

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Adduction des communes de Saf Saf, El ouesra et Bir El Ater  
a partir de la station de traitement du barrage Saf Saf  
(w.Tebessa) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0003-16

APA Citation (توثيق APA):

Gasmi, Mohamed (2016). Adduction des communes de Saf Saf, El ouesra et Bir El  
Ater a partir de la station de traitement du barrage Saf Saf (w.Tebessa)[Mem Ing,  
ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ALIMENTATION EN EAU  
POTABLE**

### **THEME DU PROJET :**

**ADDUCTION DES COMMUNES DE SAFSAF EL OUESRA ET  
BIR EL ATER A PARTIR DE LA STATION DE TRAITEMENT  
DU BARRAGE SAFSAF (W.TEBESSA)**

### **PRESENTE PAR :**

M<sup>r</sup> : GASMI Mohamed

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

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>me</sup> : H.MEDDI	M.C.A	Présidente
M <sup>r</sup> : Y.DERNOUNI	M.A.A	Examineur
M <sup>r</sup> : A.HACHEMI	M.A.A	Examineur
M <sup>r</sup> : Y.BOUNNAH	M.A.B	Examineur
M <sup>me</sup> : W.MOKRANE	M.A.A	Promotrice

Jun- 2016

# REMERCIEMENTS

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

Mes remerciements à mes très chers parents, mon frère et mes sœurs qui m'ont facilité les choses pour accomplir mes études.

- ✚ Je remercie fortement ma promotrice M<sup>me</sup> W.MOKRANE de m'avoir orienté par ses conseils dans le but de mener à bien ce travail.
- ✚ Je remercie également ceux qui m'ont aidé dans mon travail, spécialement Hichem, Yasmina et Lylia.
- ✚ Je tiens à remercier aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.
- ✚ Je remercie tout les gens qui m'ont soutenu de près ou de loin durant tout mon parcours d'étude.
- ✚ Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.

قاسمي محمد

# *Dédicace*

*À mes parents ...*

## ملخص

الهدف من هذا المشروع تزويد بلدية صفصاف الوسرة و بير العاتر المتواجدين بولاية تبسة بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من محطة معالجة المياه بسد صفصاف المتواجد بنفس الولاية، حيث تعرف المنطقة نقصا كبيرا في المياه الشروب. هذه الدراسة تطرقنا فيها إلى تحديد ابعاد الانابيب، حجم الخزانات، محطات الضخ و وضع وسائل لحماية أنابيب الدفع و ذلك من اجل ضمان الإمدادات الكافية من المياه الشروب وتحسين قدرات الإنتاج، التوزيع وإدارة الموارد المائية للبلديات المذكورة سابقا.

## Résumé

Le but de ce projet est d'alimenter en eau potable les communes de Safsaf El Ouesra et Bir El Ater situées dans la wilaya de Tébessa, à partir de la station de traitement du barrage Safsaf se situant dans la même wilaya, vu le déficit que subit la zone.

Dans cette étude, nous avons dimensionné les conduites d'adduction, le volume des réservoirs, les stations de pompage ainsi que des dispositifs de protection des conduites pour assurer un approvisionnement adéquat en eau potable et améliorer les capacités de production, de distribution et de gestion des ressources hydriques des communes en question.

## Abstract

The purpose of this project is to supply the municipalities of Safsaf El Ouesra and Bir El Ater situated in the wilaya of Tébessa with drinking water from the water treatment station of Safsaf dam situated in the same wilaya, considering the huge deficit that the region knows. This study consists in dimensioning the adduction system, the storage tanks, the pumping stations and the devices for protection of our conduits to ensure an adequate supply of drinking water, to improve production capacity, distribution and management of water resources of the municipalities in question.

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

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

INTRODUCTION.....	2
I.1.Localisation géographique.....	2
I.2.Structure administrative de la wilaya.....	3
I.3. Délimitation de la zone d'étude.....	4
I.4. Situation géologique .....	4
I.5. Relief et géomorphologie .....	5
I.6. Sismicité de la wilaya.....	5
I.7. Situation climatologique .....	6
I.7.1.Climat .....	6
I.7.2.Précipitation .....	6
I.7.3.La neige .....	6
I.7.4.Les températures .....	6
I.7.5.Vent .....	7
I.8.Hydrogéologie .....	7
I.9.situation Hydraulique actuelle.....	7
I.10. Le barrage de Safsaf .....	9
I.10.1.Situation de l'aménagement .....	9
I.10.2. Objectif de l'aménagement .....	9
I.10.3.Principales caractéristiques de l'aménagement .....	9
I.10.4.La qualité de l'eau du barrage .....	10
I.11.Présentation de la station de traitement .....	11
I.11.1. Le procédé de traitement .....	12
I.11.2. Qualité de l'eau après traitement .....	14
I.12 Situation démographique.....	14
Conclusion .....	14

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau

INTRODUCTION.....	15
II.1 Estimation démographique.....	15
II.2 Evolution des besoins en eau potable .....	17
II.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière .....	17
II.3.1 Choix de la dotation .....	17
II.3.2. Evaluation de la consommation moyenne journalière à l'horizon (2040) .....	18
a) Besoins en eau domestiques .....	18
b) Besoins en eau des équipements.....	19
II.3.3. Variation de la consommation journalière.....	20
a) Consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ ).....	20
b) Consommation minimale journalière ( $Q_{min j}$ ) .....	20
II.4. Bilan ressources -besoins .....	21
Conclusion .....	21

## Chapitre III : Etude d'adduction

INTRODUCTION.....	22
III.1 Types des adductions .....	22
III.1.1 Adduction gravitaire .....	22
III.1.2 Adduction par refoulement .....	22
III.1.3 Adduction mixte .....	22
III.2 Etude des variantes .....	23
III.2.1 Variantes I .....	23
III.2.2 Variantes II .....	25
III.3.Choix du matériau de la conduite.....	29
III.5.Calcul hydraulique (Méthode de calcul).....	30
III.5.1. Cas de refoulement (calcul du diamètre le plus économique) .....	30
III.5.2.Cas gravitaire .....	34
III.6. Dimensionnement du réseau d'Adduction.....	35
1. Dimensionnement du réseau d'adduction par refoulement .....	35
a. Station de pompage (SP) vers Réservoir tampon 1 (RT1) .....	35
b. Station de reprise (SR) vers Réservoir Tampon 3 (RT3).....	37
2. Dimensionnement du réseau d'adduction gravitaire .....	39
• Tronçon: (RT1-point de desserte 1).....	39
• Tronçon : Point 1-Réservoir Safsaf El Ouesra .....	40
• Tronçon : Point 1-Réservoir tampon 2 existant 3600.....	40

• Vérification du tronçon existant DN 500 fonte ductile PN25 (réservoir tampon 2 3600 m 3 – station de reprise).....	40
• Tronçon: (RT3-point de desserte P1).....	41
• Tronçon P1-P3.....	41
• Tronçon P3- réservoir parc.....	42
• Tronçon P3-réservoir nebka.....	42
• Tronçon: P1—P2.....	42
• Tronçon P2- réservoir El Moudjahidine.....	43
• Tronçon P2-château Matar.....	43
<b>Conclusion .....</b>	<b>44</b>

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

<b>Introduction .....</b>	<b>45</b>
<b>IV.1. Rôles des réservoirs .....</b>	<b>45</b>
<b>IV.2. Emplacement des réservoirs .....</b>	<b>45</b>
<b>IV.3. Prescriptions sanitaires .....</b>	<b>45</b>
<b>IV.4. Classification des réservoirs .....</b>	<b>46</b>
<b>IV.5. Capacité des réservoirs .....</b>	<b>47</b>
<b>IV.6. Dimensionnement des réservoirs .....</b>	<b>49</b>
<b>IV.6. 1. Réservoirs d'alimentation .....</b>	<b>49</b>
➤ Réservoir Safsaf El Ouesra .....	49
➤ Réservoir du Parc .....	49
➤ Réservoir Nebka .....	50
➤ Réservoir EL Moudjahidine .....	50
➤ Château d'eau El Matar .....	50
<b>IV.6.2. Réservoir tampon .....</b>	<b>50</b>
➤ Réservoir tampon 1 .....	50
➤ Réservoir tampon 2 .....	51
➤ Réservoir tampon 3 .....	51
<b>IV.6.3. Bâches de reprise pour différentes stations de pompage .....</b>	<b>52</b>
➤ Bâche de la station de pompage (SP) .....	52
➤ Bâche de la station de reprise (SR) .....	52
<b>IV-5-2. Forme des réservoirs de stockage .....</b>	<b>52</b>
<b>IV.5. Équipement des réservoirs .....</b>	<b>53</b>

<b>Conclusion .....</b>	<b>56</b>
-------------------------	-----------

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

<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>57</b>
<b>V.1. Rôle de la pompe.....</b>	<b>57</b>
<b>V.2. Choix de la pompe.....</b>	<b>57</b>
<b>V.3. Couplage des pompes .....</b>	<b>58</b>
<b>V.3.1. Couplage en parallèle .....</b>	<b>58</b>
<b>V.3.2. Couplage en série :.....</b>	<b>59</b>
<b>V.4.Choix du nombre de pompes .....</b>	<b>59</b>
<b>V.5.Courbe caractéristique de la conduite .....</b>	<b>59</b>
<b>V.6. Caractéristiques de la pompe.....</b>	<b>60</b>
<b>V.6.1 Vitesse spécifique.....</b>	<b>60</b>
<b>V.6.2. Point de fonctionnement des pompes.....</b>	<b>60</b>
<b>V.6.3.Type et mode de réglage.....</b>	<b>61</b>
<b>V.7.Étude de la cavitation.....</b>	<b>62</b>
<b>V.7.1. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible.....</b>	<b>63</b>
<b>V.7.2 Calage de la pompe.....</b>	<b>63</b>
<b>V.8. Application numérique.....</b>	<b>64</b>
<b>V.8.1. Choix des pompes de la station de pompage SP.....</b>	<b>64</b>
<b>V.8.2. Choix des pompes de la station de reprise SR .....</b>	<b>67</b>
<b>V.8.3. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage SP.....</b>	<b>71</b>
<b>V.8.5. Calcul des frais de pompage .....</b>	<b>72</b>
<b>Conclusion .....</b>	<b>72</b>

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

<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>73</b>
<b>VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier .....</b>	<b>73</b>
<b>VI.1.1. Définition .....</b>	<b>73</b>
<b>VI-1-2.Origines des coups de bélier .....</b>	<b>73</b>
<b>VI.1.3. Amplitude des coups de bélier .....</b>	<b>74</b>
<b>VI.1.4. Risques dus aux coups de bélier .....</b>	<b>74</b>
<b>a) Cas de la surpression .....</b>	<b>74</b>

b) Cas de dépression .....	74
c) Fatigue de la canalisation .....	75
VI-1-5. Risques pour un refoulement .....	75
VI.1.6. Les dispositifs de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier .....	75
VI .1.7. Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier .....	79
VI .1.8. Calcul des réservoirs d'air .....	79
VI.1.9. Installation du réservoir d'air .....	83
VI.2. Protection des conduites contre la corrosion .....	83
VI.2.1. Définition .....	83
VI.2.2. Les facteurs de la corrosion .....	83
VI.2.3. Corrosion externe .....	84
VI.2.4. Corrosion interne .....	85
VI-2-5. Protection des conduites contre la corrosion interne .....	86
VI-2-6. Protection des conduites contre la corrosion externe .....	86
Conclusion .....	87

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

INTRODUCTION .....	88
VII.1- Différents travaux à entreprendre .....	88
VII.1.1. Travaux concernant l'adduction .....	88
VII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage .....	89
VII.1.3. Travaux concernant les Réservoirs .....	89
VII.2. Calcul des volumes de travaux .....	90
VII.2.1. Calcul des volumes de travaux de l'adduction .....	90
VII.3.Choix des engins .....	93
VII.4. Accessoires .....	94
VII.5. Estimation des aménagements .....	97
VII.6.Planification des travaux de l'adduction .....	98
VII.6.1.Définitions des tâches et leurs durées.....	98
VII.6.2.Planification par la méthode du réseau à nœuds.....	99
Conclusion .....	100
CONCLUSION GENERALE .....	101

# LISTE DES TABLEAUX

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

<b>Tableau I.1 :</b> Les daïras et les communes. ....	3
<b>Tableau I.2 :</b> Distribution mensuelle des précipitations annuelles (1993 à 2008).....	6
<b>Tableau I.3 :</b> distribution des températures moyennes mensuelles à la station de Tébessa (1993–2008).....	7
<b>Tableau I.4 :</b> Adductions existantes dans l'aire d'étude.....	7
<b>Tableau I.5 :</b> caractéristiques des forages desservant la commune de Safsaf El Ouesra.....	7
<b>Tableau I.6 :</b> Caractéristiques des puits desservant les zones rurales de la commune de Saf Saf El Ouesra.....	8
<b>Tableau I.7 :</b> Caractéristiques des forages desservant la commune de Bir El Ater.....	8
<b>Tableau I.8 :</b> Paramètres organoleptiques, physico-chimiques .....	10
<b>Tableau I.9 :</b> Les résultats des analyses physico – chimiques .....	10
<b>Tableau I.10 :</b> Paramètres de Toxicité (Métaux lourds) .....	11
<b>Tableau I.11 :</b> Analyses bactériologiques .....	11
<b>Tableau I.12:</b> Population des communes de la zone d'étude à l'année de recensement.....	14

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau

<b>Tableau II.1:</b> Evolution de la population à différents horizons.....	16
<b>Tableau II.2:</b> Dotation Moyenne (l/j/hab.) .....	17
<b>Tableau II.3:</b> Répartition des dotations par commune.....	18
<b>Tableau II.4:</b> Répartition par commune des besoins moyens journaliers domestiques.....	18
<b>Tableau II.5:</b> coefficient de majoration des besoins en eau des autres usages.(PNE 2010)...	19
<b>Tableau II.6:</b> Répartition des différents besoins moyens journaliers à l'horizon d'étude.....	19
<b>Tableau II.7:</b> consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2040.....	20
<b>Tableau II.8:</b> le bilan ressources-besoins.....	21

### Chapitre III : Etude d'adduction

<b>Tableau III.1</b> : comparaison entre les deux variantes.....	28
<b>Tableau III.2</b> : Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ , pour différents types du tuyau.....	35
<b>Tableau III.3</b> : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT de la station de pompage ...	36
<b>Tableau III.4</b> : Calcul des frais d'exploitation de la station de pompage SP.....	36
<b>Tableau III.5</b> : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SP-RT1.....	36
<b>Tableau III.6</b> : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP-RT1.....	36
<b>Tableau III.7</b> : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT de la station de reprise.....	37
<b>Tableau III.8</b> : Calcul des frais d'exploitation de la station de reprise (SR).....	38
<b>Tableau III.9</b> : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SR-Réservoir Tampon3 (RT3).....	38
<b>Tableau III.10</b> : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SR-RT3.....	38
<b>Tableau III-11</b> : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon RT1-1.....	40
<b>Tableau III-12</b> : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon 1-Réservoir safsaf el ouesra.....	40
<b>Tableau III-13</b> : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon point1-Réservoir existant 3600.....	40
<b>Tableau III-14</b> : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire DN500 existante.....	40
<b>Tableau III-15</b> : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon RT3-P1.....	41
<b>Tableau III-16</b> : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon P1-P3.....	42
<b>Tableau III-17</b> : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon P3-Réservoir parc.....	42
<b>Tableau III-18</b> : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon P3-Réservoir nebka.....	42
<b>Tableau III-19</b> : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon P1-P2.....	43
<b>Tableau III-20</b> : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon P2-Réservoir El Moudjahidines.....	43
<b>Tableau III-21</b> : Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon P2-Château El Matar.....	43
<b>Tableau III.22</b> : Bilan du dimensionnement des conduites.....	44

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

<b>Tableau IV.1</b> : les pourcentages de répartition des débits alloués de la commune Bir El Ater.....	49
<b>Tableau IV.2</b> : Tableau donnant les dimensions des réservoirs de stockage.....	53

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

<b>Tableau V.1</b> : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	63
<b>Tableau V.2</b> : Donnés sur la station de pompage SP.....	65
<b>Tableau V.3</b> : Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP vers RT1).....	65
<b>Tableau V.4</b> : Caractéristiques de la station de pompage SP.....	66
<b>Tableau V.5</b> : Donnés sur la station de reprise SR.....	68
<b>Tableau V.6</b> : Caractéristiques de la conduite de refoulement (SR vers RT3).....	68
<b>Tableau V.7</b> : Caractéristiques de la station de reprise SR.....	69
<b>Tableau V.8</b> : Frais de pompage.....	72

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

<b>Tableau VI.1</b> : les avantages et les inconvénients des dispositifs de protection.....	78
<b>Tableau VI.2</b> : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	81
<b>Tableau VI.3</b> : Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.....	81
<b>Tableau VI.4</b> : Calcul du volume des réservoirs d'air.....	81

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

<b>Tableau VII.1</b> : Calcul du volume du déblai de l'adduction.....	91
<b>Tableau VII.2</b> : Calcul du volume du lit de sable.....	91
<b>Tableau VII.3</b> : Calcul du volume des conduites.....	92
<b>Tableau VII.4</b> : Devis des différents travaux de l'adduction.....	93
<b>Tableau VII.5</b> : Tableau récapitulatif de différentes fournitures.....	97
<b>Tableau VII.6</b> : temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	98
<b>Tableau VII.7</b> : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.....	99

# LISTE DES FIGURES

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

<b>Figure I.1</b> : Localisation géographique de la zone d'étude. (Source : Google Earth).....	2
<b>Figure I.2</b> : Découpage administratif de la Wilaya de Tébessa. (Source : ADE Tébessa).....	3
<b>Figure I.3</b> : Le procédé de traitement. (Source : ADE Tébessa).....	12

## Chapitre III : Etude d'adduction

<b>Figure III.1</b> : Schéma représentatif de la variante N° 1.....	23
<b>Figure III.2</b> : Schéma représentatif de la variante N° 2.....	26
<b>Figure III.3</b> : le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SP-RT1.....	37
<b>Figure III.4</b> : le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement SR-RT3.....	39

## Chapitre IV : Etude des réservoirs

<b>Figure IV.1</b> : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.....	48
<b>Figure IV-02</b> : Arrivée par sur-verse.....	54
<b>Figure IV-03</b> : Arrivée par sur verse .....	54
<b>Figure IV-04</b> : Arrivée par dessous .....	54
<b>Figure IV-05</b> : Arrivée par dessous .....	54
<b>Figure IV-06</b> : Conduite de départ.....	55
<b>Figure IV-07</b> : Conduite de vidange et de trop plein.....	55
<b>Figure IV-08</b> : Conduite by-pass.....	56

## Chapitre V : Etude du pompage

<b>Figure V.1</b> : Constitution d'une pompe centrifuge.....	57
<b>Figure V.2</b> : Graphe représentant le couplage de deux pompes en parallèle.....	58
<b>Figure V.3</b> : Graphe représentant le couplage de deux pompes différentes en série.....	59
<b>Figure V.4</b> : Graphe représentatif de la détermination du point de fonctionnement.....	60
<b>Figure V.5</b> : Point de fonctionnement de la SP vers RT1.....	65
<b>Figure V.6</b> : Dimensions de la pompe.....	66
<b>Figure V.7</b> : Point de fonctionnement de la SR vers RT3.....	69
<b>Figure V.8</b> : Dimensions de la pompe.....	70

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

<b>Figure VI.1:</b> Réservoir d'air.....	76
<b>Figure VI.2:</b> Schéma d'une cheminée d'équilibre.....	77
<b>Figure VI.3:</b> Soupape de décharge type LEZIER.....	77
<b>Figure VI.4:</b> Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE. (de 100 à 2000 litres).....	82
<b>Figure VI.5:</b> Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE. (de 3000 à 12000 litres).....	82
<b>Figure VI.6:</b> Schéma d'installation du réservoir d'air.....	83
<b>Figure VI.7:</b> Corrosion externe dans une conduite.....	85
<b>Figure VI.8:</b> Corrosion interne dans une conduite.....	86
<b>Figure VI.8 :</b> Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.....	87

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

<b>Figure VII.1 :</b> Réseaux à nœuds de l'adduction.....	99
---	----

## LISTE DES PLANCHES

**Planche n° 01** : Levé topographique de l'adduction (Station de pompage-Réservoir tampon 1) Safsaf W.TEBESSA.

**Planche n° 02** : Schéma vertical de l'adduction des communes de Safsaf El Ouesra et Bir El Ater (W.TEBESSA).

**Planche n° 03** : Profil en long (Station de pompage-Réservoir tampon1) Safsaf W.TEBESSA.

**Planche n° 04** : Plan de la station de pompage SP (W.TEBESSA).

**Planche n° 05** : Schéma des accessoires du réseau d'adduction.

## LISTE DES ABREVIATIONS

**DRE** : Direction des ressources en eau.

**ADE** : Algérienne des eaux.

**FAO** : Organisation des nations unies pour l'alimentation et l'agriculture

**PNE-2010** : Plan National de l'Eau 2010.

**RGPH-2008** : Recensement Général de la Population et de l'Habitat 2008.

**FD** : Fonte ductile

**PN** : Pression nominale

**SP** : Station de pompage

**SR** : Station de reprise

**RT** : Réservoir tampon

## **INTRODUCTION GENERALE**

La ressource en eau est un élément essentiel et vital pour toute population. Ce qui oblige tout Etat à prendre les dispositions nécessaires pour subvenir aux besoins de son peuple.

C'est dans ce cadre que fait l'objet de notre projet concernant les deux communes de Safsaf EL Ouesra et Bir El Ater de la wilaya de Tébessa connaissant un manque d'eau considérable, vu que les forages ne suffisent plus seuls à satisfaire la demande de leurs habitants. Remédier à ce problème revient à projeter un approvisionnement à partir de la station de traitement du barrage Safsaf de la wilaya de Tebessa.

On commencera notre étude par la collecte de données sur notre zone d'étude objet du premier chapitre, ensuite on va estimer les besoins en eau potable de la population de la région d'étude pour un horizon futur.

Nous allons aborder l'étude des variantes du tracé de notre adduction dans le troisième chapitre, qui va être suivi par un calcul des besoins en stockage en chapitre quatre.

Le cinquième chapitre va être consacré à l'étude du pompage par le choix adéquat des machines et leur installation. Dans le souci de protéger les conduites contre le phénomène transitoire et la corrosion nous allons prévoir les moyens nécessaires objet du chapitre six.

Dans le septième chapitre nous allons définir, organiser les différentes opérations à mener sur chantier avec une estimation du temps et du coup de réalisation de notre projet.

Enfin nous terminerons avec une conclusion générale

## INTRODUCTION

Dans ce présent chapitre nous allons faire la présentation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, sismique, climatologique et hydrique.

### I.1. Localisation géographique

La wilaya de Tébessa s'étend sur une superficie de 13 878 Km<sup>2</sup>.

La Wilaya de Tébessa est issue du découpage Administratif. Située à une altitude variant entre (800 m à 1000 m).

Elle est limitée :

- Au Nord par la wilaya de Souk-Ahras ;
- Au Nord Ouest par la wilaya de Oum-El Bouaghi et de Khenchela ;
- A l'Est par la Tunisie (sur 300 kms de frontières) ;
- Au Sud par la wilaya d'El-Oued.

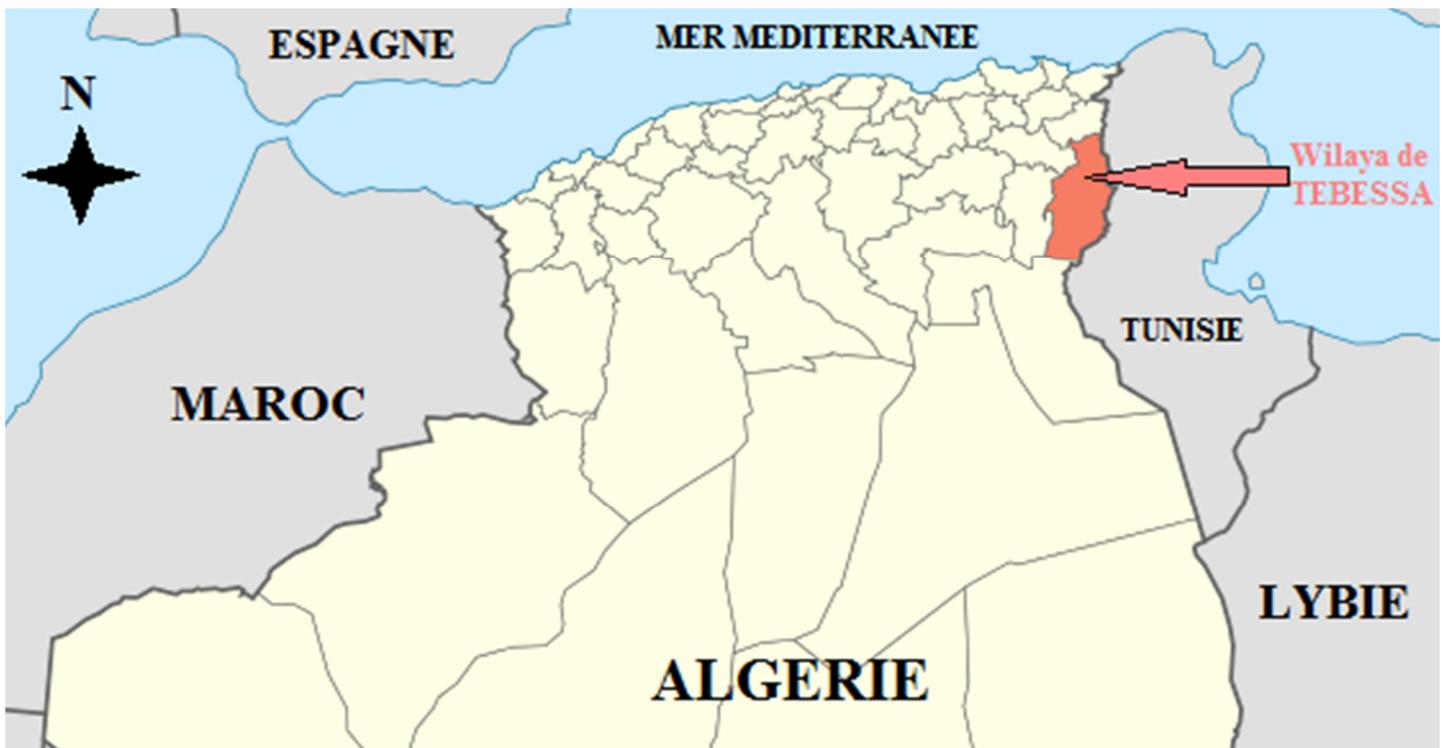
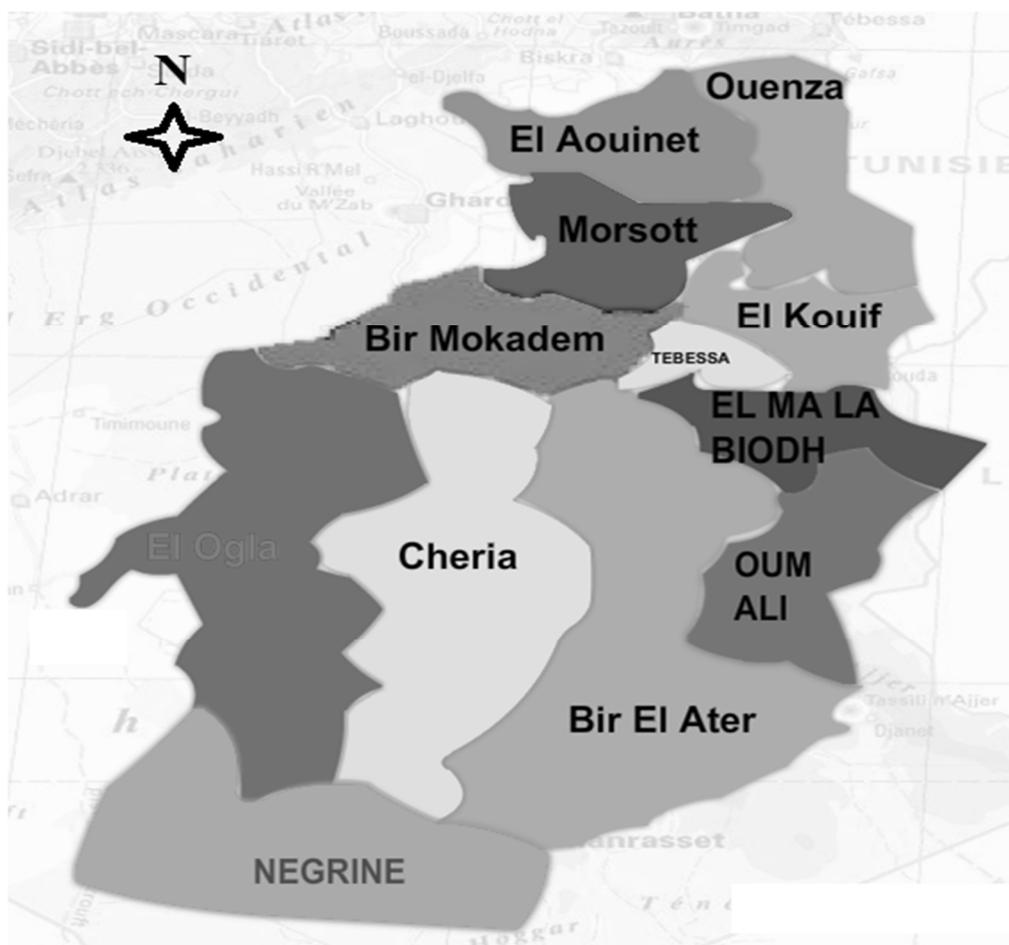


Figure I.1 : Localisation géographique de la zone d'étude.

