0.018	214.53	1346.77	11620.33	10059.03
200	481.72	0.031	14.93	57.81	520.26	447.52
Volume total						<b>10506.55</b>

**VII.7.Devis total de projet :****Tableau VII.4. :** Frais des travaux

Travaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	prix unitaire(DA)	prix total (DA)
Déblai	<b>12140.59</b>	348	4224925.32
remblai	<b>10506.55</b>	400	4202620
lit de pose	<b>1404.58</b>	1000	1404580
Total			<b>9832125.32</b>

**Tableau VII.5. : Frais de pose des conduites**

D (mm)	Unité	Longueur(m)	Prix unitaire DA	montant DA
150	ML	11918.28	1409.44	16798100.56
200	ML	481.72	2140.90	1031314.35
Total				<b>17829414.91</b>

**Tableau VII.6. : Frais total**

Désignation	Montant DA
frais des travaux	<b>9832125.32</b>
frais des conduites	<b>17829414.91</b>
Total	<b>27661540.23</b>

**Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis d'organiser les travaux pour réaliser un Projet d'alimentation en eau potable sur chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

On distingue un volume des travaux total de l'ordre **24051.72 m<sup>3</sup>**, avec un devis de **27661540.23 DA**.

# Conclusion générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation du projet d'adduction d'eau potable de la commune de sidi Boutchent à partir du barrage de Derdeur, et que nous avons atteint les objectifs ciblés à savoir :

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population à l'horizon futur.
- La répartition de l'eau et son acheminement vers les localités Concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2040, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 3934 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 500 m<sup>3</sup>/j des eaux du barrage Derdeur.

selon les besoins en eau estimés et afin d'assurer la continuité de stockage ,nous projetons un réservoir circulaire de 200m<sup>3</sup>de capacité

L'adduction à une longueur totale de 12400 m avec des diamètres de 200 et de 150 mm

La grande différence d'altitude a exigé l'implantation d'une station de pompage équipées de trois pompes identiques multicellulaires à axe horizontal de type HMU40-2/6 C (Caprari) pour élever l'eau jusqu'au réservoir de 200 m<sup>3</sup>.

Vu la nature de notre région, nous avons opté pour la fonte comme matériau, pour l'ensemble de l'adduction.

Et afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons projeté un réservoir d'air de 230 litres.

Le long de l'adduction, on place 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 bas.

Ainsi la réalisation de notre projet exige un cout estimatif de l'adduction de 97272249.58 DA.

# Références bibliographiques

# BIBLIOGRAPHIE

[1] **A. DUPONT** : Hydraulique urbaine, Tome II, édition Eyrolles, Paris **1977**.

[2] **B.SALAH** : polycopie d'Alimentation en Eau Potable ENSH 1994. p .11, 27, 29,72, 78, 78, 140.

[3] **W.MOKRANE** : cours pompes et station de pompage 4eme année, ENSH 2011.

[4] **M. BEN LAOUAKLI**, cours organisation du chantier 4 eme année, ENSH **2011**

## **Catalogue**

[5] **CATALOGUE DE FONTE**. Édition 2010

[6] **CAPRARI** : catalogue (pompes multicellulaires à haute pression).

# Annexes

**Tableau II.12 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants**

<b>HEURES</b>	<b>NOMBRE D'HABITANTS</b>				
<b>(h)</b>	<b>Moins de 10000 01</b>	<b>10 001 à 50 000</b>	<b>50001 à 100000</b>	<b>Plus de 100000</b>	<b>Agglomération de type rurale</b>
0-1		1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

# ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ  
DES RÉSERVOIRS D'AIR

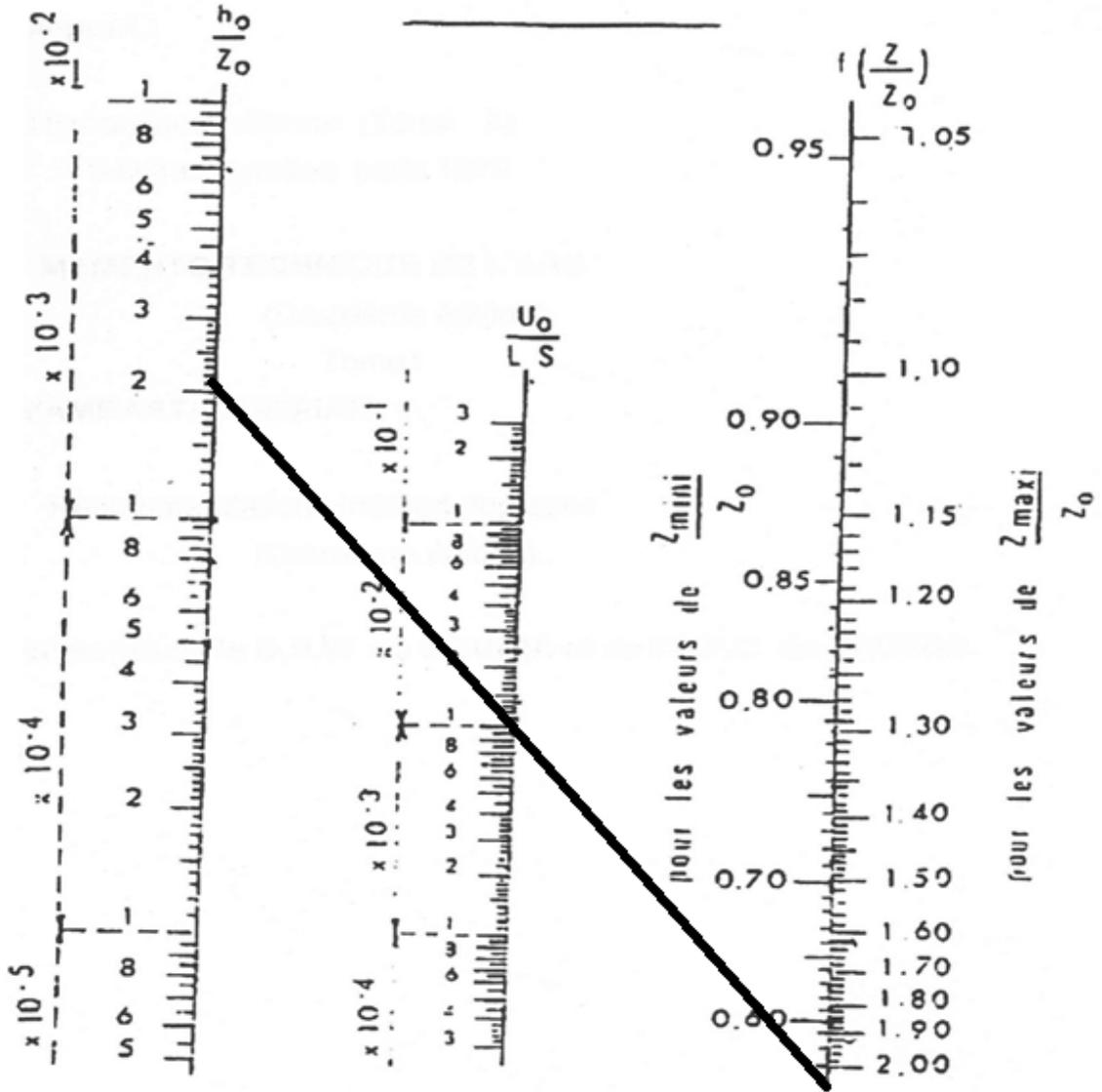


PLANCHE XXVII

Abaque de VIBERT.