

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'Adduction a partir du barrage Sidi M'hammed ben Taiba vers les communes de Ain Defla ; Arib ; Sidi lakhdar et Khemis Miliana (w. Ain defla).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0009-11

APA Citation (توثيق APA):

Bourekiza, Rachid (2011). Etude de l'Adduction a partir du barrage Sidi M'hammed ben Taiba vers les communes de Ain Defla ; Arib ; Sidi lakhdar et Khemis Miliana (w. Ain defla)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مذكرات، مقالات الدورات، 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 DE L'HYDRAULIQUE  
« ARBAOUI Abdellah »**

**DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU**

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

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN  
HYDRAULIQUE**

**Option : Conception des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable**

### **THEME**

**ETUDE DE L'ADDUCTION A PARTIR DU BARRAGE SIDI  
M'HAMMED BEN TAÏBA VERS LES COMMUNES DE AIN  
DEFLA ; ARIB ; SIDI LAKHDAR ET KHEMIS MILIANA  
W.AIN DEFLA**

**Présenté par :  
M<sup>r</sup>: BOUREKIZA RACHID**

**Promoteur:  
M<sup>r</sup>: AYADIA**

**Devant le jury composé de :**

**Présidente :**

**M<sup>eme</sup> H.MEDDI**

**Examineurs :**

**M<sup>r</sup> M.DJELLAB**

**M<sup>r</sup> A.RASSOUL**

**M<sup>eme</sup> M.KAHLERRAS**

**M<sup>eme</sup> S.HOULI**

**Octobre/2011**

**Octobre 2011**

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance  
et de respect :*

*Spécialement A ma très chère mère que la paix de dieu  
soit sur son âme*

*A mon très cher père et son nouvelle épouse*

*A tous mes frères et sœurs*

*A toute la famille BOUREKIZA*

*A toute ma grande famille*

*A tous Mes amis sans exception*

*Et a toute la promotion 2010/2011 de l'hydraulique*

*Rachid*



# Remerciement



*Avant tout, je remercie "Allah" qui a illuminé mon chemin et qui m'aide et de me donner le courage pour achever mes études.*



*Je remercie fortement mon promoteur : M<sup>r</sup> Ayadi*

*Abderrahmane de m'avoir orienté par ses conseils*

*judicieux dans le but de mener a bien ce travail*

*Je remercie également tous les personnels de service d'AEP*

*dans la DHW de Ain Defla.*

*Je tiens à remercier aussi :*

*Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*

*Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH*

*Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans*

*l'élaboration de mon mémoire.*

*Rachid*

## ملخص

هذا المشروع المقترح هو جزء من عملية جر المياه الشامل لولاية عين الدفلى. وهو يغطي كل من بلديات عين الدفلى ، عريب، سيدي لخضر و خميس مليانة ، حيث يهدف إلى تلبية الاحتياجات المستقبلية للاستهلاك لهذه المدن عن طريق سد سيدي امحمد بن طيبة من دون استخدام المياه الجوفية للمنطقة. من خلال هذه المذكرة سوف ندرس جميع النقاط اللازمة لجلب المياه من سد سيدي امحمد بن طيبة إلى خزانات مياه التزويد.

Le présent projet de transfert fait partie du projet global de l'alimentation en eau potable de la wilaya de AIN DEFLA.

Il concerne les communes de Ain defla ; Arib ; Sidi-lakhdar et Khemis-Miliana dont le but de cette étude est de satisfaire les besoins futurs de consommation de ces agglomérations a partir du barrage **Sidi M'hamed Ben Taïba** sans l'utilisation des eaux souterraines de la région.

A travers ce mémoire on va étudier tous les points nécessaires afin d'acheminer l'eau du barrage vers les réservoirs d'alimentation.

## Abstract

This proposed transfer project is part of the overall drinking water supply for the wilaya of Ain Defla.

It covers the towns of Ain Defla, Arib, Sidi Lakhdar and Khemis Miliana, the goal of this study is to determine the future consumption needs for these cities from **Sidi M'hamed Ben Taïba** dam without using any underground water in the area.

Through this study we will examine all the necessary points for transferring water from the dam to the supply tanks.

# SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

## **Chapitre I : Etude préliminaire**

Introduction.....	2
I.1. Description générale de la zone d'étude.....	2
I.2. Situation géographique.....	2
I.3. Situation climatologique.....	4
I.3.1. climat.....	4
I.3.2. température.....	4
I.3.3. pluviométries.....	4
I.4. situation géologique.....	4
I.5. Situation topographique.....	5
I-6- Situation hydraulique actuelle.....	5
I-7- population.....	8
I-8- Barrage de Sidi M'hammed Ben Taïba.....	9
I 8-1 localisations du barrage.....	9
I-8-2 qualité de l'eau du barrage.....	9
Conclusion.....	12

## **Chapitre II : Estimation des besoins en eau**

Introduction.....	13
II.1. Evolution de la population .....	13
II.2. Evolution des besoins en eau potable.....	14
II.2.1. Généralités.....	14
II.2.2. Evaluation des besoins en eau potable.....	15
II.3. Variation de la consommation journalière.....	16
II.3.1. Consommation maximale journalière.....	16
II.3.2. Consommation minimale journalière.....	17
II.4. Variation de la consommation horaire.....	17
II.4.1. Consommation maximale horaire.....	17
II.4.2. Consommation minimale horaire.....	18
II.4.3. Débit moyen horaire.....	18
II.4.4. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.....	19
Conclusion.....	27

### **Chapitre III : Etude de la prise d'eau**

Introduction.....	28
III-1.La prise superficielle d'eau.....	28
III-2.Conception d'une prise d'eau.....	28
III-3.Critères de choix de L'emplacement des prises d'eau.....	30
III-4.Types des prises d'eau.....	30
III-5.Dimensionnement de la prise d'eau.....	33
Conclusion.....	34

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

Introduction.....	35
IV.1. Classification des réservoirs.....	35
IV.2. Emplacement des réservoirs.....	35
IV.3. Equipements des réservoirs.....	35
IV.4. Entretien des réservoirs.....	36
IV.5. Hygiène et sécurité.....	36
IV.6. Capacité d'un réservoir.....	38
IV.6.a. Principe de calcul.....	38
IV.6.b. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction.....	39
VI.7.Réservoirs existants le long du tracé.....	46
IV.8. Forme des réservoirs.....	46
IV.9. Traversée des conduites dans les parois de la cuve.....	47
Conclusion.....	48

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

Introduction.....	49
V-1 types d'adduction.....	49
V.1.a. Adduction gravitaire.....	49
V.1.b. Adduction par refoulement.....	49
V.1.c. Adduction mixte.....	49
V.2.Choix de matériaux des canalisations.....	49
V.3. Etude des variantes et choix de tracé.....	50
V.3.1 proposition des variantes.....	50
V.3.2.Analyse des deux variantes.....	51
V.3.3. Choix de la variante.....	52
V.4.Dimensionnement de l'adduction.....	52
V.4.1. Méthode de calcul.....	52
V.4.1.1 cas de refoulement.....	52
a-Tronçon :(station de pompage –station de traitement).....	53
b-Tronçon :( station de reprise - réservoir Khemis Miliana).....	55
V.4.1.2 cas gravitaire.....	57
❖ Calcul des longueurs des différents tronçons.....	58
❖ Calcul de la charge disponible.....	59

❖ Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction.....	59
❖ Normalisation des diamètres .....	60
❖ Calcul des pertes de charges de chaque tronçon .....	60
❖ caractéristiques des différents points .....	61
Conclusion.....	61

## **Chapitre VI : Etude de pompage**

Introduction.....	63
VI.1. Fonctionnement de la pompe.....	63
VI.2. Choix de l'emplacement de la station de pompage.....	63
VI.3. Situation des ouvrages.....	63
VI.4. Choix de l'équipement hydromécanique et énergétique .....	63
VI.5. Choix du type de pompe.....	63
VI.6. Choix du nombre de pompes.....	64
a- Refoulement station de pompage-station de traitement.....	64
b-Refoulement station de reprise-réservoir de Khemis-Miliana.....	65
VI.7. Courbes caractéristiques des pompes.....	65
VI.8. Points de fonctionnement des pompes.....	67
VI.9. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	68
A. Débit disponible > Débit appelé.....	68
B. Débit disponible < Débit appelé .....	69
VI.9.1 Vannage.....	70
VI.9.2. diminution du temps de pompage.....	70
VI.10. Description des pompes.....	71
VI.10.1 Caractéristiques générales de la pompe(PM150).....	71
VI.10.2 Matériau des principaux organes de la pompe.....	71
VI.10.3 Dimensions de la pompe.....	71
VI.11 Caractéristiques du moteur.....	72
VI.11.1 Moteur de la pompe de station de pompage N°1 (PM150).....	72
VI.11.2 Moteur de la pompe de station de reprise (PM150).....	72
VI.12. Dimensionnement des bâtiments des deux stations.....	73
VI.12.1. station de pompage SP1.....	73
VI.12.2. Station de reprise de Khemis Miliana .....	75
Conclusion .....	76