## I.2. Structure administrative de la wilaya

La wilaya de Tébessa compte actuellement 28 communes regroupées en 12 Dairates réparties comme suit :



**Figure I.2 :** Découpage administratif de la Wilaya de Tébessa. (Source : ADE Tébessa)

**Tableau I.1:** Les daïras et les communes.

Daira	Communes
Tebessa	Tebessa
El Kouif	El-Kouif, Bekkaria, Boulhaf-Dyr
Morssott	Morsott , Bir-Dheb
El Malabiod	El Malabiod , Houidjbet
El Aouinet	El Aouinet, Boukhadra
Ouenza	Ouenza, Ain Zerga, El Meridj
Bir Mokadem	Bir Mokadem, Hammamet, Gourigueur
Bir EL Ater	Bir El Ater, El OGLA El Melha
El Ogla	El Ogla, El Mazraa, Bedjene, Stah Guentis
Oum Ali	Oum Ali , SafSaf El Ouesra
Negrine	Negrine, Ferkane
Cheria	Cheria , Thlidjene

(Source : ADE Tébessa)

### **I.3. Délimitation de la zone d'étude**

La zone d'étude est scindée en deux parties, elle compte les communes suivantes :

- Bir El Ater ;
- Saf Saf El Ouesra ;

#### **☛ Commune de Saf Saf El Ouesra**

Saf Saf El Ouesra est une commune de la wilaya de Tébessa faisant partie de la daïra d'Oum Ali. Elle située à l'extrême Sud-est de la wilaya de Tébessa. Ainsi, la région de Saf Saf El Ouesra appartient à la grande géographie des hauts plateaux Algériens et constitue la terminaison orientale.

Elle est délimitée comme suit :

- Au Nord par les monts de Tébessa ;
- Au Sud par les hautes plaines de Bir El Ater ;
- A l'Ouest par les monts des Nememcha (Dj. Darmoun, Foua) ;
- A l'Est par la frontière Algéro-Tunisienne.

#### **☛ Commune de Bir El Ater**

Bir El Ater est une commune de la wilaya de Tébessa faisant partie de la daïra de Bir El Ater. Elle est située dans le Sud-Est de la wilaya de Tébessa, sa superficie est de 2611,29 Km<sup>2</sup>. La commune de Bir El Ater, actuellement chef lieu de Daira est rattachée administrativement à la wilaya de Tébessa.

Elle est délimitée comme suit :

- Au Nord par la commune d'Ogla El Malha ;
- A l'Est par la commune de Saf Saf El Ouesra et la Tunisie ;
- A l'Ouest par la commune de Thlidjene ;
- Au Sud par la commune de Negrine et la Tunisie.

### **I.4. Situation géologique**

- La région d'étude est située à la limite de la frontière Algéro-Tunisienne. Elle appartient, dans sa majeure partie, à l'Atlas Saharien (plateau de Chéria et plaine d'El Ma El Abiod).

-Les reliefs y sont contrastés, constitués essentiellement par des calcaires allongés selon un axe SW-NE, et séparés par des dépressions (plaines cultivées de Tébessa, Chéria et d'El Ma El Abiod) de remplissage mio-quaternaire.

### **I.5. Relief et géomorphologie**

La région d'étude, couvre trois plaines, composée d'une topographie plus ou moins plate, sous forme de cuvettes juxtaposées et entourées les une aux autres par des massifs montagneux, l'altitude varie de 1712 m, qui est le sommet le plus haut de la région (Djebel Doukkane) à 900 m qui est l'altitude la plus basse, sur la plaine de Tébessa .

- Les monts septentrionaux : Le passage des hautes plaines de Mellegue aux monts de Tébessa se manifeste par le rétrécissement des plaines et par l'accentuation des unités géomorphologiques tel que le val perché de Dyr et celui de Bou Rbaia. La majorité des plis dans cette bordure septentrionale sont tranchés par des failles transversales NW-SE.
- Les monts méridionaux Au sud, le fossé d'Ain Chabro tranche les monts de Nememcha, interrompant les formes du relief qui possédaient, auparavant, une certaine symétrie. Le relief devient de plus en plus complexe à l'Est de Djebel Doukkane ; la barrière orientée E-W s'incline vers le Nord-Est où elle ferme la plaine de Tébessa. Cette barrière se présente en petits massifs tels que Djebel Anoual, Djebel Azmor, Djebel Bouroumane et celui de Djebissa.

### **I.6. Sismicité de la wilaya**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone O : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée.

La zone d'étude des communes Saf Saf El Ouesra et Bir El Ater de la wilaya Tébessa sont situées dans **la Zone sismique I** qui est de sismicité faible. (Voir annexe I)

## I.7. Situation climatologique

### I.7.1.Climat

L'aire d'étude se trouve dans la zone du climat méditerranéen semi aride. Celui-ci est caractérisé par un maximum pluvieux principal en automne et un autre, moins important, au printemps. L'été est une longue période sèche et chaude avec des orages parfois violents.

### I.7.2.Précipitation

Le tableau suivant, illustre les précipitations moyennes mensuelles pour trois stations sur 15 années d'observation

**Tableau I.2** : Distribution mensuelle des précipitations annuelles (1993 à 2008) :

Station	SE	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	TOT	MAX	min
Tébessa	46,5	29,17	33,21	24,71	30,43	18,28	39,04	27,26	38,68	24,73	14,51	33,07	<b>359,6</b>	46,50	14,5
El-Malab.	21,9	32,00	19,60	12,82	16,88	8,50	18,65	13,92	18,51	24,13	9,40	7,84	<b>204,2</b>	32,00	7,84
Chéria	33,9	34,20	25,90	18,80	24,40	20,50	31,60	17,50	34,20	30,90	10,90	22,90	<b>305,7</b>	34,20	10,9
Moyenne	34,1	31,79	26,24	18,78	23,90	15,76	29,76	19,56	30,46	26,59	11,60	21,27	<b>289,8</b>	34,10	11,6

(Source ADE Tébessa)

Les précipitations maximales sont marquées au mois de septembre avec une moyenne de 34.1 mm, alors que le mois le plus sec est juillet avec 11.60 mm, nous remarquons aussi une tendance dans la répartition des précipitations, à travers presque toute l'année sauf pour les mois d'aout et septembre, existe une variation considérable d'une station à une autre, ceci est dû au caractère violent et intense durant cette période de l'année qui est une caractéristique typique du climat méditerranéen.

### I.7.3.La neige

Les précipitations solides (neige), sur le versant Nord peuvent être importantes. Il n'existe malheureusement pas de relevés récents systématiques. D'après SELTZER la région se situe dans la zone d'enneigement moyen au sol de 5 à 10 jours par année

Ce phénomène a un rôle important, si on considère la superficie des crêtes qui bordent les différentes plaines, la fonte de la neige favorise au maximum l'infiltration des eaux au sous sol par rapport au ruissellement de surface, ce qui représente un apport considérable en matière de recharge des nappes souterraines.

### I.7.4.Les températures

Les températures moyennes mensuelles sur une période de 15 années (1993–2008) enregistrées à la station de Tébessa, représentés dans le tableau ci-dessous, font apparaître un hiver doux et un été chaud et des grands écarts entre les minimas et les maximas, surtout en été ce qui est une caractéristique typique du climat méditerranéen semi aride.

**Tableau I.3** : distribution des températures moyennes mensuelles à la station de Tébessa (1993–2008).

T°/Mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	Total	min	Max	Moy
Maximum	29,1	21,7	16,0	11,5	10,2	12,2	16,0	20,7	25,1	31,0	34,7	34,0	262,2	10,2	34,7	21,9
minimum	16,0	11,2	6,6	3,0	1,8	2,6	4,6	7,2	11,3	15,8	18,7	18,3	117,1	1,8	18,7	9,8
Moyenne	22,6	16,5	11,3	7,3	6,0	7,4	10,3	14,0	18,2	23,4	26,7	26,2	189,7	6,0	26,7	15,8
Ecart	13,1	10,5	9,4	8,5	8,4	9,6	11,4	13,5	13,8	15,2	16,0	15,7	145,1	12,1	13,1	10,5

(Source FAO)

### I.7.5.Vent

Le vent varie entre calme à modéré et sa vitesse varie 1.5 à 2.2 m/s

### I.8.Hydrogéologie

Il existe dans Tébessa quatre niveaux aquifères d'importance variable. Le plus important étant représenté par les calcaires Eocène. Les quatre niveaux aquifères sont :

- Les Calcaires du Maestrichtien,
- Les calcaires Eocènes,
- Les sables du Mio-pliocène,
- Les alluvions du Quaternaire.

### I.9.situation Hydraulique actuelle

Les communes de Safsaf El Ouesra et Bir El Ater sont alimentées principalement à partir des ressources souterraines (forages, sources et puits).

**Tableau I.4** : Adductions existantes dans l'aire d'étude

Communes	Forage	Puits
Saf Saf El Ouesra	1	5
Bir El Ater	10	0
<b>Total</b>	<b>11</b>	<b>5</b>

- **Commune de safsaf el ouesra**

**Tableau I.5** : caractéristiques des forages desservant la commune de Safsaf El Ouesra

Nom des forages Et puits	Nappe	Débit mobile (m <sup>3</sup> /j)	Débit mobile (l/s)	Débit exploité (l/s)	Niveau statique (m)	Profondeur (m)	Année de mise en service	Gestionnaire	Observation
N°2	Campano-Maestr	432	5	5	66,8	200	2010	APC	exploité

[Source : DRE W de Tébessa]

**Tableau I.6 :** Caractéristiques des puits desservant les zones rurales de la commune de Saf Saf El Ouesra.

Puits	Débits (l/s)	Fréquence (h/j)	Zone desservie	Gestionnaire	Observation
Ouesra	3	8	Faidja	APC	Alimentation directe
Khesfa	3	8	Khesfa	APC	Alimentation directe
El Mahrouget	2	8	mahrouget	APC	Alimentation directe
M'zara	2	8	M'zara	APC	Réservoir surélevé 100m <sup>3</sup>
Puits Fid El Bagar	2	8	Fid El Bagar	APC	Alimentation directe

[Source : APC de Saf Saf El Ouesra]

**Le débit total mobilisé de la commune de Safsaf El Ouesra est de 777.6 m<sup>3</sup>/j**

- **Commune de Bir El Ater**

**Tableau I.7 :** Caractéristiques des forages desservant la commune de Bir El Ater

Nom des forages	Nappe	Champ captant	Débit mobilisé (l/s)	Débit exploitation (l/s)	Niveau statique (m)	Niveau dynamique (m)	Profondeur (m)	Année de mise en service	Gestionnaire
DK1	Campano-Maestr	Doukkara	50	50	51,8	71,8	120	1988	ADE
DK2	Campano-Maestr	Doukkara	20	20	65,4	85,4	160	1997	ADE
DK3	Campano-Maestr	Doukkara	25	25	52,2	54,80	200	1993	ADE
DK4	Campano-Maestr	Doukkara	10	10	59,6	60	130	2007	ADE
DK5	Campano-Maestr	Doukkara	17	17	54,33	75.30	150	2007	ADE
U5	Campano-Maestr	Doukkara	30	25	76.38	-	200	2003	ADE
OB1 bis	Miopliocene	Oglet Ahmed	20	18	34,86	82,93	252	2002	ADE
SM1 bis	Miopliocene	Oglet Ahmed	20	14	16.8	-	250	2002	ADE
E17	Miopliocene	Oglet Ahmed	16	9	22.6	31	228	2003	ADE
OA5	Miopliocene	Oglet Ahmed	20	16	15	42	250.6	2011	ADE

[Source : ADE Unité de Tébessa et DRE W de Tébessa]

**Le débit total mobilisé de la commune de Bir El Ater est de 19699.2 m<sup>3</sup>/j**

## **I.10. Le barrage de Safsaf**

### **I.10.1.Situation de l'aménagement**

Le barrage de SAFSAF est situé dans la wilaya de Tébessa à une soixantaine de kilomètres au sud-est de la ville de Tébessa et à une trentaine de kilomètres au nord-ouest de la ville de Bir-El-Ater.

### **I.10.2. Objectif de l'aménagement**

L'aménagement a pour objectif de stocker l'eau des crues des Oueds SAFSAF et El Ouessra en vue d'améliorer la fourniture en eau potable de la ville de Bir –El – Ater et du village de SAFSAF – El Ouessra .

La fourniture annuelle moyenne est de 5.8 hm<sup>3</sup>, dont 5.8 hm<sup>3</sup> pour l'eau potable et 0.0 hm<sup>3</sup> pour l'irrigation.

### **I.10.3.Principales caractéristiques de l'aménagement**

- **Contexte géologique**

Le site de barrage est constitué par un resserrement de la vallée provoqué par la présence d'un anticlinal calcaire du haut crétacé. Entaillé par l'Oued SAFSAF. Les bancs présentent un pendage amont de 22° à 25° et une direction pratiquement parallèle à l'axe de la digue. Dans la cuvette, des bancs calcaires s'ennoient sous un remplissage de sables argileux et de conglomérats dont le pendage est de 5° à 6°.

- **Hydrologie**

- Surface du bassin versant : 1 348 km<sup>2</sup>.
- Apports moyens annuels : 8 hm<sup>3</sup>
- Volume annuel régularise : 5,8 hm<sup>3</sup>

- **La retenue**

- Cote des plus hautes eaux de projet : 914,50 m NGA
- Cote de retenue normale : 908,50 m NGA
- Côte eau morte < 898,10 NGA
- Volume à la cote de retenue normale : 18 hm<sup>3</sup>
- Volume total de la retenue : 19,54 hm<sup>3</sup>
- Volume mort : 4,70 Mm<sup>3</sup>

- **Tour de prise d'eau**

- Tour de prise circulaire de 38 m de hauteur sur fondation, sur le chenal de dérivation provisoire.
- Trois prises étagées à trois niveaux, prolongées par une conduite de 800 mm.

**I.10.4. La qualité de l'eau du barrage**

Des analyses ont été effectuées, sur les eaux provenant du barrage de SAFSAF (W.TEBESSA). Les résultats sont les suivants : **(Campagne du 19-03-2013)**

**Tableau I.8 : Paramètres organoleptiques, physico-chimiques** [Source : DRE de Tébessa]

Les paramètres	Unité	Eau de Barrage					
		Ech1	Ech2	Ech3	Ech4	Ech5	Moy
Coloration	U/Pt/°C)	56	52	34	240	320	140,4
Odeur et gout		sans	sans	sans	sans	sans	sans
Conductivité 20 °c	ms/cm	410	400	422	420	445	419,4
Salinité	mg/l	0,220	0,200	0,200	0,210	0,200	0,206
pH	-	7,8	7,55	7,85	7,53	7,80	7,7
Turbidité	NTU	20	18	18	22	24	20,4
Matières totales en suspension	mg/l	45	42	40	98	102	65,4
TDS (mg/l)	mg/l	190,4	184,2	188,3	185	188,5	187,3

**Tableau I.9 : Les résultats des analyses physico – chimiques** [Source : DRE de Tébessa]

Les paramètres	Unité	Eau de Barrage						Valeur de référence
		Ech1	Ech2	Ech3	Ech4	Ech5	Moy	
		Minéralisation globale						
Dureté calcique	mg/l	98	95	102	109	102	101,2	
Dureté totale	mg/l	137	132	139	132	136	135,2	<46
Sodium	mg/l	19	21	20	23	20	20,6	<150
Potassium	mg/l	9	8	6	8	9	8	<12
chlorures	mg/l	45	64	52	67	56	56,8	<200
les sulfates	mg/l	42	42	48	62	58	50,4	<250
Carbonate	mg/l	223	200	230	245	235	226,6	-
Paramètres indicateurs de pollution								
Les nitrates	mg/l	32,20	45,67	42,55	40,03	45	41,1	<50
les Nitrites	mg/l	0,07	0,02	0,02	0,07	0,09	0,045	<0,1
Taux d'O <sub>2</sub> dissous	(mg/l)	9,4	7,1	8,5	7,2	7,5	7,9	
Demande biochimique en oxygene(DBO <sub>5</sub> )	mg/l	9,82	8,23	20,32	28,56	32,52	19,9	<6
Demande chimique en oxygène(DCO)	mg/l	16,32	14,28	40,23	42,12	45,68	31,8	<10
Azote kjjedahl (AzoteNO <sub>2</sub> .NO <sub>3</sub> exclus)	mg/l	0,52	0,48	0,85	0,97	0,90	0,74	<1
Amonium	mg/NH <sub>4</sub>	0,01	0,01	0,02	0,02	0,01	0,01	<0,5
phenoles	mg/l	0,00	0,01	0,01	0,01	0,00	0,0006	0,002
Phosphates	mg/l	0,7	0,59	0,65	0,72	0,70	0,67	

**Tableau I.10 : Paramètres de Toxicité (Métaux lourds) [Source : DRE de Tébessa]**

Les paramètres	Unité	Ech1	Ech2	Ech3	Ech4	Ech5	Moy	REF
Fer dissous	mg/l	0,02	0,03	0,02	0,06	0,06	0,04	<0,20
Manganèse	mg/l	0,01	0,01	0,01	0,02	0,01	0,012	<0,05
Fluorures	mg/l	0,06	0,05	0,05	0,05	0,06	0,054	<1,5
cadmium	mg/l	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,012	<0,05
Cuivre	mg/l	0,01	0,02	0,01	0,01	0,01	0,012	<5
Arsenic	mg/l	0,00	0,00	0,01	0,01	0,00	0,004	<0,01
Zinc	mg/l	0,03	0,31	0,036	0,03	0,03	0,031	<1
Cyanures	mg/l	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,004	<0,07
Plomb	mg/l	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	<0,01

**Tableau I.11 : Analyses bactériologiques [Source : DRE de Tébessa]**

Analyses Effectuées	Ech1	Ech2	Ech3	Ech4	Ech5
Gemeaerobie Mésophile à 22° ml	78	100	90	85	60
Gemeaerobie Mésophile à 37° ml	2. 10 <sup>2</sup>	210	3. 10 <sup>3</sup>	2.10 <sup>2</sup>	2.10 <sup>3</sup>
Coliforme Fécaux / 100ml	09	13	12	30	25
Coliforme Totaux / 100ml	90	80	70	70	80
Streptocoques Fécaux/250ml	10	07	10	30	10
Chlostridium S/R à 46°C/ml	02	absence	02	absence	absence
Chlostridium S/R à 46°C/20ml	absence	02	02	absence	absence
Salmonelles	absence	absence	absence	absence	absence
Pseudomonas	absence	absence	absence	absence	absence

Les résultats des analyses physico chimiques se rapportant sur l'eau du Barrage Safsaf El OUESRA montre que :

- Les caractéristiques chimiques sont proches de l'eau potable « minéralisation acceptable »
- Les métaux lourds sont presque négligeables » microbiologique.
- L'eau est chargée en matières en suspensions.
- Présence de la pollution organique

Donc, nous pouvons conclure que l'eau du Barrage de Saf saf nécessite un traitement approprié tant sur les paramètres physiques que bactériologiques, avant son utilisation comme eau potable.

### **I.11.Présentation de la station de traitement**

La station de traitement est capable, dans tous les cas de traiter la totalité du débit d'eaux brutes, soit un débit d'eaux traitées de 15890 m<sup>3</sup>/j, réparti sur deux files en parallèle (soit 7945 m<sup>3</sup>/j par file, quelle que soit la qualité des eaux de surface, si le taux de transports solides des eaux brutes ne dépasse pas 40 g/l avec deux étages de décantation et avec un étage de décantation s'il ne dépasse pas 2 g/l.

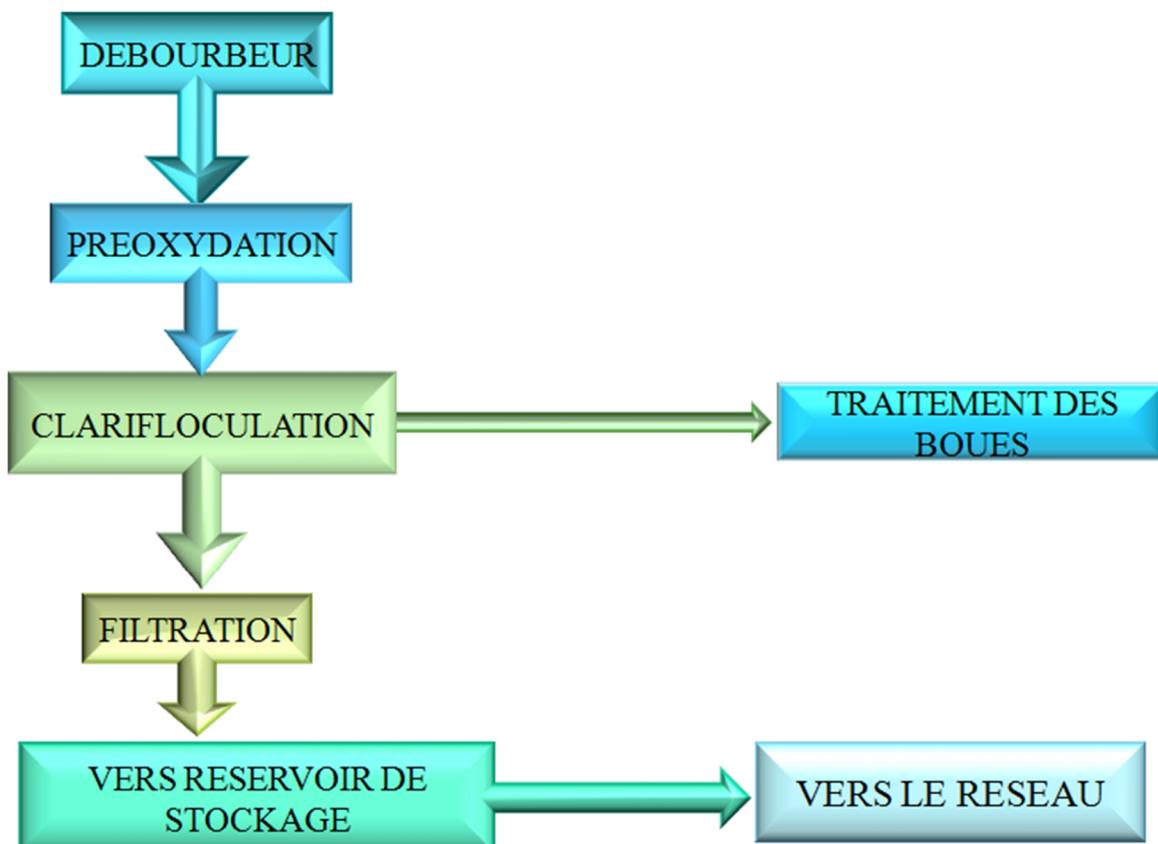
Un volume de 4% de l'eau traitée est consacrée au lavage des filtre donc la production journalière de la station est de **15254.5 m<sup>3</sup>/j**

La filière de la solution de base se présente ainsi :

- . Ouvrages communs aux deux lignes de traitement :
  - Ouvrage de réglage de débit d'eau brute admis à la station,
  - d'entrée et de by-pass du débourbeur,
  - Débourbeur ou décantation primaire,
  - Ouvrage de répartition.
- . Pour chacune des deux lignes de traitement :
  - Chambre de mélange rapide avec injection de réactifs de coagulation et bassin de floculation,
  - Filtres,
  - Réservoir d'eau traitée avec stérilisation.

### I.11.1. Le procédé de traitement

Le schéma de traitement adopté est le suivant :



**Figure I.3 :** Le procédé de traitement. (Source : ADE Tébessa)

- **Débourbage** : c'est l'élimination des grosses particules sous forme libre ou sous forme de boues.
- **Pré-oxydation** : La pré-oxydation est la désinfection primaire de l'eau, en plus d'une oxydation des matières organiques présentes éventuellement dans l'eau.

La pré-oxydation a pour objectifs :

- L'élimination de la couleur, des odeurs et du goût.
- L'élimination du fer et du manganèse.
- L'oxydation des matières.
- **Clarifloculation** : c'est une décantation couplée au phénomène de floculation - coagulation.

#### a) Coagulation-Floculation

La coagulation et la floculation sont des traitements qui visent à optimiser l'élimination des particules en suspension par les procédés de décantation et de filtration. ces traitements se déroulent en deux étapes principales :

- La déstabilisation des particules (coagulation).
- La collision des particules déstabilisées pour former des agrégats volumineux (floculation).

#### b) Décantation

La décantation est une opération unitaire par laquelle une suspension chargée en particules insolubles est séparées en 2 parties :

- un liquide clarifié (peu chargé en MES);
- des boues.

- **Filtration** : Le but de la filtration est de séparer les particules d'une suspension par passage à travers un milieu poreux susceptible de les retenir.

Le procédé utilisé c'est la filtration sur sable, cette filtration sera assurée à travers des filtres ouverts ou fermés munis d'installations de lavage de filtres.

- La filtration sera monocouche, et sur sable homogène, dont la granulométrie sera choisie dans l'intervalle : 0,5 - 1,5 mm.
- Le coefficient d'uniformité du sable ne doit pas dépasser la valeur de 1,6.
- La couche de sable aura une épaisseur comprise entre 0,8 et 1,2m.

➤ **Désinfection :**

La désinfection est l'étape ultime du traitement de l'eau de consommation avant distribution. Elle permet d'éliminer tous les germes pathogènes présents dans l'eau.

### I.11.2. Qualité de l'eau après traitement

La qualité de l'eau traitée doit respecter les normes suivantes :

- Turbidité : Elle devra présenter une turbidité inférieure à 1 NTU.
- Couleur : Elle ne devra pas excéder 15 UCV (ou 15 unités de platine en référence à l'échelle Platine Cobalt).
- Goût et odeurs : Elle ne doit pas présenter de goût ni d'odeur.
- PH : Le pH doit être à l'équilibre calco-carbonique.

### I.12 Situation démographique

Selon le dernier recensement de la population de la wilaya de Tébessa (RGPH2008), la population et ses taux d'accroissement sont représentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau I.12:** Population des communes de la zone d'étude à l'année de recensement 2008.

<b>Agglomérations</b>	<b>Type</b>	<b>Population RGPH 2008</b>
Saf Saf el Ouesra	A.C.L	1 374
Zone éparse	ZE	4 700
<b>Sous Total</b>		<b>6 074</b>
Bir el Ater	A.C.L	70 749
Oglat Echham	A.S	110
Zone éparse	ZE	6 868
<b>Sous Total</b>		<b>77 727</b>
<b>Total Général</b>		<b>83 801</b>

(Source : DRE Tébessa)

**ACL :** Agglomération Chef-lieu.

**AS :** Agglomération Secondaire.

**ZE :** Zone Eparse.

### Conclusion

Ce chapitre nous a permis de connaître la situation globale de la zone d'étude et les ressources existantes, et cela nous servira de base pour le calcul des besoins en eau des communes que nous allons approvisionner.

## INTRODUCTION

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs et en particulier de l'évolution de la population ainsi que sa vocation. Ce chapitre fait l'objet de l'évaluation de ces besoins pour un horizon d'étude futur '2040'.

### II.1 Estimation démographique

L'objectif de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable de la population à l'horizon 2040.

Connaissant le nombre d'habitants en 2008 et le taux d'accroissement prévu, la population à l'an 2040 pourra être estimée grâce à la relation suivante :

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

**P<sub>n</sub>** : Population à l'horizon de calcul.

**P<sub>0</sub>**: Population actuelle.

**τ**: Taux d'accroissement démographique.

**n** : Le nombre d'année séparant l'année de référence à l'année de l'horizon de calcul.

Les taux d'accroissements et les résultats de calcul de l'évolution de la population à différents horizons sont donnés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau II.1:** Evolution de la population à différents horizons.

Agglomération	Type	Popula RGPH 2008	Taux d'accr	Populati on Projetée 2016	Taux d'accr	Populati on Projetée 2020	Taux d'accr	Populati on Projetée 2025	Taux d'accr	Populati on Projetée 2030	Taux d'accr	Populati on Projetée 2035	Taux d'accr	Populati on Projetée 2040
Saf Saf el Ouesra	A.C. L	1 374	2,65%	1 694	2,57%	1 875	2,50%	2 121	2,00%	2 342	2,00%	2 586	2,00%	2 855
Zone éparsé	-	4 700	1,20%	5 171	1,12%	5 407	1,00%	5 682	1,00%	5 972	1,00%	6 277	1,00%	6 597
Sous Total		6 074	-	6 865	-	7 282	-	7 804	-	8 314	-	8 863	-	9 452
Bir el Ater	A.C. L	70 749	2.2%	84202	1.95%	90 957	1,80%	99 443	1,60%	107 657	1,50%	115 977	1,50%	124 940
Oglat Echham	A.S	110	1,8%	127	1.54%	135	1,99%	149	2,06%	165	1,98%	182	2,01%	201
Zone éparsé	-	6 868	1,37%	7 655	1,25%	8 046	1,00%	8 456	1,00%	8 887	1,00%	9 341	1,00%	9 817
Sous Total		77 727	-	91984	-	99 138	-	108 048	-	116 709	-	125 500	-	134 958
<b>Total Général</b>		<b>83801</b>	-	<b>98849</b>	-	<b>106 420</b>	-	<b>115 852</b>	-	<b>125 023</b>	-	<b>134 363</b>	-	<b>144410</b>

(Source : La DRE de Tébessa selon PNE 2010).

Donc à l'horizon **2040**, le nombre d'habitants des communes concernées par le projet sera de **144410 habitants**.

## II.2 Evolution des besoins en eau potable

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

- **Besoins domestique** : C'est la consommation en eau de la population branchée au réseau ou non branchée, mais qui profite des bornes fontaines pour s'alimenter en eau. À cela s'ajoute la consommation des petites industries (cafés, stations d'essence...).
- **Besoins industriels** : Elle correspond aux besoins en eau des établissements industriels implantés dans la ville.
- **Besoins touristiques** : La consommation touristique correspond à la consommation de toutes les infrastructures touristiques, telles que les hôtels classés, les complexes touristiques, les villages de vacances et les campings.
- **Besoins administratifs**: C'est la consommation des bureaux, écoles, souks,...
- **Besoins d'incendie** : On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

## II.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière

### II.3.1 Choix de la dotation

La dotation est la quantité d'eau moyenne consommée par un habitant par jour. Cette dotation est en fonction de la situation économique, la disponibilité des ressources, l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération. Ces facteurs accusent une variation saisonnière, une variation qui est traduite par un minimum en hiver et un maximum en été résultant d'une consommation élevée dans les temps chaud, et humide.

D'après le plan national de l'eau (PNE-2010), les besoins en eau seront estimés selon le tableau ci-dessous :

**Tableau II.2:** Dotation Moyenne (l/j/hab.)

Type de population / Horizon	2010	2016	2020	2025	2030	2035	2040
<b>Métropoles à statut particulier de délégation</b>	100	105	110	115	120	125	130
<b>métropoles</b>	90	95	100	110	120	125	130
<b>Urbain supérieur</b>	85	85	90	100	110	120	130
<b>Urbaine</b>	80	85	90	100	110	120	130
<b>Semi urbain</b>	80	80	85	90	100	110	120
<b>Semi rural</b>	75	80	85	90	100	110	120
<b>Rural aggloméré</b>	70	75	80	85	90	95	100
<b>Eparse</b>	60	60	60	60	60	60	60

(Source : PNE 2010)

Pour notre présente étude nous adoptons les dotations suivantes qui sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.3:** Répartition des dotations par commune.

Agglomérations	Type	Population 2040 (hab)	Dotation (l/j/hab)
Saf Saf el Ouesra	A.C.L	2 855	<b>130</b>
Zone éparsé	-	6 597	<b>100</b>
Bir el Ater	A.C.L	124 940	<b>130</b>
Oglat Echham	A.S	201	<b>130</b>
Zone éparsé	-	9817	<b>100</b>

### II.3.2. Evaluation de la consommation moyenne journalière à l'horizon (2040)

#### a) Besoins en eau domestiques

Le débit moyen journalier domestique de la zone concernée par l'étude, est égal à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{1}{1000} \times \text{Dot} \times N \dots\dots\dots(\text{II.2})$$

Avec : **Q<sub>moy,j</sub>**: Débit moyen journalier domestique (m<sup>3</sup>/j).

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

**N** : nombre d'habitants.

Les résultats de calcul de l'évaluation des besoins moyens journaliers domestique à l'horizon 2040 sont donnés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau II.4:** Répartition par commune des besoins moyens journaliers domestiques.

Commune	Dispersion	Population 2040 (hab)	Dotation (l/j/hab)	Besoins en eau domestique (m <sup>3</sup> /j)
<b>Safsaf El Ouesra</b>	ACL	2 855	130	371.15
	Zone éparsé	6 597	100	659,7
	<b>Total de commune</b>	9 452	-	<b>1030,85</b>
<b>Bir El Ater</b>	ACL	124 940	130	16242,2
	AS	201	130	26.13
	Zone éparsé	9817	100	981,7
	<b>Total de commune</b>	134 958	-	<b>17250,03</b>
<b>Total</b>		<b>144410</b>	-	<b>18280,88</b>

### b) Besoins en eau des équipements

D'après le plan national de l'eau (PNE), les besoins en eau des équipements représentent une majoration des besoins domestiques et ils sont liés à la typologie de l'agglomération.

Les coefficients de majoration sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau II.5:** coefficient de majoration des besoins en eau des autres usages.(PNE 2010)

Commune	Dispersion	Taux de majoration des Autres usages			
		Taux Administration (%)	Taux commerce (%)	Taux artisanat et petite Industrie (%)	Taux total (%)
Safsaf El Ouesra	ACL	10	10	5	25
	Zone éparse	0	0	0	0
Bir El Ater	ACL	20	10	10	40
	AS	5	5	5	15
	Zone éparse	0	0	0	0

En appliquant les taux de majorations des autres usages aux dotations unitaires domestiques.

Les résultats finaux de l'évaluation des besoins moyens journaliers (domestiques et des équipements) pour l'horizon 2040 sont donnés pour chaque commune dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.6:** Répartition des différents besoins moyens journaliers à l'horizon d'étude.

Commune	Dispersion	Besoin en eau domestique (m <sup>3</sup> /j)	Besoins autres usages		Perte et gaspillage		Qtot (m <sup>3</sup> /j) 2040
			(%)	Qautre usage (m <sup>3</sup> /j)	(%)	Qpert (m <sup>3</sup> /j)	
Safsaf El Ouesra	ACL	371,15	25	92.79	10	46.39	510.33
	Zone eparse	659,7	0	0	10	65.97	725.67
	<b>Total de commune</b>	<b>1030,85</b>	-	<b>92.79</b>	-	<b>112.36</b>	<b>1236.00</b>
Bir El Ater	ACL	16242,2	40	6496.88	10	2273.91	25012.99
	AS	26.13	15	3.92	10	3.00	33.05
	Zone éparse	981.7	0	0	10	98.18	1079.87
	<b>Total de commune</b>	<b>17250.03</b>	-	<b>6500.80</b>	-	<b>2375.08</b>	<b>26125.91</b>
<b>Total</b>		<b>18280.88</b>	-	<b>6593.59</b>	-	<b>2487.45</b>	<b>27361.91</b>

Donc à l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers de l'ensemble des communes concernées sont estimés à **27361.91 m<sup>3</sup>/j** soit **Qmoy,j=316.69 l/s**

**II.3.3. Variation de la consommation journalière**

**a) Consommation maximale journalière (Q<sub>max,j</sub>)**

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il est calculé à partir du coefficient d'irrégularité maximum journalier qui est le rapport entre la consommation maximale et la consommation moyenne dans la journée, il nous indique de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation.

On note : 
$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \dots\dots\dots (II.3)$$

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

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

Avec : **K<sub>max,j</sub>**=(1,1-1,3).

On prend **K<sub>max,j</sub>** =1,3

D'où : **Q<sub>max,j</sub>**=1.3× **Q<sub>moy,j</sub>**

**b) Consommation minimale journalière (Q<sub>min,j</sub>)**

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année, il est calculé à partir du coefficient d'irrégularité minimum journalier qui est le rapport entre la consommation minimale et la consommation moyenne dans la journée, il nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation.

On note : 
$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \dots\dots\dots (II.4)$$

Avec : **Q<sub>min,j</sub>**: Consommation minimale journalière (**m<sup>3</sup>j**).

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

Avec : **K<sub>min,j</sub>**=(0.7-0.9).

On prend **K<sub>min,j</sub>** =0.8.

D'où : **Q<sub>min,j</sub>**=0.8× **Q<sub>moy,j</sub>**

Les variations de consommations maximales et minimales sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau II.7:** consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2040.

Commune	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	K <sub>max,j</sub>	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)	K <sub>min,j</sub>	Q <sub>min,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Safsaf El Ouesra	1236,00	1,3	1606,80	0,8	988,80
Bir El Ater	26125,91	1,3	33963,69	0,8	20900,73
<b>Total</b>	<b>27361,91</b>	-	<b>35570,49</b>	-	<b>21889,53</b>

Donc à l'horizon 2040, le débit maximum journalier est égale à **35570.49 m<sup>3</sup>/j** soit :

**Q<sub>max,j</sub>**=411.70 l/s

## II.4. Bilan ressources -besoins

Afin de satisfaire les besoins en eau des communes à l'horizon d'étude (2040), il faut comparer les besoins en eau et la production existante.

Le bilan ressources-besoins est représenté dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.8:**le bilan ressources-besoins.

Commune	Besoins en eau à l'an 2040 (m3/j)	Production en eau existante (m3/j)	Déficit en 2040		Débit alloué par le barrage Safsaf	
			(m3/j)	(l/s)	(m3/j)	(l/s)
Safsaf El Ouesra	1606.80	777.6	829.2	9.6	864	10
Bir El Ater	33963.69	19699.2	14264.49	165.1	14439.5	167.12
<b>Total</b>	<b>35570.49</b>	<b>20476.8</b>	<b>15093.69</b>	<b>174.7</b>	<b>15254.5</b>	<b>177.12</b>

## Conclusion

L'estimation des besoins en eau a montré qu'il y a un déficit en eau dans la zone d'étude (**15093.69 m3/j**), donc on a évalué la quantité d'eau à mobiliser à partir de la station de traitement du barrage Safsaf pour satisfaire les besoins en eau futurs jusqu'à l'horizon (2040), cette dernière nous permettra de dimensionner les ouvrages hydrauliques nécessaires ainsi que de dimensionner le réseau d'adduction.

## INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est de faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit en eau des communes de Safsaf El Ouesra et Bir El Ater.

### III.1 Types des adductions

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

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

#### III.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.

L'adduction gravitaire s'effectue soit par Aqueduc ou par conduite forcée.

Avec les Aqueducs, il est fait appel à l'écoulement libre de l'eau, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudié pour pouvoir transiter le débit voulu.

Avec les conduites forcées, il est fait appel à l'écoulement sous pression. Or, pour l'écoulement d'un même débit les pertes de charge seront plus importantes dans une conduite forcée que dans un Aqueduc.

#### III.1.2 Adduction par refoulement

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

#### III.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 réservoir tampon. Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (refoulement et gravitaire).

### III.2 Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite et le plus direct entre la source et le réservoir ainsi que le choix de l'emplacement adéquat des stations de pompage.

#### III.2.1 Variantes I

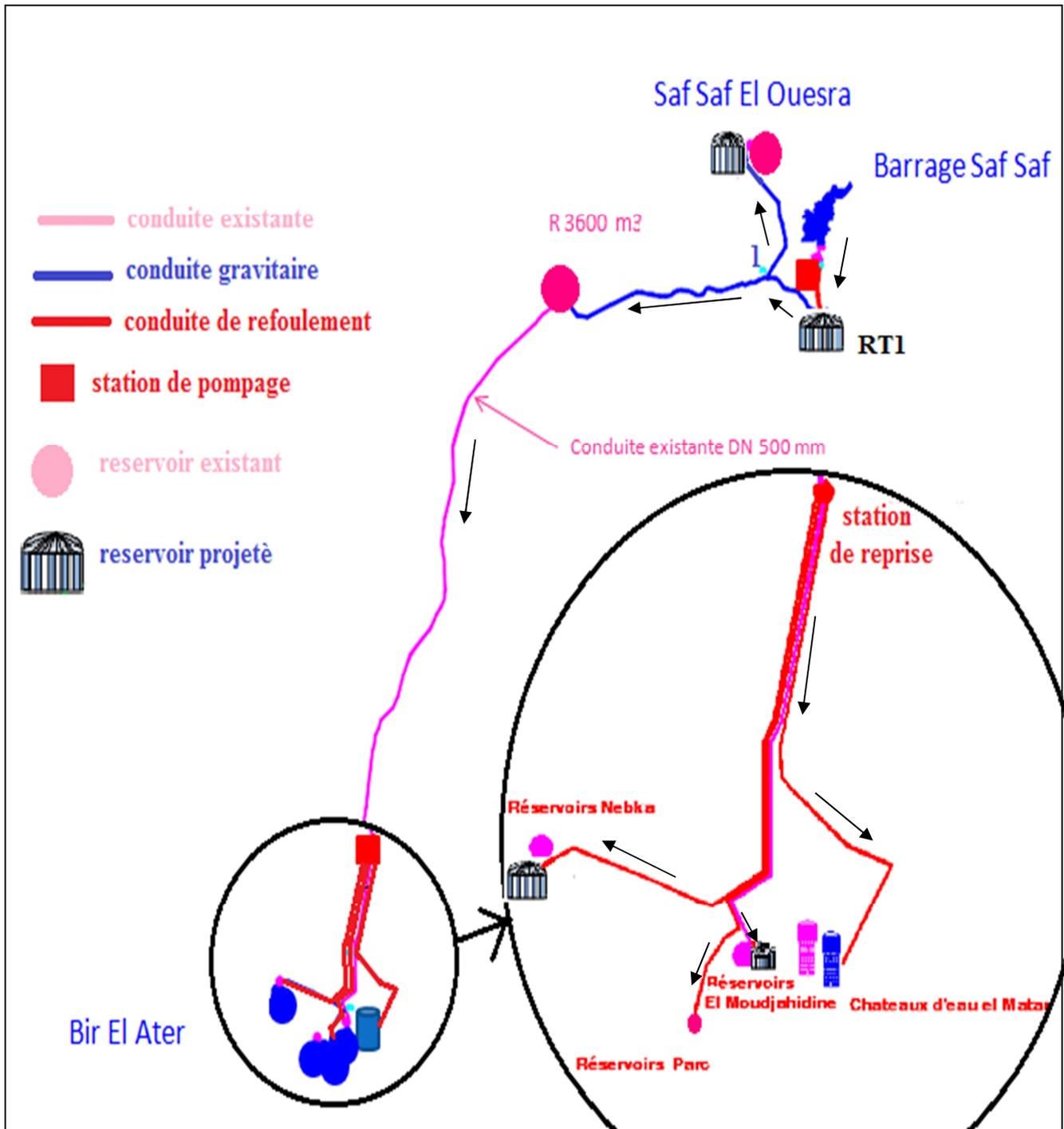


Figure III.1 : Schéma représentatif de la variante N° 1.

- **Tronçon principal station de pompage SP – réservoir tampon 1**

A partir de la station de traitement les eaux traitées seront refoulés par la station de pompage projetée à la côte radier 889,73 m NGA vers le réservoir tampon1 de 1500 m<sup>3</sup> projeté à la côte radier 1030.92 m NGA, cette conduite de refoulement est d'une longueur de 1533.16 ml.

- **Ce réservoir tampon desservira l'aire de l'étude comme suit**

Le tronçon gravitaire d'une longueur de 1527.9 ml, démarre du réservoir tampon 1 jusqu'au point 1 de côte terrain naturel 963,41 m NGA (cote projet 962.21 m NGA), point de desserte des agglomérations de Saf Saf El Ouesra et Bir El Ater. Le cheminement de cette adduction principale gravitaire est constitué de deux tronçons :

- 1) **Tronçon point de desserte 1-réservoir Saf Saf El Ouesra**

Ce tronçon d'adduction gravitaire d'une longueur de 4018.39 m dessert l'agglomération de Saf saf el Ouesra en alimentant le réservoir Projeté à proximité du réservoir existant 200 m<sup>3</sup>, de capacité 500 m<sup>3</sup> calé à la côte radier 947.69 m NGA,

- 2) **Tronçon principal point de desserte 1-Réservoir tampon 2 existant 3600 m<sup>3</sup>**

Ce tronçon gravitaire d'une longueur de 7 398.21 m commence du point de desserte 1 au réservoir tampon 2 existant 3600 m<sup>3</sup>, il suit la piste existante jusqu'au réservoir existant sur une cote radier de 1006.70 m NGA.

- **Tronçon Réservoirs tampon 2 existant 3600 m<sup>3</sup> – Station de reprise SR**

Ce tronçon gravitaire d'une longueur de 17 296.2 m commence a partir du réservoir existant 3600 m<sup>3</sup> calés à la côte radier 1006.7 m NGA pour atteindre la station de reprise projetée à la côte terrain naturel 873.55 m NGA. Cette station aura pour but d'accélérer l'écoulement de l'eau pour pouvoir utilisé la conduite existante DN 500 mm en fonte ductile PN 25 et alimenter les différents réservoirs et châteaux d'eau existants et projetés au niveau de l'agglomération de Bir El Ater.

- **Tronçon station de reprise SR- Refoulement individuel distinct vers quatre (04) sites (Château d'eau El Matar - Réservoir Nebka – Réservoir Parc – Réservoir El Moudjahidine)**

La projection de la station de reprise sur la conduite existante DN 500 mm FD PN 25 est calée à la côte terrain naturel 873.55 m NGA.

L'adduction se fait par refoulement individuel vers les réservoirs de l'agglomération de Bir El Ater comme suit :

- **Tronçon Station de reprise SR – Châteaux d'eau existant et projeté El Matar**

Ce tronçon est d'une longueur de 5 363 m prend naissance à partir de la station de reprise jusqu'aux Châteaux d'eau projeté de El Matar de capacités 3000 m<sup>3</sup>.

- **Tronçon Station de reprise SR – Réservoir NEBKA**

Ce tronçon d'une longueur de 6 654 m démarre de la station de reprise jusqu'au réservoir projeté de NEBKA de capacités 3000 m<sup>3</sup> calés à la côte TN 940 m NGA

- **Tronçon Station de reprise SR – Réservoir El Moudjahidine**

Ce tronçon d'une longueur de 5 892 m démarre de la station de reprise pour alimenter le réservoir 2500 m<sup>3</sup> projeté El Moudjahidine calé à la côte terrain Naturel 933 m NGA

- **Tronçon Station de reprise SR – Réservoirs El Parc**

Les réservoirs existants du Parc de capacité 1500 +2500 m<sup>3</sup> calés à la côte terrain Naturel 909,29 m NGA sont desservis par la conduite existante DN 500 mm Fonte ductile qui devient DN 400 mm par la suite à partir de la station de reprise sur une distance de 4 990 m.

### **III.2.2 Variantes II**

**Cette variante est la même que la précédente jusqu'à la station de reprise SR, ensuite elle continue comme suit :**

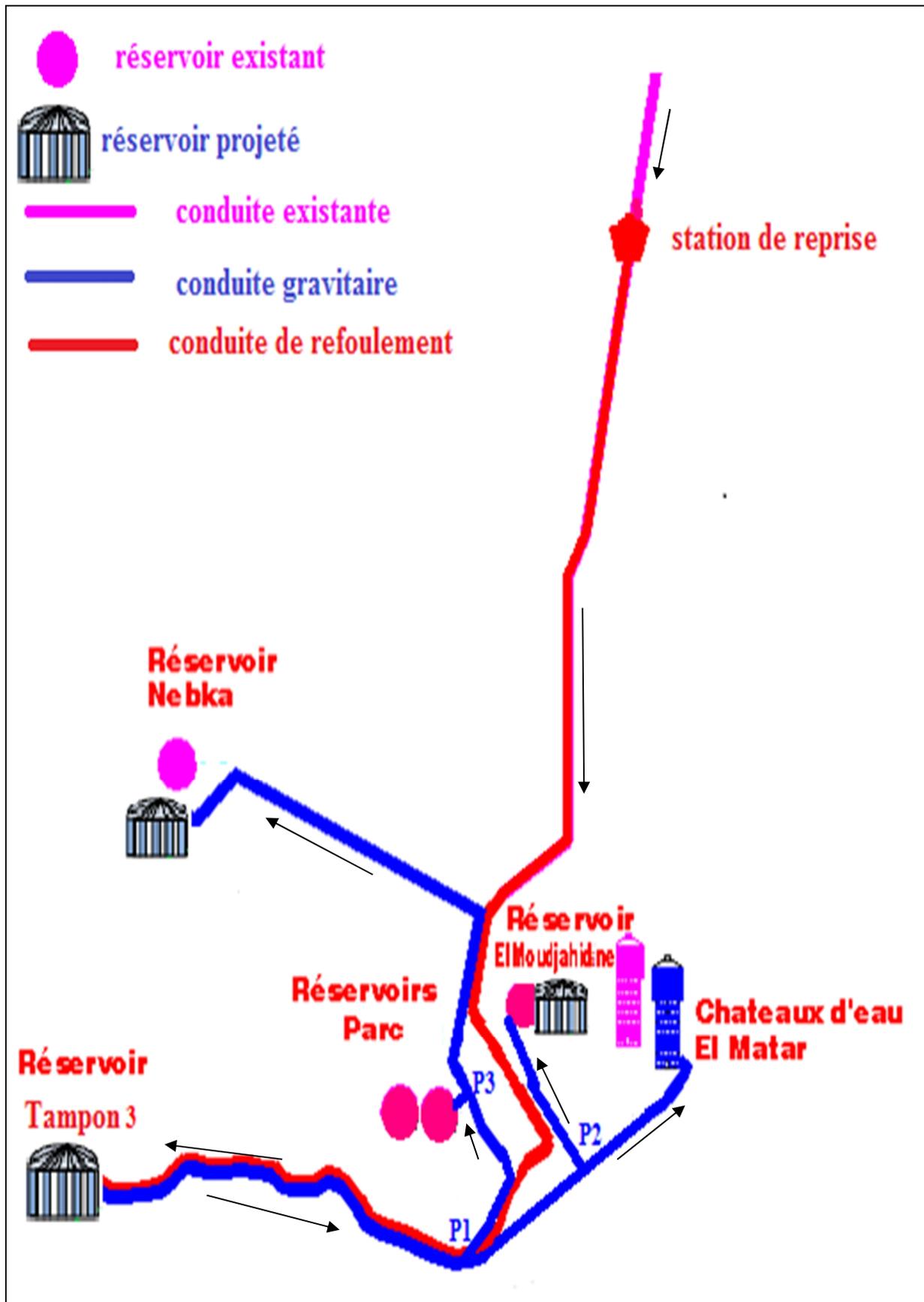


Figure III.2 : Schéma représentatif de la variante N° 2.

- **Tronçon Station de reprise SR – Réservoir tampon 3 (2500 m3)**

Elle consiste à projeter une station de reprise sur la conduite existante DN 500 mm en Fonte ductile PN 25, calée à la cote terrain naturel 873,55 m NGA.

Le refoulement se fait sur une longueur de 8319.91 m vers le réservoir tampon 3 de capacité 2500 m<sup>3</sup> calé à la cote terrain naturel 1030.55 m NGA.

A partir de ce réservoir tampon des conduites d'adductions gravitaires prennent naissance pour desservir les différents réservoirs de l'agglomération de Bir El Ater.

- **Tronçon Réservoir Tampon3 2500 m3 – Point de desserte P3/Point de desserte P2**

Une conduite principale d'adduction gravitaire d'une longueur de 3071.43m prend naissance à partir du réservoir Tampon 3 projeté de capacité 2500 m<sup>3</sup> en longeant une piste jusqu'à atteindre le point de desserte P1 de cote terrain 907.19m NGA à partir de ce point on a 2 conduites : la première suit une route jusqu'à atteindre le point de desserte P2 à la cote terrain 938.04 m NGA avec une longueur de 583.71m et la deuxième suit une route jusqu'à atteindre le point de desserte P3 à la cote terrain 916.98 m NGA avec une longueur de 787.76m

- **Tronçon Point de desserte P2 – Château d'eau El Matar**

A partir du point de desserte P2 calé à la cote terrain naturel 938.04, m NGA une conduite d'adduction gravitaire de 1414.6m de longueur prend naissance tout en longeant la route qui mène vers les châteaux d'eau existant et projeté de capacité respective 500 m<sup>3</sup> et 3000 m<sup>3</sup> (le château d'eau projeté sera calé à la cote radier 957,50 m)

- **Tronçon Point de desserte P2 – Réservoir El Moudjahidine**

A partir du point de desserte P2 calé à la cote terrain naturel 938.04 m NGA une conduite d'adduction gravitaire d'une longueur de 147.53m, prend naissance tout en longeant une piste qui mène vers le réservoir El Moudjahidine de capacité 2500m<sup>3</sup> et de cote terrain 940.71m NGA

- **Tronçon Point de desserte P3 – Réservoir Parc**

A partir du point de desserte P3 calé à la cote terrain naturel 916.98 m NGA une conduite d'adduction gravitaire de longueur 689.26m, prend naissance pour atteindre le réservoir Parc de capacité (2500 +1500) m<sup>3</sup> de cote terrain de 963.04m NGA.

- **Tronçon Point de desserte P3 – Réservoir Nebka**

A partir du point de desserte P3 calé à la cote terrain naturel 916.98 m NGA une conduite d'adduction gravitaire de 2175.64m de longueur, prend naissance en longeant une piste pour atteindre le réservoir Nebka de capacité 3000 m<sup>3</sup> d'une cote terrain de 972.2m NGA

Le tableau suivant fait l'objet d'une comparaison entre les deux variantes concernant la partie différente du tracé.

**Tableau III.1** : comparaison entre les deux variantes

<b>Désignation de la variante</b>	<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
Variante I	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Système d'adduction, vers chaque réservoir, indépendant.</li> <li>- Absence d'un troisième réservoir tampon</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cette variante développe un linéaire de 18409 ml, le plus long, il représente environ 1,26 fois le linéaire de la variante II.</li> <li>-la longueur de l'adduction gravitaire est très faible par rapport au refoulement</li> <li>-Station de reprise très grande et grande consommation d'énergie</li> </ul>
Variante II	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Refoulement, à partir de la SR vers un réservoir tampon tête de distribution.</li> <li>- Adduction gravitaire pour l'alimentation des différents réservoirs et château d'eau de Bir El Ater.</li> <li>-Aspect technique simple.</li> <li>- Fiabilité de l'exploitation et sécurité de l'alimentation en eau potable.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-ajout d'un réservoir tampon</li> </ul>

D'après cette comparaison on voit que la **Variante II** présente moins de contraintes par rapport à la **Variante I**, donc on tient à la choisir dans notre étude.

### III.3.Choix du matériau de la conduite

Le choix du matériau des conduites dépend de plusieurs critères techniques et économiques :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
- Adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et de mise en service.
- Du prix de la fourniture et du transport.
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue : les conduites en fonte ductile, les conduites en acier et les conduites en PEHD.

- **La Fonte**

C'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.

- **L'Acier**

C'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 une perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

- **Le polyéthylène à haute densité (PEHD)**

Les canalisations en polyéthylène haute densité (PEHD) présentent de multiples avantages, dont notamment :

- résistance à toutes agressions chimiques ou électriques,
- canalisations robustes, rapides et faciles à poser,
- conduites auto butées grâce aux joints électro soudables (par manchons ou soudures bout à bout).

Pour déterminer le meilleur matériau pour notre étude on va faire une petite comparaison entre la fonte ductile et le PEHD.

- ✓ Les prix des conduites en fonte sont moins chers que les conduites en PEHD pour les grands diamètres et notamment presque le même prix pour les petits diamètres mais le prix de pose pour les conduites en fonte est inclus.
- ✓ Le PEHD résiste à une pression de 20 bars là où la fonte résiste à une pression bien plus grande (dépassé 32 bars) pour les grands diamètres.
- ✓ La fonte ductile est disponible avec des grands diamètres sur le marché local.
- ✓ Pour notre cas, on a un sous-sol qui est majoritairement constitué de formations calcaires et marne le long du tracé donc la fonte constitue un meilleur matériau.

Pour ces raisons on va utiliser **la fonte ductile** dans notre projet pour les avantages qu'elle présente (les prix des conduites en fonte ductile d'après l'entreprise **KOUG.C** sont représentés en Annexe II).

### III.5.Calcul hydraulique (Méthode de calcul)

#### III.5.1. Cas de refoulement (calcul du diamètre le plus économique) [1] [2]

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées de BRESS et de BONNIN pour les petits projets:

- ✓ Formule de BRESSE :

$$D_{ec} = 1.5\sqrt{Q}.....(III.1)$$

- ✓ Formule de BONNIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q}.....(III.2)$$

Avec : **D<sub>ec</sub>** : Diamètre économique de la conduite (m).

**Q** : Débit véhiculé (m<sup>3</sup>/s).

Pour les moyens et grands projets une étude technico économique de calcul du diamètre s'impose.

#### a) Calcul des pertes de charge

##### ➤ Calcul des pertes de charge linéaires

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

- Diamètre D de la conduite en (m).
- Débit Q en (m<sup>3</sup>/s).
- La rugosité absolue ε exprimée en (mm).
- La longueur du tronçon L en (m).

Les pertes de charge linéaires sont données par la formule universelle de Darcy-Weisbach :

$$H_{lin} = L \times j = \lambda \times \frac{L \times v^2}{D \times 2g} \dots\dots\dots(III.3)$$

- Avec : **L** : longueur de la conduite de refoulement en (m).
- V** : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- $\Delta H_{lin}$  : Pertes de charge linéaires en (m).
- j** : gradient hydraulique en (m/m).
- D** : diamètre de la conduite de refoulement en (m)
- $\lambda$  : coefficient de frottement.

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

✓ Formule de NIKURADZE :

$$\lambda = ( 1,14 - 0,86 \times \text{Ln} \frac{\epsilon}{D} )^{-2} \dots\dots\dots(III.4)$$

- Avec : **λ**: Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement.
- ε** : Rugosité de la tuyauterie (pris égal à 1 mm voir annexe III)
- D**: Diamètre de la tuyauterie en mètre (m).

✓ Formule COLEBROOK :

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \times \text{Log} \left( \frac{\epsilon}{37 \times D} + \frac{252}{\text{Re} \times \lambda} \right) \dots\dots\dots(III.5)$$

- Avec : **λ**: Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement.
- ε** : Rugosité de la tuyauterie.
- D**: Diamètre de la tuyauterie en mètre (m).
- Re**: Nombre de Reynolds.

On vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule de Nombre de Reynolds qui s'exprime comme suit :

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec : **v** : Viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s) **v=1,03×10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s** à une température de 20°C.

**V**: Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s).

**D**: Diamètre de la conduite en mètre (m).

➤ **Calcul des pertes de charge singulières**

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets, Té,.....etc.). Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires :

$$H_{sing} = 0,10 \times H_{lin} \dots\dots\dots(III.7)$$

➤ **Calcul des pertes de charge Totale :**

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

$$\Delta H_t = H_{lin} + H_{sing} = 0,10 \times H_{sing} + H_{lin} \quad \Delta H_t = 1,10 \times H_{lin} \dots\dots\dots(III.8)$$

Avec : **ΔH<sub>t</sub>**: Perte de charge totale en (m).

**ΔH<sub>sing</sub>**: Perte de charge singulière en (m).

**ΔH<sub>lin</sub>** : Perte de charge linéaire en (m).

**b) Calcul de la hauteur manométrique totale**

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \quad HMT = H_g + \Delta H_t \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec : **H<sub>g</sub>** : différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m).

**ΔH<sub>a</sub>** : pertes de charge à l'aspiration (m).

**ΔH<sub>r</sub>**: pertes de charge au refoulement (m).

**ΔH<sub>t</sub>** : la perte de charge totale (m).

**c) Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation en (DA) sont définis par la formule suivante:

$$F_{ex} = E \times e \dots\dots\dots(III.10)$$

Avec :

**F<sub>ex</sub>** : Frais d'exploitation (DA).

**E**: énergie consommée par la pompe en (Kwh).

**e**: prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ (e=4,2DA).

➤ **Energie consommée par la pompe**

L'énergie consommée par la station de pompage est donnée par la formule suivante :

$$E = P \times T \times 365 \dots \dots \dots (III.11)$$

Avec :

**E**: Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (kwh).

**P**: Puissance absorbée (Kw).

**T**: Temps de pompage en (heure), dans notre cas T =20h.

➤ **Puissance de la pompe**

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P_{abs} = \frac{\rho \times g \times HMT \times Q}{\eta} \dots \dots \dots (III.12)$$

Avec :

**P<sub>abs</sub>**: Puissance absorbée par la pompe (kw).

**g**: Accélération de la pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>).

**Q**: Débit à refoulé (m<sup>3</sup>/s).

**HMT** : Hauteur manométrique totale (m).

**ρ** : la masse volumique de l'eau (1000 kg/m<sup>3</sup>).

**η** : Rendement du pompage.

**d) Frais d'investissement amorti**

Les frais d'investissement amorti en (DA) sont donnés par la formule suivante:

$$F_{inves\ amor} = P_{rc} \times A \dots \dots \dots (III.13)$$

Avec :

**P<sub>rc</sub>** : le prix de la conduite en (DA).

**A** : amortissement annuel en (%), il est donné par la formule suivante :

$$A = \left( \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \right) \times 100 \dots \dots \dots (III.14)$$

Avec :

**i** : le taux d'anuité annuel, (en Algérie i = 8 %).

**n** : nombre d'années d'amortissement, n = 25 ans.

Donc, l'amortissement annuel sera égal :

$$A = \left( \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{25} - 1} + 0,08 \right) \times 100 = 9,4\%$$

**e) Vérification de la vitesse d'écoulement**

Les vitesses admises dans les canalisations ne doivent pas être ni trop faibles face au risque de sédimentation, ni trop élevées pour la bonne tenue des conduites et éviter le phénomène d'érosion de la paroi des canalisations, d'une manière générale on constate que les vitesses correspondantes aux diamètres optimums répondent à ces critères :

$$0,5 \leq V \leq 2,5 \text{ m/s}$$

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots(III.15)$$

Avec :

**Q** : Le débit véhiculé par la conduite en (m<sup>3</sup>/s).

**S** : La section de la conduite en (m<sup>2</sup>).

La section est déterminée par la formule suivante en (m<sup>2</sup>):

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \dots\dots\dots(III.16)$$

**D** : le diamètre de la conduite en (m).

**III.5.2.Cas gravitaire**

Le calcul se fait avec la formule Darcy-Weisbakh

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \dots\dots\dots(III-17)$$

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

**K'** : Coefficient de perte de charge.

**L<sub>eq</sub>** : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_{eq} = L_g + L_{e_s} \dots\dots\dots(III-18)$$

**L<sub>g</sub>** : Longueur géométrique de la conduite (m)

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

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g \dots\dots\dots(III-19)$$

$Q$  : 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 les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau III.2:** Coefficients **K'**, **m**, **β**, pour différents types de tuyau.

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots(III-20)$$

Pour notre étude, on prend : **K'= 0,001735** ; **β= 2** ; **m = 5, 2**.

### III.6. Dimensionnement du réseau d'Adduction

#### 1. Dimensionnement du réseau d'adduction par refoulement

##### a. Station de pompage (SP) vers Réservoir tampon 1 (RT1)

$Q= 211,87.10^{-3}$  m<sup>3</sup>/s;  $L= 1533.16$ m ; côte de départ= **889.73** m ; côte d'arrivé= **1034.92**m.

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

**Tableau III.3** : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT de la station de pompage SP.

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	$\Delta H_f$ (m)	$\Delta H_s$ (m)	$\Delta H_T$ (m)	Hg (m)	HMT(m)
300	1533,16	3,00	873456,60	0,02736	64,10	6,41	70,51	145,19	215,70
350	1533,16	2,20	748677,09	0,02620	28,40	2,84	31,24	145,19	176,43
400	1533,16	1,69	655092,45	0,02525	14,04	1,40	15,44	145,19	160,63
450	1533,16	1,33	582304,40	0,02446	7,55	0,75	8,30	145,19	153,49
500	1533,16	1,08	524073,96	0,02378	4,33	0,43	4,77	145,19	149,96
600	1533,16	0,75	436728,30	0,02267	1,66	0,17	1,83	145,19	147,02
700	1533,16	0,55	374338,54	0,02179	0,74	0,07	0,81	145,19	146,00

**Tableau III.4** : Calcul des frais d'exploitation de la station de pompage SP.

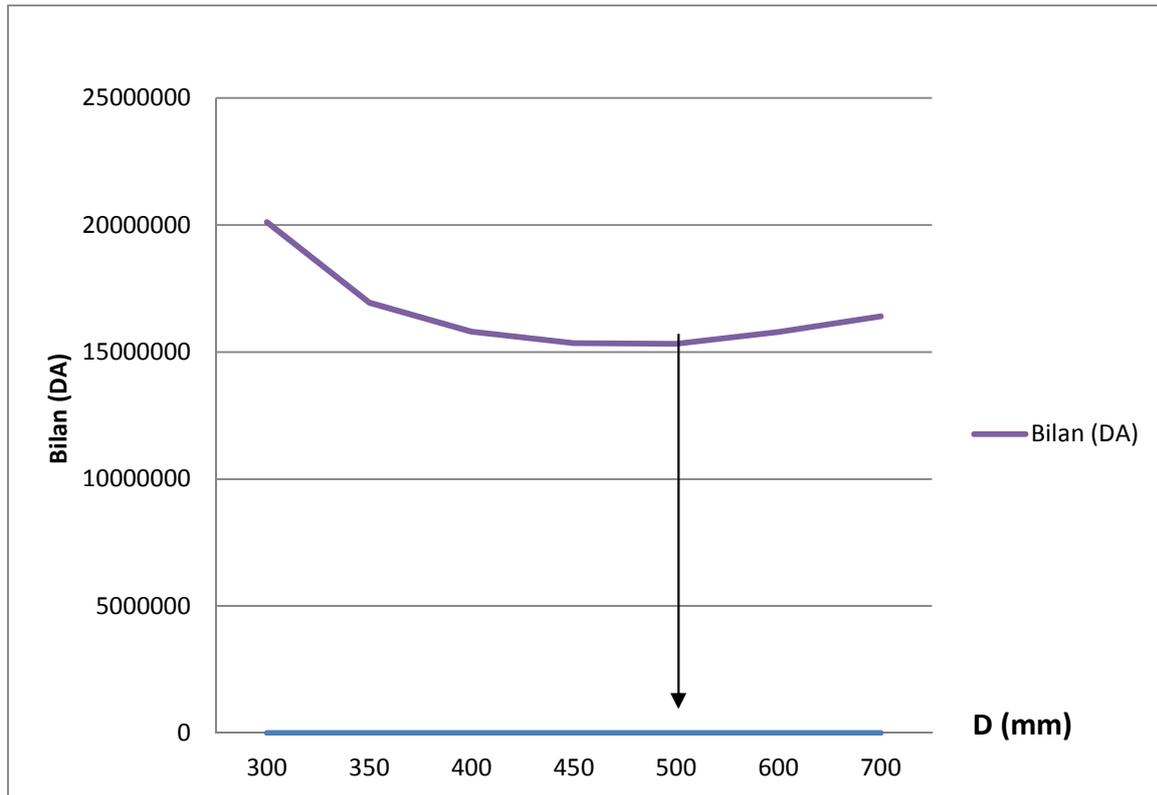
D (mm)	HMT(m)	P <sub>abs</sub> (kw)	E (kwh)	F <sub>exp</sub> (DA)
300	215,70	597,76	4 363 636,14	18 327 271,77
350	176,43	488,93	3 569 153,19	14 990 443,41
400	160,63	445,15	3 249 623,03	13 648 416,74
450	153,49	425,36	3 105 133,13	13 041 559,13
500	149,96	415,56	3 033 620,33	12 741 205,39
600	147,02	407,42	2 974 154,69	12 491 449,68
700	146,00	404,61	2 953 647,17	12 405 318,13

**Tableau III.5** : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SP-RT1.

D (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
300	12 336,05	1533,16	1 777 835,01
350	13 521,23	1533,16	1 948 639,65
400	14 910,06	1533,16	2 148 793,71
450	15 982,11	1533,16	2 303 294,39
500	17 885,15	1533,16	2 577 554,88
600	22 831,78	1533,16	3 290 448,55
700	27 777,32	1533,16	4 003 185,14

**Tableau III.6** : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SP-RT1.

D (mm)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
300	18 327 271,77	1 777 835,01	20 105 106,78
350	14 990 443,41	1 948 639,65	16 939 083,05
400	13 648 416,74	2 148 793,71	15 797 210,46
450	13 041 559,13	2 303 294,39	15 344 853,52
500	12 741 205,39	2 577 554,88	15 318 760,27
600	12 491 449,68	3 290 448,55	15 781 898,23
700	12 405 318,13	4 003 185,14	16 408 503,27



**Figure III.3:** le bilan des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon SP-RT1.

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SP – RT1) est :

**D= 500 mm** avec une vitesse d'écoulement de **V=1,08 m/s**.

**b. Station de reprise (SR) vers Réservoir Tampon 3 (RT3)**

Q= **382,95.10<sup>-3</sup> m<sup>3</sup>/s**; L= **8319.91m** ; côte de départ= **872.08 m** ; côte d'arrivé= **1033.48m**.

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

**Tableau III.7 :** Calcul de la hauteur manométrique totale HMT de la station de reprise (SR).

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	ΔH <sub>i</sub> (m)	ΔH <sub>s</sub> (m)	ΔH <sub>r</sub> (m)	H <sub>g</sub> (m)	HMT(m)
450	8319,91	2,41	1052501,39	0,02446	133,77	13,38	147,15	161,4	308,55
500	8319,91	1,95	947251,25	0,02378	76,80	7,68	84,48	161,4	245,88
600	8319,91	1,36	789376,04	0,02267	29,42	2,94	32,37	161,4	193,77
700	8319,91	1,00	676608,04	0,02179	13,09	1,31	14,39	161,4	175,79
800	8319,91	0,76	592032,03	0,02107	6,49	0,65	7,14	161,4	168,54
900	8319,91	0,60	526250,70	0,02047	3,50	0,35	3,85	161,4	165,25
1000	8319,91	0,49	473625,63	0,01995	2,01	0,20	2,21	161,4	163,61

**Tableau III.8** : Calcul des frais d'exploitation de la station de reprise (SR).

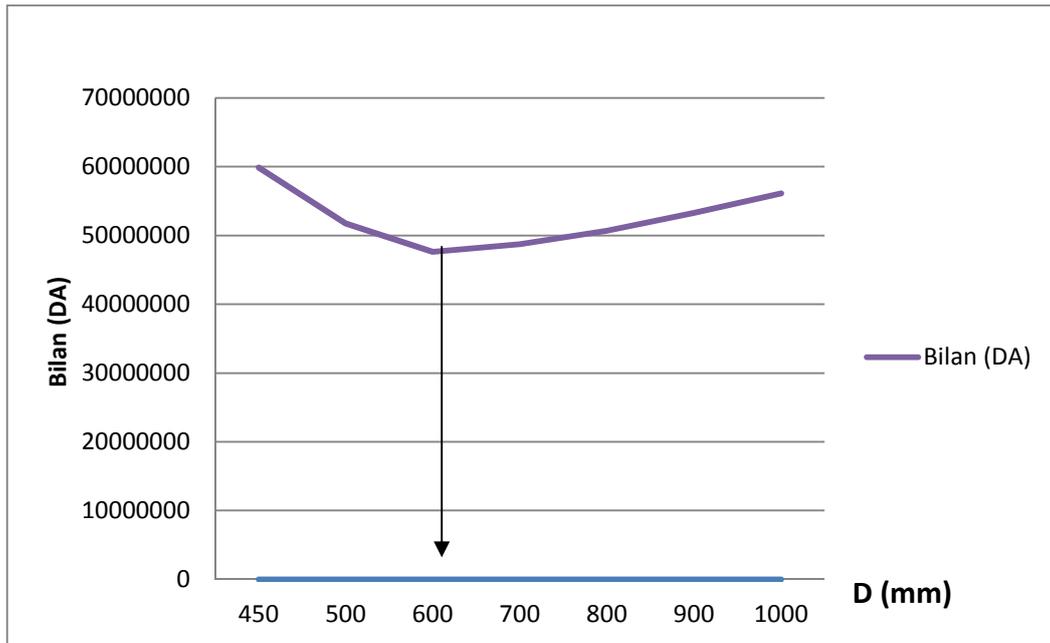
<b>D (mm)</b>	<b>HMT(m)</b>	<b>P<sub>abs</sub> (kw)</b>	<b>E (kwh)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA)</b>
450	308,55	1545,51	11 282 258,72	47 385 486,61
500	245,88	1231,60	8 990 690,82	37 760 901,46
600	193,77	970,57	7 085 163,86	29 757 688,20
700	175,79	880,55	6 428 017,73	26 997 674,48
800	168,54	844,21	6 162 721,44	25 883 430,07
900	165,25	827,72	6 042 374,99	25 377 974,96
1000	163,61	819,54	5 982 649,47	25 127 127,79

**Tableau III.9** : Calcul des frais d'investissement amorti du tronçon SR-Réservoir Tampon3 (RT3)

<b>D (mm)</b>	<b>Prix de ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>
450	15 982,11	8319,91	12 499 153,40
500	17 885,15	8319,91	13 987 466,80
600	22 831,78	8319,91	17 856 085,30
700	27 777,32	8319,91	21 723 851,40
800	31 722,86	8319,91	24 809 546,00
900	35 668,40	8319,91	27 895 240,50
1000	39 613,94	8319,91	30 980 935,10

**Tableau III.10** : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement du tronçon SR-RT3

<b>D (mm)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA)</b>	<b>F<sub>amort</sub> (DA)</b>	<b>Bilan (DA)</b>
450	47 385 486,61	12 499 153,40	59 884 639,99
500	37 760 901,46	13 987 466,80	51 748 368,27
600	29 757 688,20	17 856 085,30	47 613 773,54
700	26 997 674,48	21 723 851,40	48 721 525,91
800	25 883 430,07	24 809 546,00	50 692 976,04
900	25 377 974,96	27 895 240,50	53 273 215,48
1000	25 127 127,79	30 980 935,10	56 108 062,85



**Figure III.4:** le bilan des frais d’exploitation et d’amortissement SR-RT3.

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement (SR – Réservoir Tampon3) est : **D= 600 mm** avec une vitesse d’écoulement de **V=1.36 m/s**.

**2. Dimensionnement du réseau d’adduction gravitaire**

• **Tronçon: (RT1-point de desserte 1)**

Calcul de la charge disponible entre le réservoir Tampon(RT1) et le point le plus éloigné (RT existant 3600 m3).

$$H_d = C_{RT1} - C_{tp\ RT3600}$$

Avec:

$H_d$  : La charge disponible.

$C_{RT1}$ : Cote du radier du réservoir tampon.

$C_{RT3600}$ : Cote du trop plein du RT3600

$$\Delta H_d = 1030.92 - 1010.7 = 20.22 \text{ m}$$

Calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale :

$$L_{eq} = 1,10 * L_g$$

$$\sum L_i = 8926.11 \text{ m} \quad L_{eq} = 9818.72 \text{ m}$$

Détermination du gradient moyen :

$$J_{moy} = \frac{H_d}{\sum L_i}$$

$$J_{moy} = \frac{20.22}{9818.72} = 0.0021$$

Détermination du diamètre :

$$J = \frac{H}{L} = \frac{K' Q^\beta}{D^m}$$

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' Q^\beta}{J}} \dots\dots\dots (III-21)$$

**Tableau III-11:** Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon RT1-1.

TRONÇON	L g(m)	Le(m)	Q (L/S)	D (m)	DN (mm)	$\Delta H$ (m)	$\Delta H=J*L$ (m)	V (m/s)
RT1-1	1527.9	1686.48	177.12	0.495	500	3.37	3.54	0.90

On calcule la cote piézométrique au point 1

$$C_p 1 = C_{RT1} - \Delta H_{RT1-1} = 1030.92 - 3.37 = 1027.55 \text{ m}$$

$$\text{La charge au point 1 est } H_1 = C_p 1 - C_{\text{projet 1}} = 1027.55 - 962.21 = 65.34 \text{ m}$$

- **Tronçon : Point 1-Réservoir Safsaf El Ouesra**

$$\Delta H_d = C_{\text{piezo 1}} - C_{\text{tp réservoir safsaf el ouesra}}$$

$$\Delta H_d = 1027.55 - 951.69$$

$$\Delta H_d = 75.86 \text{ m}$$

**Tableau III-12:** Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon 1-Réservoir safsaf el ouesra.

TRONÇON	L g(m)	Le(m)	Q (L/S)	$\Delta H_d$ (m)	D (m)	DN (mm)	$\Delta H$ (m)	V (m/s)
1-Réservoir safsaf el ouesra	4018.39	4420.23	10	75.86	0.11	125	38.09	0.82

- **Tronçon : Point 1-Réservoir tampon 2 existant 3600**

$$\Delta H_d = C_{\text{piezo 1}} - C_{\text{tp réservoir existant 3600}}$$

$$\Delta H_d = 1027.55 - 1010.7$$

$$\Delta H_d = 16.85 \text{ m}$$

**Tableau III-13:** Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon point1-Réservoir tampon 2 existant 3600

TRONÇON	L g(m)	Le(m)	Q (L/S)	$\Delta H_d$ (m)	D (m)	DN (mm)	$\Delta H$ (m)	V (m/s)
1-Réservoir existant 3600	7398.21	8138.03	167.12	16.85	0.49	500	14.5	0.85

- **Vérification du tronçon existant DN 500 fonte ductile PN25 (réservoir tampon 2 3600 m 3 – station de reprise)**

$$\Delta H_d = C_{\text{réservoir existant 3600}} - C_{\text{station de reprise}}$$

$$\Delta H_d = 1006.7 - 872.08$$

$$\Delta H_d = 134.62 \text{ m}$$

**Tableau III-14:** Diamètres avantageux de la conduite gravitaire DN500 existante

TRONÇON	L g(m)	Le(m)	Q (L/S)	$\Delta H_d$ (m)	D (m)	DN (mm)	$\Delta H$ (m)	V (m/s)
RT3600-SR	17296.2	19025.82	319.12	134.62	0.49	500	123.57	1.63

**Le tronçon DN500 Fonte PN25 est vérifié.**

- **Tronçon: (RT3-point de desserte P1)**

Calcul de la charge disponible entre le réservoir Tampon(RT3) et le point le plus éloigné (Réservoir NEBKA).

$$H_d = C_{RT3} - C_{tp \text{ reservoir nebka}}$$

Avec:

$H_d$  : La charge disponible.

$C_{RT3}$ : Cote du radier du réservoir tampon3.

$C_{tp \text{ reservoir nebka}}$ : Cote du trop plein du réservoir nebka

$$\Delta H_d = 1030.55 - 975.36 = 55.19 \text{ m}$$

Calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale :

$$L_{eq} = 1,10 * L_g$$

$$\sum L_i = 6034.83 \text{ m} \quad L_{eq} = 6638.31 \text{ m}$$

Détermination du gradient moyen :

$$J_{moy} = \frac{H_d}{\sum L_i}$$

$$J_{moy} = \frac{55.19}{6638.31} = 0.0083$$

Détermination du diamètre :

$$J = \frac{H}{L} = \frac{K' Q^\beta}{D^m} \quad D = \sqrt[m]{\frac{K' Q^\beta}{J}}$$

**Tableau III-15:** Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon RT3-P1.

TRONÇON	L g(m)	Le(m)	Q (L/S)	D (m)	DN (mm)	ΔH (m)	ΔH=J*L (m)	V (m/s)
RT3-P1	3071.43	3378.57	319.12	0.477	500	21.94	28.04	1.63

On calcule la cote piézométrique au point P1

$$C_p P1 = C_{RT3} - \Delta H_{RT3-P1} = 1030.55 - 21.94 = 1008.61 \text{ m}$$

$$\text{La charge au point P1 est } H_{P1} = C_{piezo P1} - C_{projet P1} = 1008.61 - 905.89 = 102.72 \text{ m}$$

- **Tronçon P1-P3**

Détermination du diamètre :

$$J = \frac{H}{L} = \frac{K' Q^\beta}{D^m} \quad D = \sqrt[m]{\frac{K' Q^\beta}{J}}$$

Le gradient moyen J a été calculé pour le tronçon précédent donc J= 0.0083

**Tableau III-16:** Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon P1-P3.

TRONÇON	L g(m)	Le(m)	Q (L/S)	D (m)	DN (mm)	$\Delta H$ (m)	$\Delta H=J*L$ (m)	V (m/s)
P1-P3	787.76	866.54	175.52	0.379	400	5.43	7.19	1.40

On calcule la cote piézométrique au point P3

$$C_p P3 = C_p P1 - \Delta H_{P1-P3} = 1008.61 - 5.43 = 1003.18 \text{ m}$$

La charge au point P3 est  $H_{P3} = C_{piezo P3} - C_{projet P3} = 1003.18 - 915.48 = 87.7 \text{ m}$

- **Tronçon P3- reservoir parc**

$$\Delta H_d = C_{piezo P3} - C_{tp \text{ reservoir parc}}$$

$$\Delta H_d = 1003.18 - 967.2$$

$$\Delta H_d = 35.98 \text{ m}$$

**Tableau III-17:** Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon P3-Réservoir parc

TRONÇON	L g(m)	Le(m)	Q (L/S)	$\Delta H_d$ (m)	D (m)	DN (mm)	$\Delta H$ (m)	V (m/s)
P3- Reservoir parc	689.26	758.19	95.74	35.98	0.21	250	16.29	1.95

- **Tronçon P3-reservoir nebka**

$$\Delta H_d = C_{piezo P3} - C_{tp \text{ reservoir nebka}}$$

$$\Delta H_d = 1003.18 - 975.36$$

$$\Delta H_d = 27.82 \text{ m}$$

**Tableau III-18:** Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon P3-Réservoir nebka

TRONÇON	L g(m)	Le(m)	Q (L/S)	$\Delta H_d$ (m)	D (m)	DN (mm)	$\Delta H$ (m)	V (m/s)
P3- Reservoir nebka	2175.64	758.19	79.78	27.82	0.26	300	13.84	1.13

- **Tronçon: P1—P2**

Calcul de la charge disponible P1 et le point le plus éloigné (château el matar )

$$H_d = C_{piezo P1} - C_{tp \text{ château matar}}$$

Avec:

$H_d$  : La charge disponible.

$C_{piezo P1}$ : Cote piezometrique P1

$C_{tp \text{ château matar}}$ : Cote du trop plein du château d'eau el matar

$$\Delta H_d = 1008.61 - 957.5 = 51.11 \text{ m}$$

Calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale :

$$L_{eq} = 1,10 * L_g$$

$$\sum L_i = 1998.31m \quad L_{eq} = 2198.14m$$

Détermination du gradient moyen :

$$J_{moy} = \frac{Hd}{\sum L_{eq}}$$

$$J_{moy} = \frac{51.11}{2198.14} = 0.0233$$

Détermination du diamètre :  $J = \frac{H}{L} = \frac{K'Q^\beta}{D^m}$   $D = \frac{m \sqrt[\beta]{K'Q^\beta}}{J}$

**Tableau III-19:** Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon P1-P2

TRONÇON	L g(m)	Le(m)	Q (L/S)	D (m)	DN (mm)	ΔH (m)	ΔH=J*L (m)	V (m/s)
P1-P2	583.71	642.08	143.6	0.288	350	5.4	14.96	1.49

On calcule la cote piézométrique au point P2

$$Cp P2 = C_{piezo P1} - \Delta H_{P1-P2} = 1008.61 - 5.4 = 1003.21 m$$

$$\text{La charge au point P2 est } H_{P2} = C_{piezo P2} - C_{projet P2} = 1003.21 - 936.74 = 66.47 m$$

• **Tronçon P2- réservoir El Moudjahidine**

$$\Delta Hd = C_{piezo P2} - C_{tp_{reservoir\ moudjahidin}}$$

$$\Delta Hd = 1003.21 - 943.87$$

$$\Delta Hd = 59.34 m$$

**Tableau III-20:** Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon P2-Réservoir El Moudjahidines.

TRONÇON	L g(m)	Le(m)	Q (L/S)	ΔHd (m)	D (m)	DN (mm)	ΔH(m)	V (m/s)
P2-Réservoir El Moudjahidine	147.53	162.28	63.82	59.34	0.13	200	5.81	2.00

**NB :** on prévoit une vanne régulatrice de pression avale à l'entrée du réservoir El

Moudjahidine car la pression d'entrée est de 5.35 bars

• **Tronçon P2-château matar**

$$\Delta Hd = C_{piezo P2} - C_{tp_{chateau\ matar}}$$

$$\Delta Hd = 1003.21 - 957.5$$

$$\Delta Hd = 45.71 m$$

**Tableau III-21:** Diamètres avantageux de la conduite gravitaire tronçon P2-Château El Matar

TRONÇON	L g(m)	Le(m)	Q (L/S)	ΔHd (m)	D (m)	DN (mm)	ΔH(m)	V (m/s)
P2-château El Matar	1414.6	1556.06	79.78	45.71	0.22	250	23.22	1.63

Les résultats du dimensionnement du réseau d'adduction sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.22 : Bilan du dimensionnement des conduites.

Point de départ	Point d'arrivé	L(m)	Q(l/s)	D <sub>ext</sub> (mm)	V(m/s)
<b>Par Refoulement</b>					
SP	RT1	1533.16	211.87	500	1.08
SR	RT3	8319.91	382.95	600	1.36
<b>Gravitairement</b>					
RT1	POINT 1	1527.9	177.12	500	0.90
POINT 1	R Safsaf El Ouesra	4018.39	10	125	0.82
POINT 1	RT 2 existant 3600m <sup>3</sup>	7398.21	167.12	500	0.85
RT 2 existant 3600m <sup>3</sup>	SR	17296.2	319.12	500	1.63
RT3	POINT P1	3071.43	319.12	500	1.63
POINT P1	POINT P3	787.76	175.52	400	1.40
POINT P3	R Parc	689.26	95.74	250	1.95
POINT P3	R Nebka	2175.64	79.78	300	1.13
POINT P1	POINT P2	583.71	143.60	350	1.49
POINT P2	R EL Moudjahidine	147.53	63.82	200	2.00
POINT 2	Château EL Matar	1414.6	79.78	250	1.63

## CONCLUSION

L'étude techno-économique de l'adduction nous a permis de récapituler comme suit :

L'adduction sera composée d'une partie gravitaire de **40 Km** de longueur avec un diamètre variant de **125 à 500 mm** en fonte ductile et d'une partie refoulement de **10 Km** de longueur avec un diamètre variant de **500 à 600 mm** aussi en fonte ductile avec la projection d'une station de pompage et d'une station de reprise.

## **Introduction :**

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable.

Dans ce chapitre, on s'intéresse à faire un dimensionnement pour déterminer la capacité des réservoirs afin de satisfaire notre agglomération.

### **IV.1. Rôles des réservoirs :**

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation, Ils permettent de:

- Emmagasiner l'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les autres heures ou la consommation devient importante.
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Constituer une réserve pour les imprévus (panne, réparation, extension du réseau...).
- Régulariser le fonctionnement du pompage (les pompes refoulent à un débit constant).
- Assurer la réserve d'incendie.
- Jouer le rôle de brise-charge dans le cas d'une distribution étagée.

### **IV.2. Emplacement des réservoirs :**

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation. Donc nous sommes amenés à prendre en considération les facteurs suivants :

- Le point le plus bas à alimenter.
- La hauteur maximale des immeubles.
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable.

### **IV.3. Prescriptions sanitaires :**

Afin d'éviter les risques importants de dégradation de la qualité de l'eau dans ces ouvrages, certaines règles de conception doivent être prises en compte dès l'origine du projet :

- **Renouvellement de l'eau :** le renouvellement de l'eau dans les réservoirs est une condition nécessaire à la préservation de la qualité de l'eau.

Le temps de séjour dépend directement des volumes de stockage, en pratique, on peut retenir les ordres de grandeur suivants pour le dimensionnement des réservoirs :

- une journée de consommation en milieu rural,
- une demi-journée de consommation en milieu urbain.

- **Brassage de l'eau :** La forme des réservoirs ainsi que les dispositifs de remplissage et de vidange doivent permettre une circulation suffisante de l'eau pour éviter la formation de zones d'eau stagnante et donc empêcher la prolifération des germes.
- **Choix des matériaux :** On s'attachera à utiliser des matériaux adéquats en apportant un soin particulier au choix des joints et des enduits.
- **Étanchéité de l'ouvrage et équipements divers :** L'étanchéité des ouvrages de stockage est indispensable pour préserver la qualité de l'eau.

Il faut noter que la mauvaise étanchéité de la partie supérieure du réservoir est souvent la cause d'apport d'eaux de ruissellement parasites.

- **Isolation thermique :** Les variations importantes de la température (journalières ou saisonnières) peuvent favoriser la dégradation de la qualité de l'eau en particulier le développement d'algues et de mousse.
- **Protection des entrées d'air :** Le renouvellement de l'air dans les réservoirs est indispensable. Il faut cependant protéger les entrées d'air contre la pénétration des poussières, des insectes voire de petits animaux.
- **Limitation de l'éclairage naturel :** La lumière favorise la croissance des algues dans l'eau, l'éclairage naturel permanent à l'intérieur du réservoir est donc à proscrire. L'ouvrage sera par contre équipé d'un éclairage artificiel permettant son exploitation et son entretien en toute sécurité.

#### IV.4. Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés, de diverses façons selon les critères pris en considération :

- Classification selon le matériau de construction :
  - Réservoir métalliques, en maçonnerie ou en béton armé.
- Classification selon la situation des lieux :
  - Enterrées, Semi-enterrés ou Surélevé.
- Classification selon l'usage :
  - Réservoir principal d'accumulation et de stockage. (Réservoir d'eau traité).
  - Réservoir terminal.
  - Réservoir d'équilibre.
  - Réservoir tampon.
  - Bâche de reprise.
  - Brise charge.
- Classification selon la forme géométrique : cylindrique, rectangulaire ou carré.

### IV.5. Capacité des réservoirs :

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service, jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe).

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant 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.

- **Cas d'une adduction par refoulement**

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer la capacité du réservoir :

-La méthode analytique.

-La méthode graphique.

- a. **Méthode analytique :**

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

$$V_r = \frac{a(\%) \times Q_{\max j}}{100} \dots\dots\dots (IV.1)$$

$V_r$  : capacité résiduelle (m<sup>3</sup>).

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

$Q_{\max j}$ : La consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j).

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \dots\dots\dots (IV.2)$$

$V_T$  : capacité totale du réservoir (m<sup>3</sup>).

$V_r$  : capacité résiduelle (m<sup>3</sup>).

$V_{\text{inc}}$  : volume d'incendie estimé à 120 m<sup>3</sup>.

- b. **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.

$$V_t = [(d + d') / 100 \times Q_{Max} J] + V_{inc} \dots \dots \dots (IV.3)$$

Avec :

**V<sub>t</sub>** : Volume totale du réservoir ;

**V<sub>inc</sub>** : Réserve d'incendie estimé à 120 m<sup>3</sup> ;

**d** : Excès pendant les différentes heures de la journée ;

**d'** : Déficit pendant les différentes heures de la journée ;

**Q<sub>Max</sub>J** : Débit maximale journalière en (m<sup>3</sup> /j).

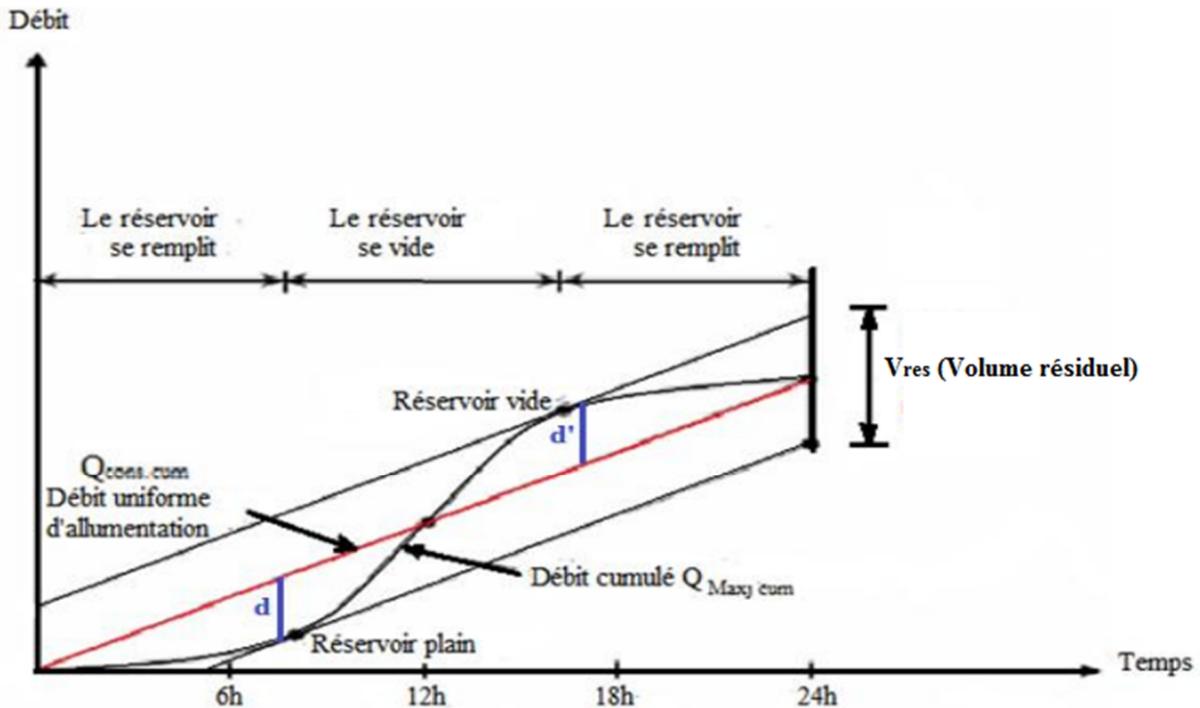


Figure IV.1: La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.

• **Cas d'une adduction gravitaire**

Dans le cas ou les réservoirs sont alimentées gravitairement, on utilise la formule de B.SALAH :

$$V = 4 \times (K_p Q_{moyh} - Q_a) = Q_{moyh} (14 - (4 Q_a / Q_{moyh})) \dots \dots \dots (IV.4)$$

Avec : K<sub>p</sub> : coefficient de point on prend K<sub>p</sub>=3.5.

Q<sub>moyh</sub> : Débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h)

Q<sub>a</sub> : Débit horaire disponible (m<sup>3</sup>/h)

V : Volume du réservoir (m<sup>3</sup>)

Pour notre cas : Q<sub>moyh</sub> = Q<sub>a</sub>

Donc la formule devient : V = 10 Q<sub>moyh</sub>

## IV.6. Dimensionnement des réservoirs :

### IV.6. 1. Réservoirs d'alimentation :

On a 5 réservoirs d'alimentation qui sont alimentés gravitairement, un seul réservoir pour la commune de Safsaf El Ouesra et quatre réservoirs pour la commune de Bir El Ater.

D'après le zonage de la DRE Tébéssa les pourcentages de répartition des débits alloués de la commune de Bir El Ater sont comme suit :

**Tableau IV.1:** les pourcentages de répartition des débits alloués à la commune de Bir El Ater.

Réservoirs	Parc	Nebka	El Moudjahidine	Château El Matar
% de répartition	30%	25%	20%	25%

#### ➤ Réservoir Safsaf El Ouesra :

Il est alimenté gravitairement dont  $Q_{max j} = 864$  (m<sup>3</sup>/j) durant les 24 heures, ce réservoir est projeté à une cote radier de 947.69 m NGA.

$$V = 10 Q_{moyh} \quad \text{A.N : } V = \frac{10 \times 864}{24} = 360 \text{ m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie, le volume total sera :

$$V_t = V + V_{inc} = 360 + 120 = 480 \text{ m}^3.$$

On prend un volume normalisé, qui est **500 m<sup>3</sup>**.

#### ➤ Réservoir du Parc :

Il est alimenté gravitairement dont  $Q_{max j} = 8271.59$  (m<sup>3</sup>/j) durant les 24 heures, ce réservoir est projeté à une cote radier de 963.04m NGA.

$$V = 10 Q_{moyh} \quad \text{A.N : } V = \frac{827159 \times 10}{24} = 3446.29 \text{ m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie, le volume total sera :

$$V_t = V + V_{inc} = 3446.29 + 120 = 3566.29 \text{ m}^3.$$

On prend un volume normalisé, qui est **4000 m<sup>3</sup>**.

Mais les réservoirs existants sur le site du Parc ont un volume de 4000 m<sup>3</sup> (1500+2500). Donc, on n'a pas besoin d'implanter un autre réservoir, car la capacité des réservoirs existants est plus grande à celle calculée.

➤ **Réservoir Nebka :**

Il est alimenté gravitairement dont  $Q_{max j} = 6893$  (m<sup>3</sup>/j) durant les 24 heures, ce réservoir est projeté à une cote radier de 972.2 m NGA.

$$V = 10 Q_{moyh} \quad \text{A.N : } V = \frac{6893 \times 10}{24} = 2872.08 \text{m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie, le volume total sera :

$$V_t = V + V_{inc} = 2872.08 + 120 = 2992.08 \text{m}^3.$$

On prend un volume normalisé, qui est **3000 m<sup>3</sup>**.

➤ **Réservoir EL Moudjahidine :**

Il est alimenté gravitairement dont  $Q_{max j} = 5514.1$  (m<sup>3</sup>/j) durant les 24 heures, ce réservoir est projeté à une cote radier de 940.71 m NGA.

$$V = 10 Q_{moyh} \quad \text{A.N : } V_r = \frac{5514.1 \times 10}{24} = 2297.54 \text{m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie, le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} = 2297.54 + 120 = 2417.54 \text{m}^3.$$

On prend un volume normalisé, qui est **2500 m<sup>3</sup>**.

➤ **Château d'eau El Matar :**

Il est alimenté gravitairement dont  $Q_{max j} = 6893$  (m<sup>3</sup>/j) durant les 24 heures, ce château d'eau est projeté à une cote radier de 957,50 m NGA.

$$V = 10 Q_{moyh} \quad \text{A.N : } V_r = \frac{6893 \times 10}{24} = 2872.08 \text{m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie, le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} = 2872.08 + 120 = 2892.08 \text{m}^3.$$

On prend un volume normalisé, qui est **3000 m<sup>3</sup>**.

**IV.6.2. Réservoir tampon :**

➤ **Reservoir tampon 1 :**

Calé à la cote 1030.92m NGA, ce réservoir sert à transiter le débit refoulé par la station de pompage SP, les villes alimentées par le réservoir sont : Safsaf El Ouesra et Bir El Ater

Le volume du réservoir tampon est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{Q_{tr} \times T}{2} \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec : **T**: Le temps de stockage pris égal à 4 h.

**Q<sub>tr</sub>**= Le débit transité dans la conduite est de : 15254.64m<sup>3</sup>/j.

$$\text{A.N : } V = \frac{15254.64 \times 4}{2 \times 24} = 1271.22 \text{ m}^3$$

**On prend un volume normalisé V = 1500 m<sup>3</sup>**

➤ **Réservoir tampon 2 :**

Ce réservoir sert à transiter le débit qui vient du réservoir tampon 1 et du champ captant

Doukkara vers la station de reprise SR, la ville alimentée par ce réservoir est : Bir El Ater.

Le volume du réservoir tampon est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{Q_{tr} \times T}{2}$$

Avec : **T**: Le temps de stockage pris égal à 4 h.

**Q<sub>tr</sub>**= Le débit transité dans la conduite est de : 27571.97m<sup>3</sup>/j.

$$\text{A.N : } V = \frac{27571.97 \times 4}{2 \times 24} = 2297.66 \text{ m}^3$$

**On prend un volume normalisé de 2500m<sup>3</sup>**

**Mais on a un réservoir tampon existant de 3600m<sup>3</sup>.**

**Donc, on n'a pas besoin d'implanter un autre réservoir, car la capacité du réservoir existant est plus grande que celle calculée.**

➤ **Reservoir tampon 3 :**

Calé à la cote 1030.55m NGA Ce réservoir sert à transiter le débit refoulé par la station de reprise vers les 4 réservoirs de Bir El Ater.

Le volume du réservoir tampon est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{Q_{tr} \times T}{2}$$

Avec :

**T**: Le temps de stockage pris égal à 4 h.

**Q<sub>tr</sub>**= Le débit transité dans la conduite est de : 27571.97m<sup>3</sup>/j.

A.N :

$$V = \frac{27571.97 \times 4}{2 \times 24} = 2297.66 \text{ m}^3$$

**On prend un volume normalisé V=2500m<sup>3</sup>**

**IV.6.3. Bâches de reprise pour différentes stations de pompage :**

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise à surface libre. La bache de reprise se situe à un niveau plus élevé que celui de l'axe des pompes afin de se mettre à l'abri d'éventuels problèmes d'amorçage et de cavitation.

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{maxj}} \cdot t}{T} \dots\dots\dots \text{(IV.6)}$$

Avec :

Q<sub>max.j</sub> : débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

➤ **Bache de la station de pompage (SP) :**

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{maxj}} \cdot t}{T} = \frac{1525464}{20} \times \frac{1}{4} = 190.68\text{m}^3$$

En choisi un volume normalisé de **200 m3**.

➤ **Bache de la station de reprise (SR) :**

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{maxj}} \cdot t}{T} = \frac{2757197}{20} \times \frac{1}{4} = 344.65\text{m}^3$$

En choisi un volume normalisé de **350 m3**.

**IV-5-2. Forme des réservoirs de stockage :**

Ce qui concerne la forme des réservoirs de stockage, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieure à 10000 m3. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

- Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \dots\dots\dots \text{(IV.7)}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2} \dots\dots\dots \text{(IV.8)}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \dots\dots\dots \text{(IV.9)}$$

- La hauteur totale du réservoir :

$$H = h + R \dots\dots\dots (IV.10)$$

R: marge de sécurité

- La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots\dots\dots (IV.11)$$

Avec : **D**: Diamètre de la cuve (m) ;

**V<sub>t</sub>**: Volume totale du réservoir (m) ;

**V<sub>inc</sub>**: Réserve d'incendie estimé à 120 m<sup>3</sup> ;

**R**: Revanche (m)

**Les résultats du dimensionnement des réservoirs sont représentés dans le tableau suivant :**

**Tableau IV.2:** Tableau donnant les dimensions des réservoirs de stockage.

Réservoirs	V <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> )	D(m)	h(m)	R (m)	H (m)	S (m <sup>2</sup> )
Réservoir Safsaf El Ouesra	500	13	3.77	0.5	4.23	132.63
Réservoir EL Moudjahidine	2500	25	5.10	0.5	5.60	490.2
Réservoir Nebka	3000	28	4.87	0.5	5.37	616.02
Réservoir Tampon 1	1500	22	3.95	0.5	4.45	379.75
Réservoir Tampon 3	2500	25	5.10	0.5	5.60	490.2
Bâche de la station de pompage	200	8	3.98	0.5	4.48	50.25
Bâche de la station de reprise	350	11	3.68	0.5	4.18	95.11

#### IV.5. Équipement des réservoirs :

Pour permettre l'exploitation des réservoirs on les munit de plusieurs conduites, organes et accessoires.

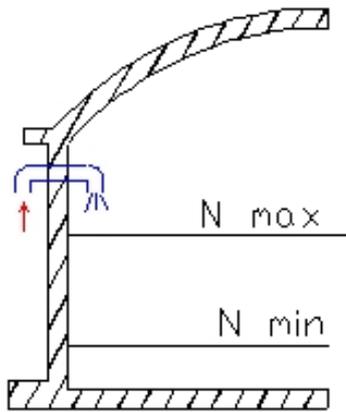
- **Conduite d'arrivée ou d'alimentation :**

La conduite d'adduction 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.

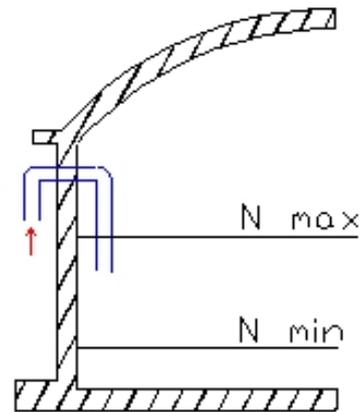
Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

- a- **Par sur verse :**

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.



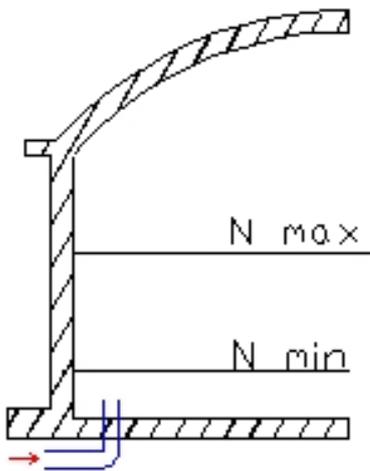
**Figure IV-02:**Arrivée par sur-verse  
(Chute libre).



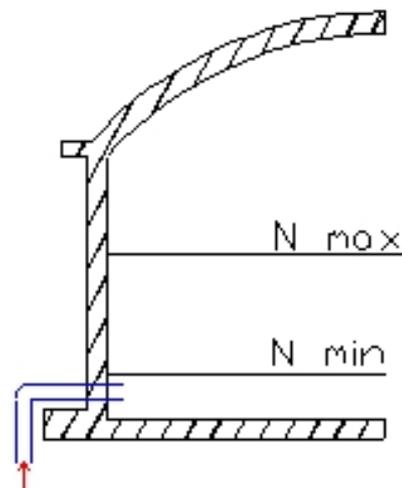
**Figure IV-03:**Arrivée par sur-verse  
(Noyée).

**b- Par dessous:**

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



**Figure IV-04:**Arrivée par dessous  
(Par le fond).



**Figure IV-05:**Arrivée par dessous  
(Par le bas).

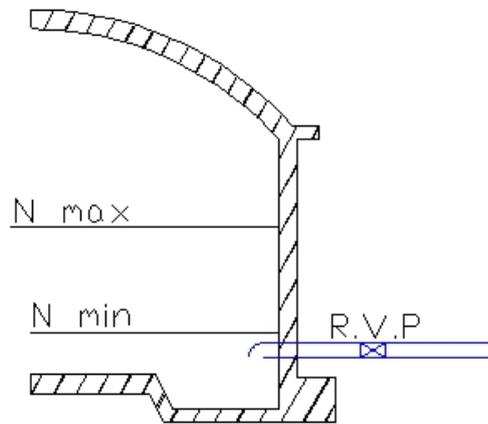
• **Conduite de départ ou de distribution :**

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 du sable qui éventuellement pourrait se décanter 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.



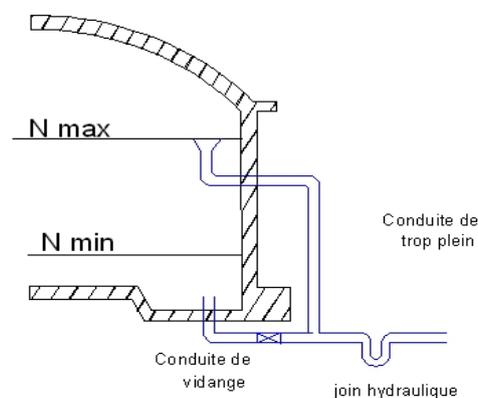
**Figure IV-06:** Conduite de départ.

- **Conduite de trop-plein :**

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne serait pas arrêtée, l'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

- **Conduite de vidange :**

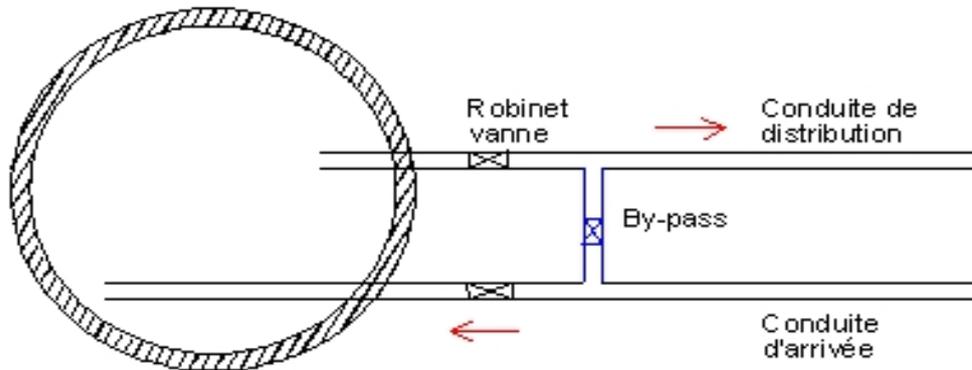
La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égoût pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations. Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (qui cause une difficulté de manœuvre).



**Figure IV-07:** Conduite de vidange et de trop plein.

- **Conduite by-pass :**

Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve, on relie la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.



**Figure IV-08:** Conduite by-pass.

- **Matérialisation de la réserve d'incendie:**

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie, qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint.

On a deux systèmes :

- Système à deux prises dont la réserve n'est pas convenablement renouvelé.
- Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie
- **Système automatisé:**

Un système automatisé sera placé et aura pour rôle de se déclencher au moment où le niveau d'eau atteint la limite voulue.

**Conclusion :**

La détermination de la capacité des réservoirs d'alimentation nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir ou non, selon nos calculs nous avons implanté 4 réservoirs de distribution et 2 réservoirs tampon.

## INTRODUCTION

Ce chapitre consiste à dimensionner les stations de pompage et leurs équipements nécessaires afin d'assurer le transport de l'eau en toute sécurité à une hauteur précise et avec un débit bien déterminée.

### V.1. Rôle de la pompe

Une pompe est une machine utilisée pour aspirer un fluide situé à un niveau bas, pour le refouler à un niveau haut, et cela suite à la transformation de l'énergie mécanique fournie par le moteur en énergie acquise par le fluide.

### V.2. Choix de la pompe

Le choix d'une pompe se fait en fonction du débit à refouler et de la hauteur à laquelle ce débit doit être élevé, autrement appelée, la hauteur manométrique totale d'élévation.

En effet, le choix consiste à déterminer à l'aide des catalogues, les types de pompe qui donneront pour les débits et les hauteurs manométriques désirées des rendements optimums. Il existe plusieurs type de pompes, on site trois (3) grand catégories englobant ce types à savoir :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes.

- **Pompes centrifuges**

Une pompe dans sa forme la plus simple est constituée d'une roue munie d'ailettes radiales. Son principe de fonctionnement est d'utiliser la force centrifuge créée par la rotation de la roue pour transmettre au liquide pompé de l'énergie cinétique, qui est ensuite transformée en pression

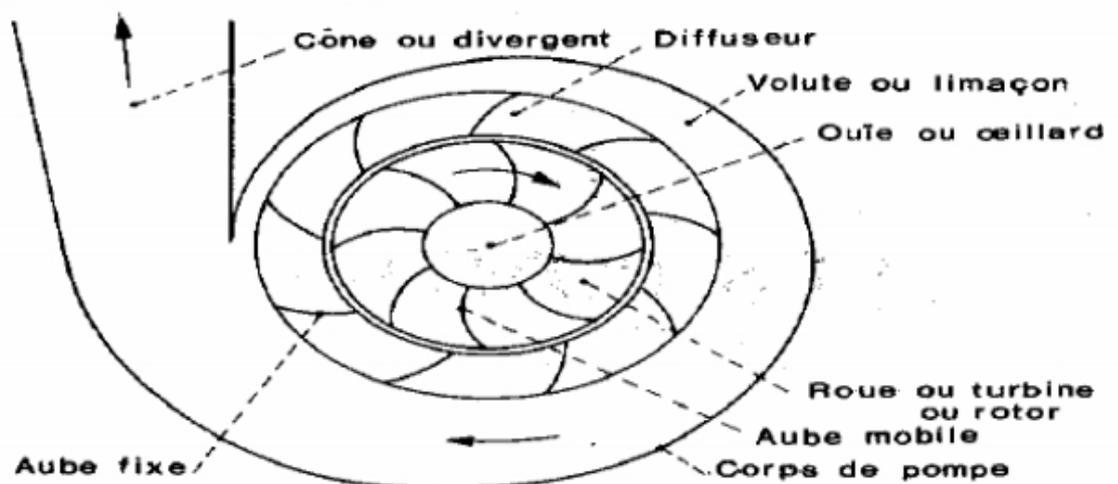


Figure V.1: Constitution d'une pompe centrifuge

- **Pompes volumétrique**

L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement.

- **Les turbopompes**

Dans les turbopompes, une roue munie d'aubes ou d'ailettes animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Et les turbopompes se subdivisent en :

Pompe centrifuge, pompe axiale et pompe hélico-centrifuge

Notre cas se portera sur les pompes centrifuges car elles les plus utilisées en hydraulique urbaine et en plus possèdent beaucoup d'avantage à savoir :

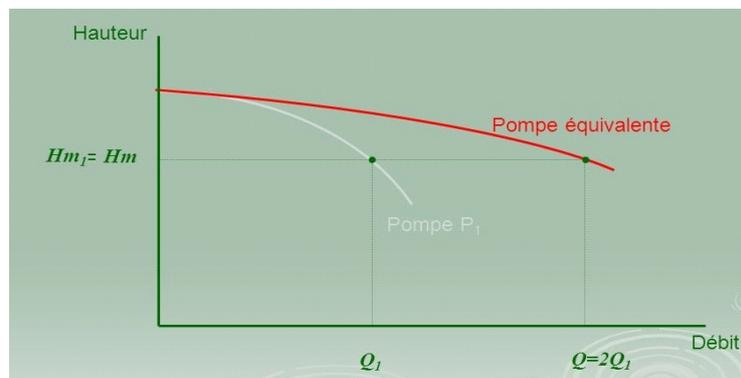
- Un bon rendement ;
- La simplicité de leur installation et leur fonctionnement ;
- Un cout réduit ;
- Leur couplage peut se faire en série ou en parallèle ;
- Ne nécessitent qu'une légère maintenance et un entretien très simple.

### V.3. Couplage des pompes

Dans le cas où la pompe ne fournit pas le débit et la charge nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu on fait appel au couplage des pompes. Le couplage des pompes se fait soit en série dans le cas où la charge fournie par une seul pompe et insuffisante, ou en parallèle dans le cas où le débit fournie par une seul pompe est insuffisant.

#### V.3.1. Couplage en parallèle

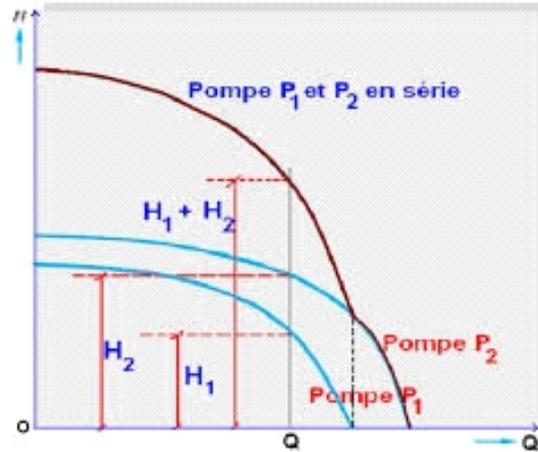
Dans ce cas chaque conduite de refoulement individuel conduit à une conduite générale commune, pour une même hauteur d'élévation (HMT) donnée, le débit de l'ensemble est égal à la somme des débits de chaque pompe.



**Figure V.2:** Graphe représentant le couplage de deux pompes identiques en parallèle.

**V.3.2. Couplage en série**

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



**Figure V.3:** Graphe représentant le couplage de deux pompes différentes en série.

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

Les critères de choix de pompes sont :

- Nombre de pompe minimal.
- Meilleur rendement.
- Vitesse de rotation élevée (tr/min).
- Puissance absorbé minimal.
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH requis) minimal.

**V.5.Courbe caractéristique de la conduite**

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

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

Avec :  $H_g$  : hauteur géométrique (m) ;

R : résistance totale de la conduite ;  $R = \frac{16 * \lambda * L}{2 * \pi^2 * g * D_{ec}^5} \dots \dots \dots (V.2)$

Avec :  $\lambda$  : Coefficient de frottement linéaire.

L : longueur de la conduite (m) ;

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

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

g : accélération de la pesanteur (9,81m<sup>2</sup>.s<sup>-1</sup>)

**V.6. Caractéristiques de la pompe**

**V.6.1 Vitesse spécifique**

C'est la vitesse à laquelle tournerait une pompe étalon, elle est calculée pour élever un débit de 1m<sup>3</sup>/s à une hauteur de 1m. Elle est déterminée par la formule suivante :

$$N_s = \frac{N \times \sqrt{Q}}{(HMT)^{3/4}} \dots \dots \dots (V.3)$$

Avec : **N<sub>s</sub>** : La vitesse spécifique (tr/min).

**N** : Nombre de tour (tr/min).

**Q** : Débit de pointe (m<sup>3</sup>/s).

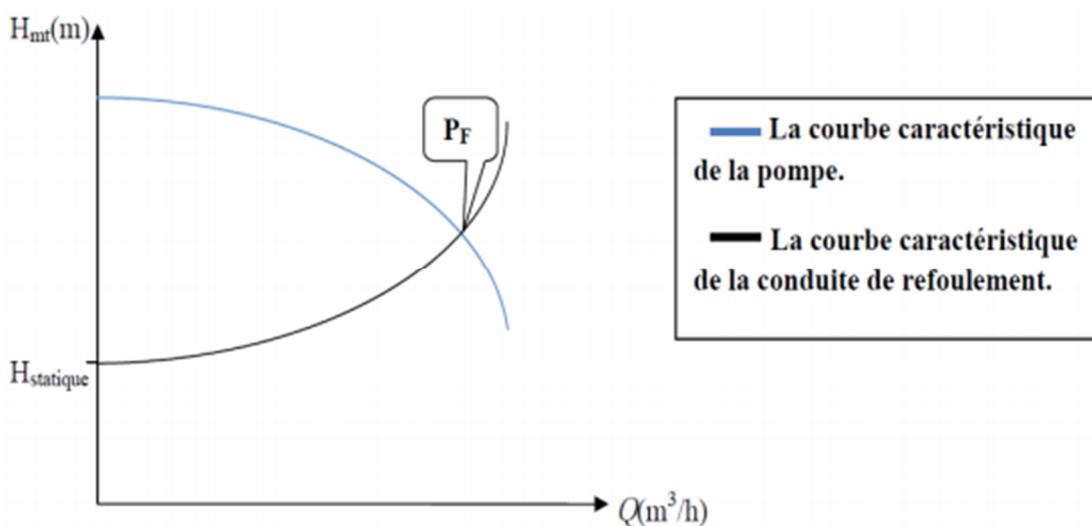
**HMT** : Hauteur manométrique (m).

**V.6.2. Point de fonctionnement des pompes**

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement [H<sub>c</sub>-Q].

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

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



**Figure V.4:** Graphe représentatif de la détermination du point de fonctionnement

### V.6.3.Type et mode de réglage

Lorsque le point de fonctionnement se trouve sur la plage du rendement maximal, la pompe fonctionne alors dans les conditions optimales d'utilisation.

Cette condition, dans la plupart des cas n'est généralement pas satisfaite, c'est pourquoi on sera obligé d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe, dont le but est de l'adapter à des conditions données.

A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

- Le vannage.
- Le rognage.
- La modification de la vitesse de rotation.
- La réduction du temps de pompage.

#### a. Le vannage

On conserve la courbe caractéristique de la pompe et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charges singulières, on a la hauteur d'élévation pour le même débit désirer donc la perte de charge singulière à créer.

#### b. Le rognage

Ce procédé consiste à réduire le diamètre de la roue d'après la loi de la similitude :

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{D^2}{m^2 \times D^2} = \frac{1}{m^2} \dots \dots \dots (V.4)$$

Avec : **m** : Coefficient du rognage.

**D** : Diamètre avant le rognage (m).

**Q** : Débit avant le rognage (m<sup>3</sup>/s).

**d** : Diamètre après le rognage (m).

**q** : Débit après le rognage (m<sup>3</sup>/s).

**H** : Hauteur d'élévation avant le rognage (m).

**h** : Hauteur d'élévation après le rognage (m).

On trace la droite ( $H = a \times Q$ ).

Tel que :  $a = \frac{h}{q}$  et  $d = 1 - m < 15\%$ .

Si le pourcentage de rognage  $a = 1 - m < 15\%$ , on accepte la modification du diamètre de la roue extérieure qui sera réduit à :  $d = m \times D$ .

#### c. La modification de la vitesse de rotation

Ce procédé a pour but de trouver une vitesse  $N'$  de manière à ce que la courbe  $H = a \times q^2$  passe par le point de fonctionnement désiré avec :

$$a = \frac{H}{q^2} \dots \dots \dots (V.5)$$

#### d. La réduction du temps de pompage

Si nous gardons le point de fonctionnement, ce qui signifie garder le même débit désiré, nous devons alors réduire le temps de pompage, le nouveau temps sera :

$$T'p = q \times \frac{Tp}{Q} \dots \dots \dots (V.6)$$

Avec : **TP** : Temps de pompage (heurs).

**q** : Débit (m<sup>3</sup>/h).

**Q** : Débit de pointe (m<sup>3</sup>/h).

#### ✓ Les frais annuels d'énergie

$$Fe = P \times Tp \times 365 \times e \dots \dots \dots (V.7)$$

Avec : **TP** : Temps de pompage (20h/24h).

**P** : Puissance absorbée (Kw).

**e** : Prix du Kw (e=4,2DA).

### V.7. Étude de la 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 décondensation.

Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées. La cavitation entraîne de graves incidences tel que :

- La brusque explosion des bulles de vapeur provoque l'érosion des pièces métalliques en formant des cavités sur ses surfaces.
- Augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe.
- Chute des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

Pour qu'une pompe fonctionne normalement (sans cavitation), il faut respecter la condition :

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

**(NPSH)r** : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur de la pompe.

**(NPSH)d** : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur de la pompe

$$\text{(NPSH)d} = \text{(NPSH)r} + r ;$$

Avec : **r** : marge de sécurité,  $r = (0,1 - 0,5) \text{ m}$ . Pour nos calculs, on prend :  $r = 0,5 \text{ m}$ .

### V.7.1. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en dessous de laquelle il convient toujours de se tenir. Dans notre cas, on a à faire à une installation en charge au niveau de la station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est calculée par la relation suivante :

$$H_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r \frac{P_{atm}}{\rho \times g} + T_v + \frac{V_{asp}^2}{2 \times g} + H_{asp} \dots \dots \dots (V.8)$$

V<sub>asp</sub> : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

P<sub>atm</sub> : pression atmosphérique (mce) ;

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H \text{ [mce]} ;$$

Avec : H : altitude de la station en (mNGA).

T<sub>v</sub> : tension de vapeur d'eau (mce) ;

**Tableau V.1:** Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

<b>T (°c)</b>	5	10	20	30	40	50	80	100
<b>T<sub>v</sub> (mce)</b>	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

Δh<sub>asp</sub>: Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) \times \Delta h_{asp}^{lin} ; \dots \dots \dots (V.9)$$

Δh<sup>lin</sup><sub>asp</sub> : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration. En utilisant la formule suivante :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 \times \left( \frac{L_c \times Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \text{ [m]} ; \dots \dots \dots (V.10)$$

Avec : L<sub>c</sub> : longueur du collecteur d'aspiration;

Q<sub>a</sub> : débit refoulé par une seule pompe (m<sup>3</sup>/s)

D<sub>a</sub> : diamètre de la conduite d'aspiration, D<sub>a</sub> = (1,2 – 1,5) × DN1 [mm];

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

### V.7.2 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 charge :

$$\nabla_{\text{axe}} = \nabla_{\text{min}} - h_{\text{asp}}^{\text{adm}} + r \text{ [m]}; \dots\dots\dots(\text{V.11})$$

$\nabla_{\text{axe}}$  : Niveau de l'axe de la pompe (m.NGA) ; r : marge de sécurité, r = (0,1 – 0,3) m.

$\nabla_{\text{min}}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m.NGA) ;

$$\nabla_{\text{min}} = C_p - h + h_{\text{inc}} \text{ [m]}; \dots\dots\dots(\text{V.12})$$

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

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ; h<sub>inc</sub> : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

## V.8. Application numérique

### V.8.1. Choix des pompes de la station de pompage SP

Nous avons choisis la pompe CAPRARI de référence (PM100/ 3 A) à l'aide du logiciel de sélection (PUMP TUTOR CAPRARI).

#### ➤ Description de la pompe PM 100 / 3 A

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte.
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte.
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut, corps d'aspiration à bouche orientable.
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens.
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.

#### ➤ Données techniques

- Q: 53 l/s.
- H: 150 m.
- n pôles: 2.
- Fréquence: 50 Hz.
- Puissance moteur P2: 132 Kw.
- Tension: 400 V.
- Diamètre refoulement: DN 100 (UNI PN40).
- Raccord d'aspiration: DN125 (UNI PN25).

➤ **Nombre de pompes installées**

Pour refouler un débit de 211.87 l/s nous avons utilisé quatre (4) pompes de type (PM 100/ 3 A) installée en parallèle avec deux autres pompes identiques de secours.

**Tableau V.2:** Données sur la station de pompage SP.

Hauteur de refoulement (m)	Débit de pompage (l/s)	Pompe	Type de pompe	Couplage	Nombre de pompe
150	53	CAPRARI PM 100/ 3 A	Centrifuge multicellulaire à axe horizontal	Pompes identique en parallèle	4+2

➤ **Courbe caractéristique de la conduite**

Q= 211.87 l/s ; L= 1533.16m ; HMT=149.96m ; Hg=145.19m ; D=500mm;  $\lambda=0,02378$ .

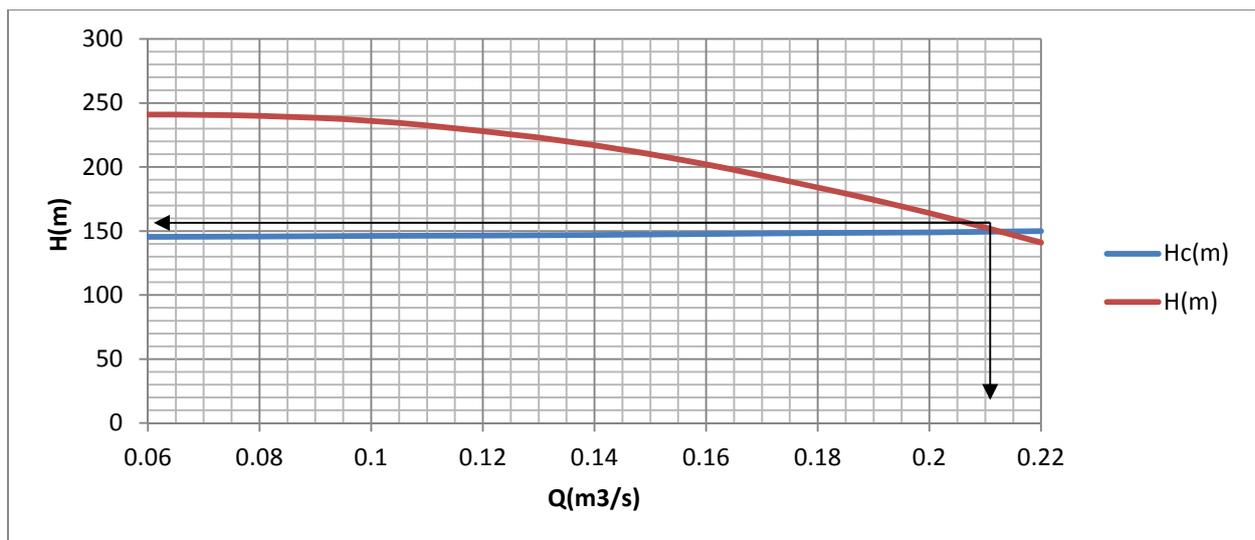
$$H_c = H_g + (R \times Q^2)$$

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \longrightarrow R = \frac{8 \times 0,02378 \times 153316}{981 \times \pi^2 \times 0,5^5} = 96.5$$

$$H_c = 145.19 + (96.5 \times Q^2)$$

**Tableau V.3:** Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP vers RT1).

Q(m3/s)	0	0,02	0,04	0,06	0,08	0,1	0,12	0,14	0,16	0,18	0,2	0,22
Hc(m)	145.19	145.23	145.34	145,54	145,81	146,16	146,58	147,08	147,66	148,32	149,05	149,86



**Figure V.5:** Point de fonctionnement de la SP vers RT1

On a diminué la vitesse de rotation de **2950 tr/min** jusqu'à **2889 tr/min** pour que le point de fonctionnement soit le même qu'on a demandé.

➤ **Caractéristiques de la pompe**

PM 100/ 3 A : Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.

**Tableau V.4:** Caractéristiques de la station de pompage SP.

Données techniques	Caractéristiques
<b>Q</b>	53 l/s
<b>H</b>	150 m
<b>Rendement</b>	70%
<b>Puissance</b>	113 KW
<b>Vitesse</b>	2889 t/min
<b>NPSH<sub>requis</sub></b>	8.16 m

**Dimensions mm**

A = 2250

B = 1644

C = 245

D = 293

DNa = 125

DNm = 100

E = 190

F = 250

G = 1144

H = 440

I = 760

L = 710

M = 22

N = 160

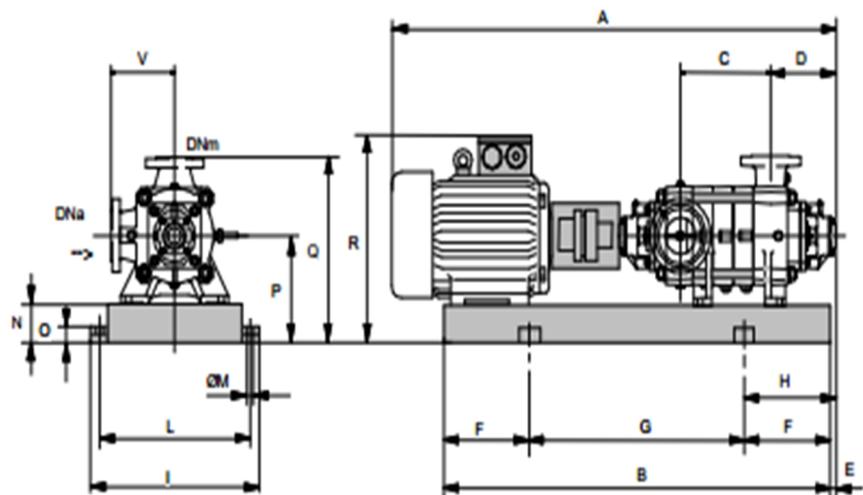
O = 50

P = 475

Q = 745

R = 982

V = 270



**Figure V.6 :** Dimensions de la pompe.

- **Vérification de non cavitation**

La charge nette d'aspiration requise : **(NPSH)<sub>r</sub> = 8.16 m.**

La pression atmosphérique :  $P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times 889.73$  donc :  **$P_{atm} = 9.09$  mce.**

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

Le diamètre de la tubulure d'aspiration : **DN1 =125 mm.**

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,5 \times 125$  DN1 = 187.5 mm.

On prend  **$D_a = 200$  mm** ; Pour  $D_a = 200$  mm, la vitesse sera  **$V_a = 1.69$  m/s.**

La perte de charge linéaire à l'aspiration sera :  **$\Delta h_{asp}^{lin} = 0.4$**

La perte de charge totale à l'aspiration :  **$\Delta h_{asp} = 1,15 \times 0.4 = 0.46$  m.**

La hauteur d'aspiration admissible :

$$H_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r \frac{P_{atm}}{\rho \times g} + T_v + \frac{V_{as1}^2}{2 \times g} + H_{asp}$$

$$H_{asp}^{adm} = 8.16 + 0.5 - 9.09 + 0.24 + 0.09 + 0.46$$

$$H_{asp}^{adm} = 0.36 \text{ m}$$

La cote de l'axe de la pompe sera :

$$\nabla_{\text{axe pompe}} = 889.73 - 0.36 + 0.1 \quad \text{donc : } \nabla_{\text{axe pompe}} = 889,47 \text{ m NGA}$$

### V.8.2. Choix des pompes de la station de reprise SR

Nous avons choisis la pompe CAPRARI de référence (PM150/ 7 B) à l'aide du logiciel de sélection (PUMP TUTOR CAPRARI).

➤ **Description de la pompe PM 150 / 7 B**

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte.
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte.
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut, corps d'aspiration à bouche orientable.
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens.
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.

➤ **Données techniques**

- Q: 76.4 l/s.
- H: 194 m.
- n pôles: 4.
- Fréquence: 50 Hz.
- Puissance moteur P2: 200 Kw.
- Tension: 400 V.
- Diamètre refoulement: DN 150 (UNI PN40).
- Raccord d'aspiration: DN 200 (UNI PN25).

➤ **Nombre de pompes installées**

Pour refouler un débit de 383 l/s nous avons utilisé cinq (5) pompes de type (PM 150/ 7 B) installée en parallèle avec deux autres pompes identiques de secours.

**Tableau V.5:** Donnés sur la station de reprise SR.

Hauteur de refoulement (m)	Débit de pompage (l/s)	Pompe	Type de pompe	Couplage	Nombre de pompe
194	76.4	CAPRARI PM 100/ 3 A	Centrifuge multicellulaire à axe horizontal	Pompes identique en parallèle	5+2

➤ **Courbe caractéristique de la conduite**

Q= 382.95 l/s ; L= 8319.91m ; HMT=193.77m ; Hg=161.4m ; D=600mm;  $\lambda=0,02267$ .

**$H_c = H_g + (R \times Q^2)$**

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \implies R = \frac{8 \times 0,02267 \times 8319,91}{9,81 \times \pi^2 \times 0,6^5} = 200,62$$

**$H_c = 161,4 + (200,62 \times Q^2)$**

**Tableau V.6:** Caractéristiques de la conduite de refoulement (SR vers RT3).

Q(m3/s)	0	0,04	0,08	0,12	0,16	0,20	0,24	0,28	0,32	0,36	0,40	0,44
Hc(m)	161.40	161.72	162.68	164.29	166.54	169.42	172.96	177.13	181.94	187.40	193.50	200.24

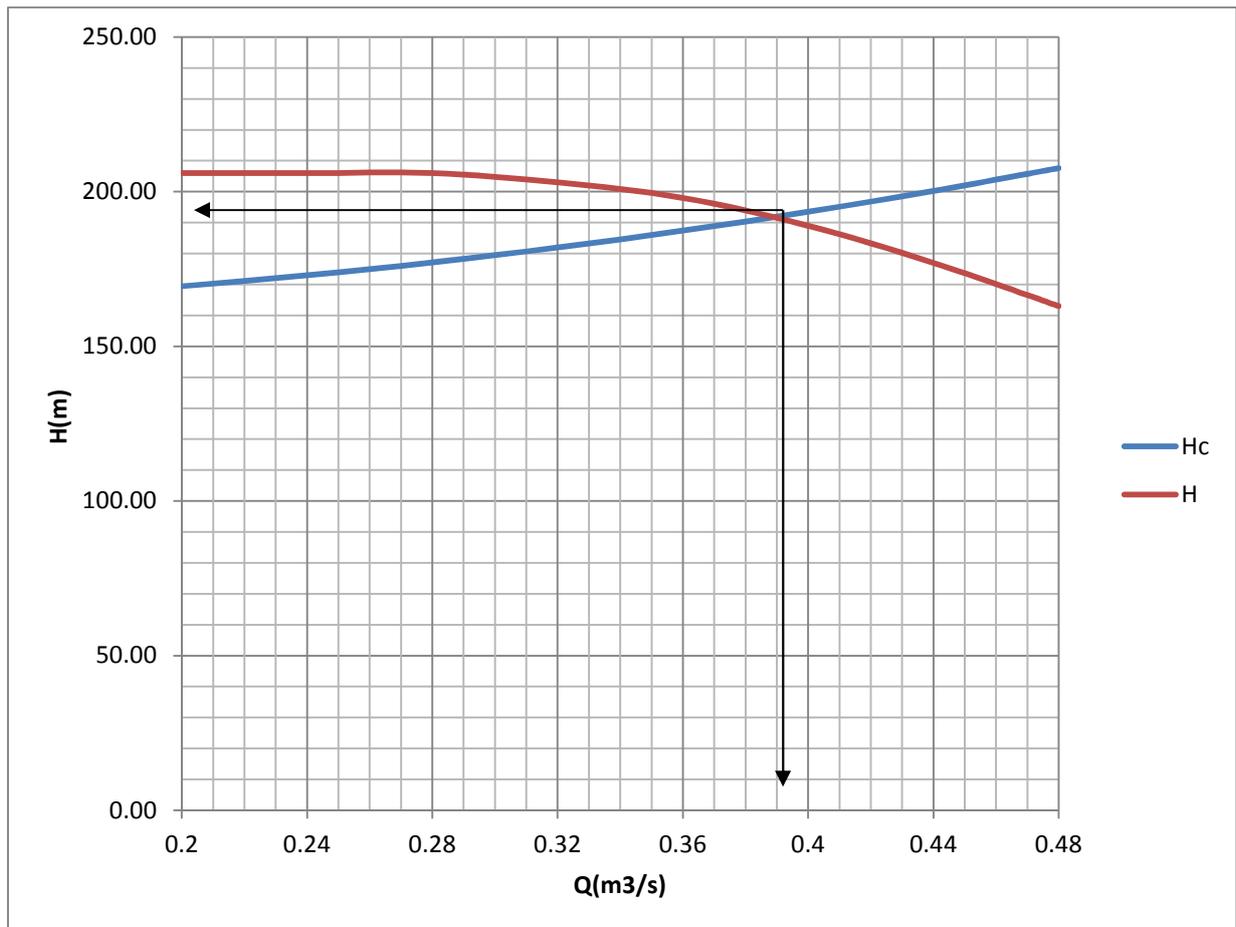


Figure V.7: Point de fonctionnement de la SR vers RT3

➤ **Caractéristiques de la pompe**

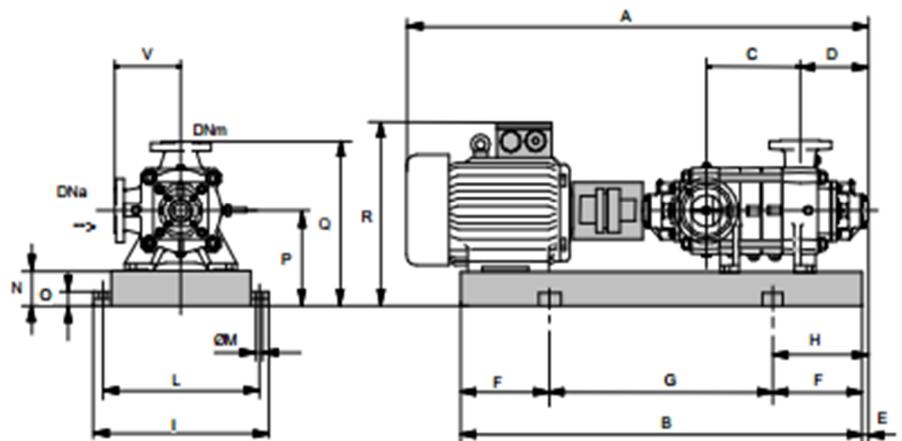
**PM 150/ 7 B** : Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.

Tableau V.7: Caractéristiques de la station de reprise SR.

Données techniques	Caractéristiques
<b>Q</b>	76.4 l/s
<b>H</b>	194 m
<b>Rendement</b>	79.6%
<b>Puissance</b>	183 KW
<b>Vitesse</b>	1450 t/min
<b>NPSH<sub>requis</sub></b>	2.73 m

**Dimensions mm**

- A = 3192
- B = 2592
- C = 985
- D = 351
- DNa = 200
- DNm = 150
- E = 241
- F = 400
- G = 1792
- H = 641
- I = 870
- L = 820
- M = 20
- N = 160
- O = 42
- P = 475
- Q = 845
- R = 941
- V = 370



**Figure V.8 :** Dimensions de la pompe.

- **Vérification de non cavitation**

La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 2.73 \text{ m}$ .

La pression atmosphérique :  $Patm = 10,33 - 0,00139 \times 873.55$  donc :  $Patm = 9.12 \text{ mce}$ .

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

Le diamètre de la tubulure d'aspiration :  $DN1 = 200 \text{ mm}$ .

Donc, le diamètre de la conduite d'aspiration :  $Da = 1,5 \times 200 \text{ DN1} = 300 \text{ mm}$ .

Pour  $Da = 300 \text{ mm}$ , la vitesse sera  $Va = 1.08 \text{ m/s}$ .

La perte de charge linéaire à l'aspiration sera :  $\Delta hasp^{lin} = 0.4$

La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta hasp = 1,15 \times 0.4 = 0.46 \text{ m}$ .

La hauteur d'aspiration admissible :

$$Hasp^{adm} = (NPSH)_r + r \frac{Patm}{\rho \times g} + Tv + \frac{V_{as}^2}{2 \times g} + Hasp$$

$$Hasp^{adm} = 2.73 + 0.5 - 9.12 + 0.24 + 0.06 + 0.46$$

$$Hasp^{adm} = -5.13 \text{ m}$$

**On change le type d'installation (installation en aspiration)**

$$H_{asp}^{adm} = (NPSH)_r - r + \frac{P_{atm}}{\rho \times g} - T_v - \frac{V_{as}^2}{2 \times g} - H_{asp}$$

$$H_{asp}^{adm} = 5.13 \text{ m}$$

La cote de l'axe de la pompe sera :

$$V_{axe \text{ pompe}} = 869.55 + 5.13 - 0.3 \quad \text{donc : } V_{axe \text{ pompe}} = 874.38 \text{ m NGA}$$

### V.8.3. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage SP

#### a. La hauteur du bâtiment

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \dots \dots \dots (V.13)$$

$h_5$  : Distance verticale  $h_5 = h_p + h_{socle} + h_{reserve}$

$h_{reserve} = 0,7 \text{ m}$

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

$h_p$  : Hauteur de la pompe est égale à  $982 \text{ mm} = 98.2 \text{ cm}$

$$h_5 = 0.982 + 0,7 + 0,6 = 2,282 \text{ m}$$

$h_6$  : Hauteur réservée à l'homme.  $h_6 = 2,4 \text{ m}$

$h_7$  : Hauteur de chariot  $h_7 = 0,4 \text{ m}$

$h_8$  : Hauteur profilée  $h_8 = 0,8 \text{ m}$

$h_9$  : Hauteur de sécurité  $h_9 = 0,6 \text{ m}$

$$\text{Donc : } H_b = 2,282 + 2,4 + 0,4 + 0,8 + 0,6 = 6,48 \text{ m}$$

$$H_b = 6,48 \text{ m}$$

#### b. Largeur du bâtiment

$$l = l_1 + l_2 + l_p + l_b + 2S \dots \dots \dots (V.14)$$

Avec :

$S$  : épaisseur des murs  $S = 0,3 \text{ m}$

$l_1$  : distance entre le mur et le 1er organe tel que  $l_1 = 0,3 + 1 = 1.3 \text{ m}$

$l_2$  : longueur des accessoires d'aspiration et de refoulement  $l_2 = 3.45 \text{ m}$

$l_p$  : longueur de la pompe  $l_p = 2.25 \text{ m}$

$l_b$  : largeur des différents bureaux  $l_b = 4 \text{ m}$

$$l = 2 \times 0.3 + 1.3 + 3.45 + 2.25 + 4 = 11.6 \text{ m}$$

$$l = 11.6 \text{ m}$$

**c. Longueur du bâtiment**

$$Lb = n_p \times L_{int} + l_{pf} + L_{acc \text{ ref}} + l_{divers} + l_{escalier} \dots \dots \dots (V.15)$$

$n_p$  : nombre de pompe = 4+2

$L_{int}$  : distance entre deux axe de pompe voisines = 0.760 + 1.73 = 2.5m

$L_{acc \text{ ref}}$  : Longueur des accessoires de refoulement général = 3.35m

$l_{pf}$  : largeur de la plateforme = 1.5\*(0.760)=1.15m

$l_{escalier}$  : largeur des escaliers = 1.5m

$l_{divers}$ (murs, portes...) = 1.3m

$$Lb = 6 \times 2.5 + 3.35 + 1.15 + 1.5 + 1.3 = 22.3m$$

$$Lb = 22.3m$$

**V.8.5. Calcul des frais de pompage**

Le frais de pompage est calculé par la formule suivante :

$$Fe = n_p \times P \times T_p \times 365 \times e \dots \dots \dots (V.16)$$

Avec :  $n_p$  : nombre de pompe

$P$  : puissance

$T_p$  : temps de pompage

$e$  : prix du KWh = 4.2 DA/KWh

**Tableau V.8:** Frais de pompage

La station	Puissance (KW)	Temps de pompage (heure)	Fe (DA)
Station de pompage (SP)	132	20	16 188 480,00
Station de reprise (SR)	200	20	30 660 000,00

**Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons dimensionné la station de pompage et la station de reprise en tenant compte des dispositifs de sécurité et du bon choix des pompes pour assurer un fonctionnement optimal avec un rendement meilleur.

## INTRODUCTION

Les conduites de notre adduction sont confrontées à plusieurs dangers, parmi ces dangers le phénomène du coup de bélier et la corrosion qui nuisent au bon fonctionnement du système.

Dans ce chapitre on va étudier ces phénomènes, les risques qu'ils présentent et les moyens de protections.

### VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier

#### VI.1.1. Définition

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

#### VI-1-2. Origines des coups de bélier

Les régimes transitoires ou coups de bélier ont des causes très diverses, on peut citer :

- disjonction électrique,
- manœuvre rapide d'ouverture ou de fermeture d'un robinet-vanne
- fin de remplissage d'une conduite,
- arrêt et démarrage d'une pompe.
- le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- modification de la vitesse d'une pompe.
- variation d'un plan d'eau.
- la coupure de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

### VI.1.3. Amplitude des coups de bélier

L'amplitude maximale des coups de bélier,  $H$ , en absence de protection, est donnée par la formule d'Allievi (comptée à partir du niveau statique) :

$$\Delta H = \pm C \times V_0 / g \dots \dots \dots (VI.1)$$

Avec :

$C$  : célérité des ondes,

$V_0$  : vitesse initiale (m/s)

$\Delta H$  : valeur du coup de bélier en mce.

$g$  : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s<sup>2</sup>

### VI.1.4. Risques dus aux coups 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 de pressions et de débits dans le temps).

#### a) 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 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).

#### b) 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 10mce, 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.

### c) 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.

#### VI-1-5. Risques pour un refoulement

En cas d'arrêt brutal d'une station de pompage, l'alimentation de la conduite n'est plus assurée, alors que l'eau contenue dans celle-ci, continue à se déplacer par son inertie propre.

La masse d'eau en mouvement s'arrêtant beaucoup moins vite que les pompes, la conduite en amont du refoulement est alors soumise à une surpression, tandis que la conduite en aval est soumise à une dépression.

Si la protection anti-bélier est absente ou insuffisante, les risques pour l'installation sont principalement :

- Dégradation des conduites (décollement du revêtement intérieur, ...),
- Perte d'étanchéité (aspiration des joints, ..),
- Ovalisation ou aplatissement des conduites (conduites en inox, plastiques, ..),
- Sollicitation des butées (variations des contraintes, ..),
- Rupture des conduites,
- Aspiration d'eaux polluées par les fuites.

#### VI.1.6. Les dispositifs de protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents dispositifs de protection contre le coup de bélier :

- ballon hydropneumatique (cas d'une dépression en aval d'une station de pompage),
- soupape anti-bélier (cas d'une surpression à l'aspiration d'un surpresseur),
- volant d'inertie (cas d'une conduite de faible longueur),
- cheminée d'équilibre (cas de faible hauteur manométrique de refoulement),

- clapet d'aspiration auxiliaire (cas d'une bêche d'aspiration en charge sur la pompe),
- clapet en by-pass des pompes (cas d'un surpresseur notamment en irrigation),
- réservoir à régulation d'air automatique (cas d'un refoulement en assainissement),
- clapet d'entrée d'air (cas de faible hauteur géométrique en assainissement).

Les dispositifs de protection les plus courants sont :

#### a) 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.



**Figure VI.1:** Réservoir d'air

#### b) 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.

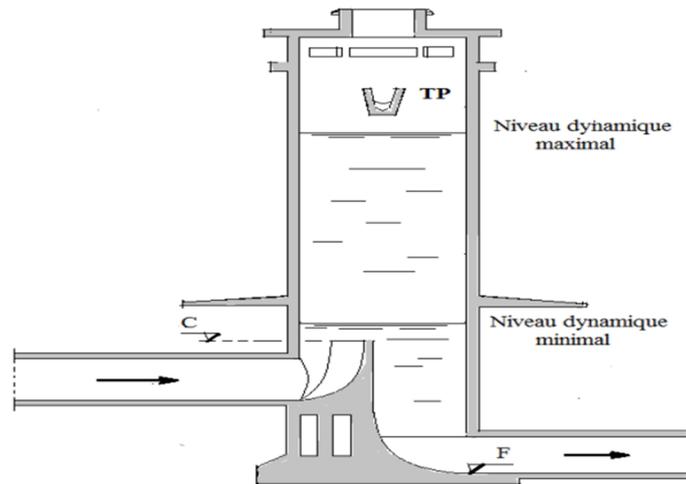


Figure VI.2: Schéma d'une cheminée d'équilibre.

### c) Soupape de décharge

Ces 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 libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il faut prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

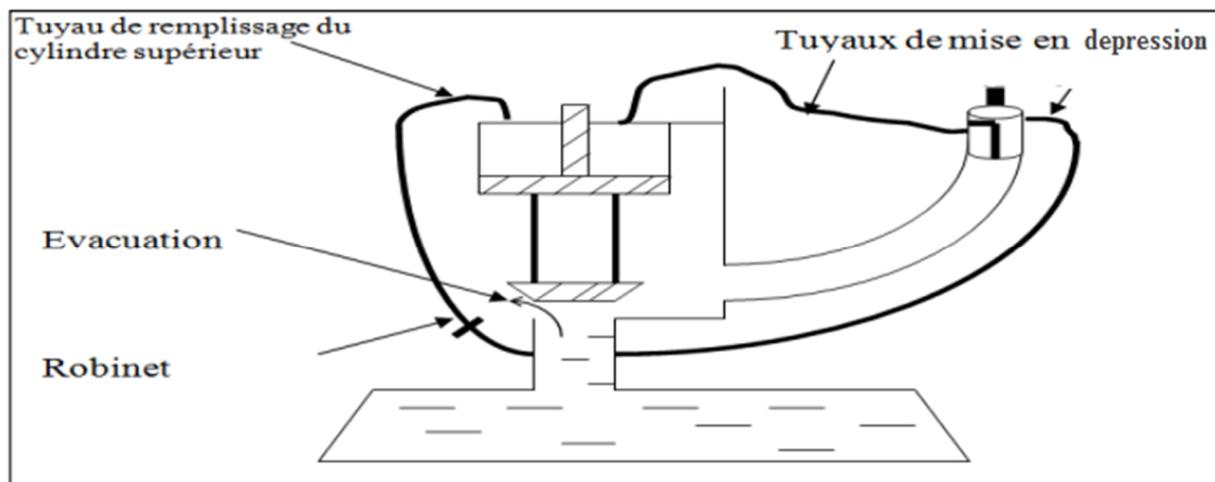


Figure VI.3: Soupape de décharge type LEZIER.

### d) 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.

Voici quelques avantages et inconvénients de ces dispositifs de protection :

**Tableau VI.1** : les avantages et les inconvénients des dispositifs de protection.

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Coût limité</li> <li>-Entretien et réglage facile</li> <li>- Ne consomme pas d'énergie</li> <li>- Indépendant d'une installation électrique</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort).</li> <li>- Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement</li> </ul>	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux).</li> <li>- Importante durée de vie ;</li> <li>- Indépendante d'une installation électrique ;</li> <li>- Pas de pertes d'eau</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Possibilités d'installation limitées.</li> <li>- Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).</li> </ul>	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bon fonctionnement ;</li> <li>- Bonne sécurité ;</li> <li>- Pas de pertes d'eau</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié.</li> <li>- Coût élevé</li> </ul>	Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dispositif économique</li> </ul> <p>Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Consommation d'énergie supplémentaire.</li> <li>- Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage.</li> <li>- Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.</li> </ul>	Utilisé comme protection contre les dépressions

Pour notre étude on opte pour **le réservoir d'air à anti bélier**, grâce aux avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Bon fonctionnement, bonne sécurité et pas de pertes d'eau

**VI .1.7. Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier**

En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'un diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite-réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionner le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un surdimensionnement.

**VI .1.8. 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 va choisir la méthode de VIBERT. [3]

- **Méthode de VIBERT**

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par B.SALAH pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{K}}{\rho} \left[ \frac{2 \times K \times \alpha \times (1 - \nu_{ii}^2) \times (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_{ii}^2) \times \alpha \times E_s + E_m \times \epsilon_m \times (1 - \nu_s)} \right] \text{ [m/s];} \dots \dots \dots \text{ (VI.2)}$$

Avec : K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07×10<sup>9</sup> Pascal ;

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m<sup>3</sup> ;

$E_m$ : module de Young du matériau de la conduite ;  $E_m = 1 \times 10^{11}$  pour la fonte ;

$E_s$ : module de Young du sol ;  $E_s = 2 \times 10^8$  Pascal ;

$\nu_m$ : coefficient de poisson du matériau.  $\nu_m = 0,3$  (fonte) ;

$\nu_s$ : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.  $\nu_s = 0,33$  ;

$e_m$ : Epaisseur de la conduite (m).

$a$  : rayon intérieur de la conduite (m).

**la charge tenant compte du coup de bélier**

$$Z = H_g + \frac{C \times V_0}{g} \text{ [m]}; \dots\dots\dots(VI.3)$$

$V_0$  : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

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

$H_g$  : la hauteur géométrique (m).

**La charge statique absolue**

$$Z_0 : H_g + 10 \text{ [m]}; \dots\dots\dots (VI.4)$$

**La charge maximale absolue**

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C \times V_0}{g}; \dots\dots\dots(VI.5)$$

On a:

$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \times g} \quad \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\}$	<p><b>Abaque de VIBERT</b> <math>\frac{U_0}{L \times S}, \frac{Z_{min}}{Z_0}</math>; voir (Annexe IV.)</p>
---	--

A partir de  $\frac{U_0}{L \times S}$ , L et S, on tire  $U_0$ , donc :

$$U_0 \times Z_0 = U_{max} \times Z_{min} \quad U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}}; \dots\dots\dots(VI.6)$$

Avec :  $U_{max}$  est le volume du réservoir d'air en (m<sup>3</sup>).

### Application numérique

- **Les données de base**

Les caractéristiques des conduites de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2:** Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Conduite	Type de matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP vers RT1	Fonte ductile	500	0.20	1,08	1533.16	145.20
SR vers RT3	Fonte ductile	600	0.28	1,36	8319.91	161.40

- **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.3:** Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.

Conduite	K (Pa)	P (kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	v <sub>m</sub>	v <sub>s</sub>	E <sub>s</sub> (Pa)	E <sub>m</sub> (Pa)	e <sub>m</sub> (m)	C (m/s)
SP vers RT1	2,07×10 <sup>9</sup>	1000	0,25	0,3	0,33	2×10 <sup>8</sup>	2×10 <sup>11</sup>	0,00714	<b>1435,26</b>
SR vers RT3	2,07×10 <sup>9</sup>	1000	0,30	0,3	0,33	2×10 <sup>8</sup>	2×10 <sup>11</sup>	0,0075	<b>1434,57</b>

- **Calcul de la capacité du réservoir d'air**

Les résultats du calcul du volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau VI.4:** Calcul du volume des réservoirs d'air.

Station de pompage	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)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>normalisé</sub> (litre)
SP	155.2	313.2	1,08	9,81	0,059	0,00038	0,0019	0,57	0,58	1.02	<b>1500</b>
SR	171.4	370.3	1,36	9,81	0,094	0,00055	0,0029	0,55	6,76	12.28	<b>13000</b>

- **Caractéristiques finales du réservoir d'air**

**Pour la station de pompage SP on choisit un réservoir d'air de capacité 1500 Litres**

**Pour la station de reprise SR on choisit deux réservoirs d'air de capacité (7000 + 6000 Litres)**

L'encombrement des réservoirs d'air auxquels on a opté est donné dans les deux figures suivantes :

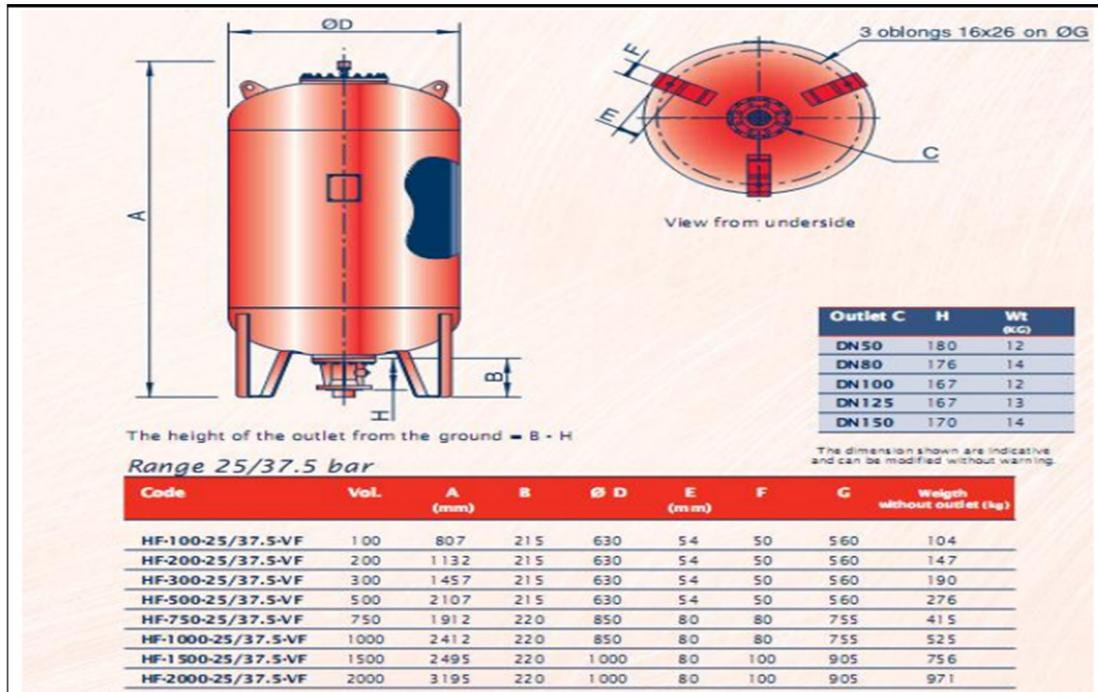


Figure VI.4: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE. (de 100 à 2000 litres)

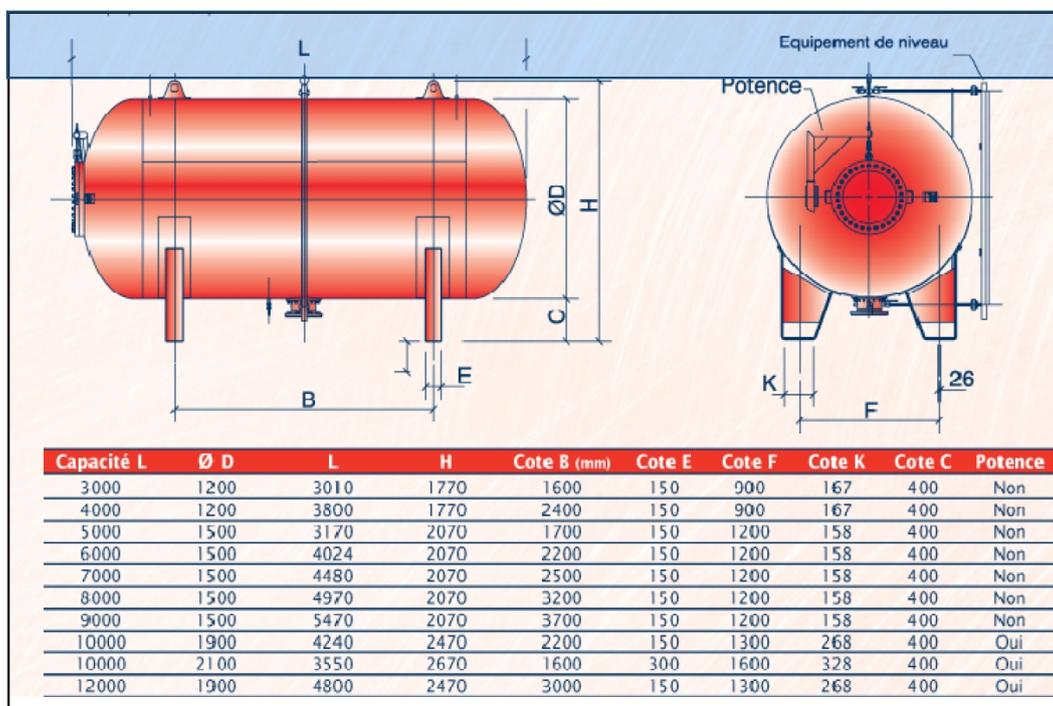


Figure VI.5: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE. (de 3000 à 12000 litres)

### VI.1.9. Installation du réservoir d'air

Vu ses dimensions, le réservoir d'air sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines.

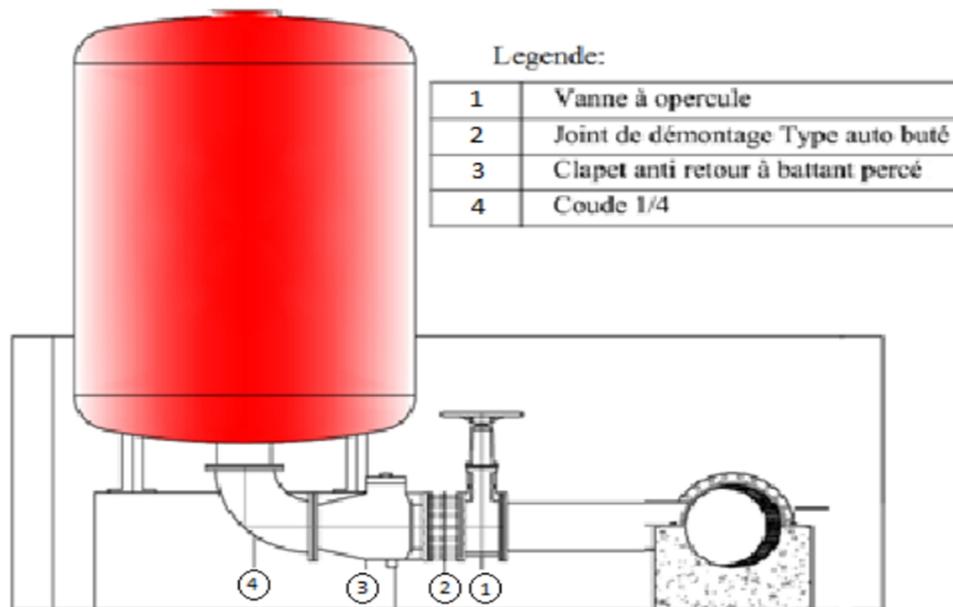


Figure VI.6: Schéma d'installation du réservoir d'air.

## VI.2. Protection des conduites contre la corrosion

### VI.2.1. Définition

C'est l'attaque destructive d'un métal par réaction chimique ou électrochimique avec son environnement. Les propriétés mécaniques des matériaux sont altérées.

La corrosion est due à une attaque physico-chimique du métal exposé, dépendant de la nature de l'eau et de celle du métal. La vitesse de dissolution du métal est inversement proportionnelle à l'alcalinité, à la dureté et au PH de l'eau. Nombreux sont toute fois les autres facteurs, plus ou moins bien connus, qui interviennent et compliquent le problème. Il est fréquent que les eaux naturelles soient moins corrosives que les eaux traitées de qualité apparemment semblable.

### VI.2.2. Les 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 calcaire 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.

### **VI.2.3. 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.



**Figure VI.7:** Corrosion externe dans une conduite.

#### **VI.2.4. 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.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.



**Figure VI.8:** Corrosion interne dans une conduite.

#### **VI-2-5. Protection des conduites contre la corrosion interne**

- Revêtement intérieur au mortier de ciment
- Revêtement intérieur en polyuréthane
- Eviter les faibles vitesses d'écoulement.
- Revêtir soigneusement les conduites intérieurement.
- Chasser l'air aux points hauts de la canalisation.
- Que la pose doit se faire avec soin.

#### **VI-2-6. Protection des conduites contre la corrosion externe**

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène



**Figure VI.8 :** Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène

### **Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons fait un calcul simplifié des réservoirs d'air pour assurer une protection contre le coup de bélier. Leurs capacités respectives sont de 1500 et 13000 Litres et seront installés à la sortie des stations de pompage.

Pour la corrosion nous avons adopté un revêtement en polyéthylène assurant la protection des conduites en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

## INTRODUCTION

L'organisation du chantier demande et impose un rythme de travail et pour cela il faut une bonne utilisation des moyens humains et matériels dans le but de rechercher la rapidité, la qualité et l'économie.

### VII.1- Différents travaux à entreprendre

#### VII.1.1. Travaux concernant l'adduction

##### ➤ Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé à l'entrepôt des conduites.

##### ➤ Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

##### ➤ Pose des conduites

On les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille et on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour ne pas avoir des difficultés au raccordement des conduites.

##### ➤ Epreuve de joint et de la canalisation

L'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui remplit en eau la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle elle sera soumise lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

##### ➤ Remblayage des tranchées

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

##### ➤ Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement.

**VII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

**VII.1.3. Travaux concernant les Réservoirs**

- Excavation.
- Pose du tout venant.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton du radier.
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre.
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre.

## VII.2. Calcul des volumes de travaux

### VII.2.1. Calcul des volumes de travaux de l'adduction

#### a. Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers Sachant que :

$$S_d = b \times h_{tr} \dots \dots \dots (VII.1)$$

Avec :

$S_d$  : surface des déblais de chaque coupe ( $m^2$ ).

$b$  : largeur de la tranchée (m).

$h_{tr}$  : profondeur de la tranchée (m).

Donc le volume excavé en ( $m^3$ ) sera :

$$V_d = S_d \times L \dots \dots \dots (VII.2)$$

Avec :

$L$  : distance entre deux coupes consécutives en (m).

- **La profondeur de la tranchée**

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

$$h_{tr} = D + h + e \dots \dots \dots (VII.3)$$

Avec :

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$h$  : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

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

- **Largeur de la tranchée**

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

$$b = D + (0,3 \times 2) \dots \dots \dots (VII.4)$$

Avec :

$D$  : diamètre de la conduite (m).

**Tableau VII.1:** Calcul du volume du déblai de l'adduction.

<b>D (mm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>H (m)</b>	<b>S (m2)</b>	<b>Vd (m3)</b>
600	8319,91	1,2	1,75	2,1	17471,81
500	13530,7	1,1	1,65	1,815	24558,22
400	787,76	1	1,55	1,55	1221,03
350	583,71	0,95	1,5	1,425	831,79
300	2175,64	0,9	1,45	1,305	2839,21
250	2103,86	0,85	1,4	1,19	2503,59
200	147,53	0,8	1,35	1,08	159,33
125	4018,39	0,725	1,275	0,924375	3714,50
<b>TOTAL</b>					<b>53299,48</b>

Donc le volume total des déblais est égal à : **Vd= 53299.48m<sup>3</sup>**

#### **b. Lit de sable**

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur:

$$V_s = b \times e \times L \dots \dots \dots \text{(VII.5)}$$

Avec :

$V_s$  : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>).

$e$  : épaisseur du lit de sable,  $e = 0,15\text{m}$ .

$b$  : largeur de la tranchée (m).

$L$  : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.2:** Calcul du volume du lit de sable.

<b>D (mm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>e (m)</b>	<b>Vs (m3)</b>
600	8319,91	1,2	0,15	1497,58
500	13530,7	1,1	0,15	2232,57
400	787,76	1	0,15	118,16
350	583,71	0,95	0,15	83,18
300	2175,64	0,9	0,15	293,71
250	2103,86	0,85	0,15	268,24
200	147,53	0,8	0,15	17,70
125	4018,39	0,725	0,15	437,00
<b>TOTAL</b>				<b>4948,15</b>

Donc le volume du lit de sable est égal à : **V<sub>s</sub> = 4948.15 m<sup>3</sup>**

**c. Volume de la conduite**

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots \text{(VII.6)}$$

Avec :

**S<sub>c</sub>** : section de la conduite (m<sup>2</sup>).

**D** : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c \times L \dots\dots\dots \text{(VII.7)}$$

Avec :

**V<sub>c</sub>** : volume de la conduite (m<sup>3</sup>).

Les résultats de calcul du volume de la conduite sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.3:** Calcul du volume des conduites.

<b>D (mm)</b>	<b>S (m2)</b>	<b>L (m)</b>	<b>V (m3)</b>
600	0,28	8319,91	2351,21
500	0,20	13530,7	2655,40
400	0,13	787,76	98,94
350	0,10	583,71	56,13
300	0,07	2175,64	153,71
250	0,05	2103,86	103,22
200	0,03	147,53	4,63
125	0,01	4018,39	49,29
<b>TOTAL</b>			<b>5472,53</b>

Donc le volume des conduites est égal à : **V<sub>c</sub> = 5472.53 m<sup>3</sup>**

**d. Remblais compacté**

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_d - V_s - V_c \dots\dots\dots \text{(VII.8)}$$

**V<sub>r</sub>** : volume du remblai (m<sup>3</sup>).

**V<sub>d</sub>**: volume du déblai (m<sup>3</sup>).

**V<sub>c</sub>** : volume occupé par la conduite (m<sup>3</sup>).

**V<sub>s</sub>** : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>).

A.N : **V<sub>r</sub> = 53299.48 – 4948.15 – 5472.53 ⇒ V<sub>r</sub> = 42878.8m<sup>3</sup>**

**Tableau VII.4:** Devis des différents travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m <sup>3</sup>	53299.48	300,00	15 989 844,00
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	4948.15	800,00	3 958 520,00
3	Les conduites	m	5472.53	-	535 729 249,00
4	Remblais	m <sup>3</sup>	42878.8	400,00	17 151 520,00
<b>TOTAL</b>					<b>572 829 133,00</b>

### VII.3.Choix des engins

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux public, les engins que nous allons utiliser sont :

➤ **Bulldozer**

On utilise le bulldozer ou le terrain est très difficile.

➤ **Niveleuses**

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition, ses emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou pierres.
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou curage des fossés en inclinant la lame sur le coté.

➤ **Pelle**

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement.

➤ **Chargeur**

Ce sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet. Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

➤ **Compacteur**

L'engin qui convient à cette opération c'est le compacteur à rouleau lisse

➤ **Camion malaxeur**

Son rôle est de transporter le béton prêt à partir de la centrale à béton aux ouvrages à construire

## VII.4. Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Changer de direction.
- Raccorder deux conduites.
- Changer le diamètre.
- Soutirer les débits.

### ➤ Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation et on distingue :

**Les vannes d'isolement :** Permettent d'isoler certains tronçons que nous voulons inspecter, réparer ou entretenir. Nous distinguons deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres. Nous allons les placer au niveau de chaque départ du tronçon de l'adduction d'eau potable.

**Les vannes à clapets de non-retour :** Permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

Dans notre cas, nous prévoyons d'installer :

- Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe.
- Les vannes d'isolement de type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir pour éviter son vidange accidentelle

### ➤ Robinet à flotteur

Situé à l'extrémité de la conduite d'arrivée dans les réservoirs. Il permet d'arrêter ou d'activer leur alimentation. La commande est transmise par flotteur ou par la pression hydrostatique entre le réservoir et la station de pompage Il sert à régler la tranche d'eau sur laquelle nous voulons travailler. Pour notre cas, nous prévoyons des robinets à flotteur dans la bêche d'aspiration de la station de pompage.

➤ **Ventouses**

Ce sont des appareils de dégazage mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. Dans notre cas on prévoit des ventouses :

- Dans tous les points les plus hauts.
- Sur des grandes longueurs en montée ou descente (Installation tous les 800m).
- Après les pompes.

➤ **Vannes de vidange**

Les vannes de vidange ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues :

- A tous points bas du profil de la conduite.

➤ **By-pass**

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente.
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service.
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by-pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement, et à l'intérieur de la chambre de vanne.

➤ **Moyens anti-bélier**

Les différents moyens de protection anti-bélier.

Dans notre projet, la protection contre le coup de bélier est détaillée dans le chapitre VI.

➤ **Crépines**

La crépine évite l'entrée des corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets. Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5m du fond du puisard.

➤ **Déversoirs de trop plein**

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, nous avons intérêt à transformer l'extrémité supérieure de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné, et ça se trouve au niveau des conduites de trop plein des réservoirs.

➤ **Joints de raccordement**

Les conduites sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser.

➤ **Organes de mesure**

**a- Mesure de débit :** Les différents dispositifs de mesure sont :

- Le diaphragme, la tuyère et le venturi.

**b- Mesure de pression :** Les appareils utilisés pour la mesure de pression sont

**Manomètres à aiguilles :** Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

**Manomètres à soufflet :** Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur-chauffage.

➤ **Organes de raccordement**

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement,
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage,
- Le changement de diamètre de la conduite,
- Le montage et le démontage des accessoires,
- Le changement de direction de la conduite.

**Coudes :** Les coudes sont des accessoires utiles lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

**Cônes :** Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- Les cônes à deux emboîtements,
- Les cônes à deux brides,
- Les cônes à emboîtement et bride.

**Joints de démontage :** En pratique, nous rencontrons des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, nous les rencontrons surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

### VII.5. Estimation des aménagements

Le tableau donné ci-après constitue une pré-estimation des travaux à réaliser pour la mise en service de l'adduction. Cette estimation se base sur des prix d'ordre observés pour des marchés similaires dans les dernières années.

**Tableau VII.5:** Tableau récapitulatif de différentes fournitures

N°	DESIGNATION DES LOTS	MONTANT (DA)
1	CANALISATIONS	572 829 133,00
2	PIECES SPECIALES CANALISATIONS (5%)	28 641 457,00
2	OUVRAGES DE STOCKAGE ET DISTRIBUTION	93 927 512,00
4	PIECES SPECIALES DES OUVRAGES (5%)	4 696 376,00
5	GENIE CIVIL STATION DE POMPAGE	1 903 548,00
6	EQUIPEMENT DE LA STATION DE POMPAGE	35 000 000,00
7	GENIE CIVIL STATION DE REPRISE	2 077 756,00
8	EQUIPEMENT DE LA STATION DE REPRISE	37 500 000,00
-	<b>TOTAL</b>	<b>776 575 782,00</b>

**En chiffre : 776.575.782,00 DA**

**En lettre :** Sept cent soixante-seize millions cinq cent soixante-quinze mille sept cent quatre-vingt deux Dinars Algériens.

## VII.6. Planification des travaux de l'adduction

La planification consiste à chercher la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;

Les travaux suivants seront ordonnés selon la méthode du réseau à nœuds.

La méthode du réseau à nœuds ou dite méthode des potentiels est une méthode où les nœuds représentent des tâches qui sont reliées par des flèches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps.

### VII.6.1. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau

**Tableau VII.6 : temps de réalisation des opérations de l'adduction**

Notation	Opération	Durée (j)
A	Exécution des tranchées dans la commune de Safsaf El Ouesra	242
B	Exécution des tranchées dans la commune de Bir El Ater	309
C	Pose du lit de sable dans la commune de Safsaf El Ouesra	49
D	Pose du lit de sable dans la commune de Bir El Ater	62
E	Pose de la canalisation dans la commune de Safsaf El Ouesra	151
F	Pose de la canalisation dans la commune de Bir El Ater	193
G	Remblayage des tranchées dans la commune de Safsaf El Ouesra	43
H	Remblayage des tranchées dans la commune de Bir El Ater	54

**VII.6.2. Planification par la méthode du réseau à nœuds**

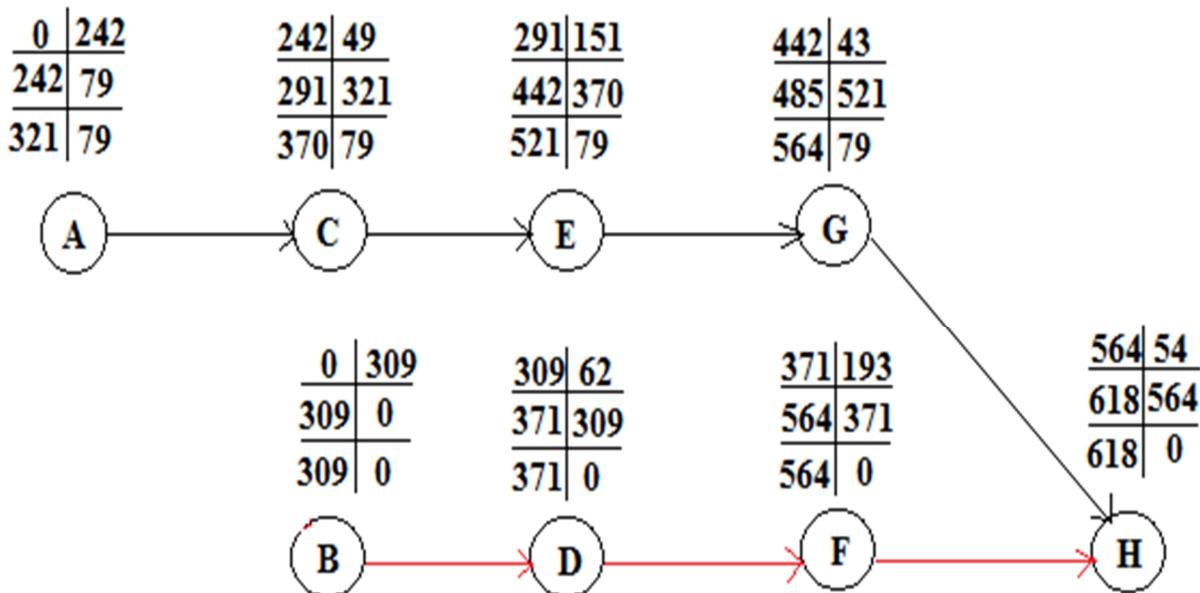
On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau suivant :

**Tableau VII.7 :** tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

opérations	précède	succède
A	C	-
B	D	-
C	E	A
D	F	B
E	G	C
F	H	D
G	H	E
H	-	FG

Le réseau à nœuds est représenté sur la (figure VII.1) où les dates de commencement et de finitions au plutôt, les dates de commencement et de finitions au plus tard, les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés

Les flèches rouge portées sur la figure VII.1 représentent le chemin critique du réseau



**Figure VII.1 :** Réseaux à nœuds de l'adduction

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de **618 jours** soit environ **21 mois**

## **Conclusion**

Ce chapitre nous a permis de savoir comment procéder à des travaux sur un chantier dans les meilleures conditions et on a défini :

- Les volumes des travaux nécessaires pour élaborer notre système d'adduction.
- L'estimation du coût de notre projet.
- Les engins ainsi que les accessoires à utiliser pour notre projet.
- La durée des travaux de l'adduction qui est de 618 jours.

## CONCLUSION GENERALE

L'étude de l'adduction des communes de Safsaf El Ouesra et Bir El Ater à partir de la station de traitement du barrage Safsaf a fait l'objet de ce modeste travail établi dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude.

L'étude de reconnaissance de notre région d'étude nous a permis de collecter les données de base pour la conception de notre adduction. Le bilan ressources disponible en eau – demande de la population à l'horizon futur a indiqué un fort déficit qui va être comblé avec un débit de 177.12 l/s à partir de la station de traitement du barrage Safsaf. Pour ce faire, nous projetons une adduction gravitaire en fonte ductile sur un linéaire de 23 km avec des diamètres variant de 125 à 500 mm et d'une adduction par refoulement en fonte aussi sur un linéaire de 10 km avec des diamètres variant de 500 à 600 mm. A proximité de la station de traitement, nous avons projeté une station de pompage équipée de quatre pompes à axe horizontal type CAPRARI PM 100/3 A en plus de deux identiques de secours. Entre la commune de Safsaf El Ouesra et Bir El Ater, une station de reprise est projetée équipée de cinq pompes à axe horizontal type CAPRARI PM 150/7 B en plus de deux identiques de secours.

Pour un meilleur fonctionnement de ce système d'adduction nous prévoyons des réservoirs d'air comme moyen anti bélier, des ventouses sur les points hauts et des vidanges sur les points bas.

Pour maintenir en bon état nos conduites nous avons adopté une protection contre la corrosion avec un revêtement en polyéthylène.

En utilisant la méthode des nœuds pour la planification des différents travaux de chantier nous estimons un temps de réalisation de notre projet de vingt et un mois pour un cout total du projet de Sept cent soixante-seize millions cinq cent soixante-quinze mille sept cent quatre-vingt deux Dinars Algériens.

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **M. CARLIER** : « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.

[2] **B.SALAH** : « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable».

[3] **MICHEL A.MOREL** : (1994) « Exercices de mécanique des fluides » (Tome 02)  
Chihab-Eyrolles.

## **Mémoire de fin d'études :**

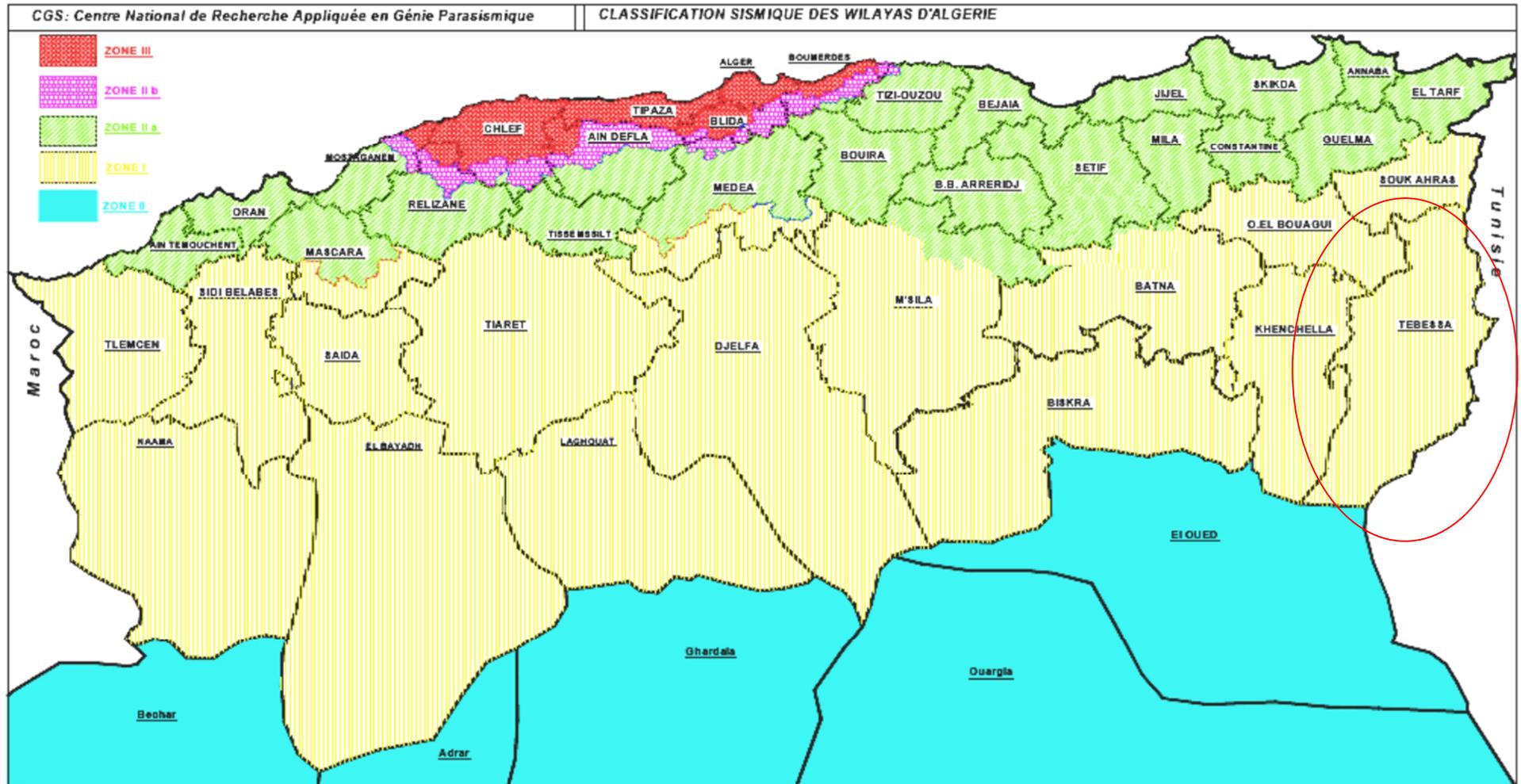
**BENMEBAREK Mourad** : « ETUDE DE RENFORCEMENT DE  
L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE DE BORDJ EL KIFFAN (W.ALGER) »,  
ENSH 2011.

## **Catalogue :**

**CAPRARI** « Pompes multicellulaires à haute pression ».

**CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique », (Protection des conduites contre le phénomène transitoire).

# ANNEXE I : Carte de zonage sismique de l'Algérie



## ANNEXE II :

**Tableau :** Les prix des conduites en fonte ductile d'après l'entreprise **KOUG.C.**

<b>Diamètre en (mm)</b>	<b>Prix du ml (DA)</b>
60	2 464.36
80	3 422.31
100	6 682.31
125	7 836.22
150	8 534.23
200	10 323.10
250	11 542.36
300	12 336.05
350	13 521.23
400	14 910.06
450	15 982.11
500	17 885.15
600	22 831.78
700	27 777.32
800	31 722.86
900	35 668.40
1000	39 613.94

**Remarque:** les prix mentionnés ci dessus sont les prix **de vente et de pose** des conduites en fonte ductile par mètre linéaire.

### ANNEXE III :

#### **Indices de rugosité de la tuyauterie**

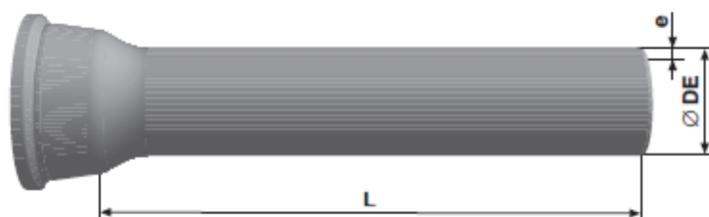
Valeurs usuelles indices de rugosité (K) en mm		
	<b>Nature de la surface intérieure</b>	<b>Indice rugosité k</b>
1	cuivre, plomb, laiton, inox	0,001 à 0,002
2	Tube PVC	0,0015
3	Acier inox	0,015
4	tube acier du commerce	0,045 à 0,09
5	Acier étiré	0,015
6	Acier soudé	0,045
7	acier galvanisé	0,15
8	Acier rouillé	0,1 à 1
9	fonte neuve	0,25 à 0,8
10	fonte usagée	0,8 à 1,5
11	fonte incrustée	1,5 à 2,5
12	tôle ou fonte asphaltée	0,01 à 0,015
13	ciment bien lissé	0,3
14	Béton ordinaire	1
15	béton grossier	5
16	bois bien raboté	5
17	bois ordinaire	1



## Annexe V : Les caractéristiques des conduites en fonte ductile.

### Tuyaux en fonte ductile, zinc + peinture bitumineuse

DN 60 - 2000



DN mm	L m	DE mm	e fonte mm	Masse moy. par tuyau kg	Masse moy. métrique m
60	6,00	77	6,0	60,1	10,0
80	6,00	98	6,0	78,2	13,0
100	6,00	118	6,1	95,4	15,9
125	6,00	144	6,2	118,0	19,7
150	6,00	170	6,3	145,0	24,2
200	6,00	222	6,4	203,0	33,8
250	6,00	274	6,8	267,0	44,5
300	6,00	326	7,2	337,0	56,2
350	6,00	378	7,7	480,0	80,0
400	6,00	429	8,1	567,0	94,5
450	6,00	480	8,6	671,0	111,8
500	6,00	532	9,0	775,0	129,2
600	6,00	635	9,9	1007,0	167,8
700	7,00*	738	10,8	1515,0	216,4
800	7,00*	842	11,7	1856,0	265,1
900	7,00*	945	12,6	2223,0	317,6
1000	7,00*	1048	13,5	2621,0	374,4
1000	8,27*	1048	13,5	3085,0	373,0
1100	8,27*	1151	14,4	3604,0	435,8
1200	8,26*	1255	15,3	4153,0	502,8
1400	8,19	1462	17,1	5543,0	676,8
1500	8,18	1565	18,0	6236,0	762,3
1600	8,18	1668	18,9	6942,0	848,7
1800	8,17	1875	20,7	8430,0	1031,8
2000	8,13	2082	22,5	10093,0	1241,5

\* La longueur utile des tuyaux dépend de la profondeur de l'emboîtement. Consultez-nous pour les dimensions exactes.  
Tolérances: voir norme NBN EN 545

#### Joint disponibles:

Non verrouillé: DN 60 – 2000 Standard  
DN 80 – 300 Tyton

Verrouillé: DN 60 – 600 Standard Vi  
DN 80 – 300 Tyton Sit ou Tyton Sit +  
DN 350 – 600 Standard V+i  
DN 350 – 600 Universal Standard Vi  
DN 350 – 1200 Universal Standard Ve  
DN 350 – 1200 Standard Ve  
DN 1400 – 1800 Pamlock (nous consulter)  
DN 2000 nous consulter