## **Chapitre VII : Protection des conduites**

Introduction.....	77
VII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	77
VII 1.1. Généralité sur le coup de bélier.....	77
VII 1.2. Les risques dus aux coups de bélier.....	77
VII 1.3. Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	78
VII.1.4. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	79
VII.1.5. Fonctionnement d'un réservoir d'air .....	82
VII 1.6. Etude d'un réservoir d'air.....	82

VII 1.6.a. Méthodes de calcul du réservoir d'air .....	83
VII 1.6.b. Application.....	85
VII 1.6.c. Installation d'un réservoir d'air.....	87
VII.2. Protection des conduites contre la corrosion.....	87
Définition.....	87
VI.2.1.Facteurs de la corrosion.....	87
VI.2.2.Moyens de lutte contre la corrosion.....	88
VI.2.3.Protection contre la corrosion des conduites en fonte ductile.....	88
Conclusion.....	89

## **Chapitre VIII : Organisation de chantier**

Introduction.....	90
VIII.1. Différents travaux à entreprendre .....	90
VIII.1.1. Travaux concernant l'adduction.....	90
VIII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage.....	92
VIII.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction .....	93
VIII.2.1. Décapage de la couche de terre végétale.....	93
VIII.2.1.Déblais d'excavation.....	93
VIII.2.2.Volume de Lit de sable.....	95
VIII.2.3.Volume de la conduite.....	96
VIII.2.4.Remblais compacté.....	97
VIII.2.6.calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	97
VIII.3.Planification des travaux de l'adduction.....	98
VIII.3.1. Définitions des tâches et leurs durées.....	98
VIII.3.2.délai de réalisation de la conduite d'adduction.....	99
VIII.3.3 Chemin critique du réseau.....	99
VIII.4.Choix des engins de mise en place de la conduite.....	102
VIII.5.Evaluation du projet .....	104
VIII.5.1 Devis estimatif.....	104
VIII.5.2Devis global.....	105
Conclusion .....	105
Conclusion générale.....	106

# Liste des tableaux

<b><u>Chapitre I : Etude préliminaire</u></b>	<i>Page</i>
<i>Tableau I-1: les températures moyennes mensuelles.....</i>	04
<i>Tableau I-2: précipitations moyennes mensuelle.....</i>	04
<i>Tableau I-3: répartition des différentes forrages de la région.....</i>	06
<i>Tableau I-4: répartition des différentes sources existant dans la région.....</i>	07
<i>Tableau I-5 :répartition des différentes barrages de Ain defla.....</i>	07
<i>Tableau I-6: Population par commune à l'année de recensement2008.....</i>	08
<i>Tableau I-7: Paramètres physico-chimiques de l'eau du barrage.....</i>	10
<i>Tableau I-8:Paramètres de pollution de l'eau du barrage.....</i>	10
<i>Tableau I-9:Analyses globales de l'eau du barrage.....</i>	11
<i>Tableau I-10 : paramètres organiques de l'eau du barrage.....</i>	11
<i>Tableau I-12: Paramètres indésirables de l'eau du barrage.....</i>	12
 <b><u>Chapitre II : Estimation des besoins en eau</u></b> 	
<i>Tableau II-1 : Evolution de la population à différents horizon.....</i>	13
<i>Tableau II-2: Répartition par communes des besoins moyens journaliers.....</i>	15
<i>Tableau II-3: Tableau récapitulatif des consommations journalières.....</i>	17
<i>Tableau II-4 : <math>\beta_{max}</math> en fonction du nombre d'habitants.....</i>	18
<i>Tableau II-5: <math>\beta_{min}</math> en fonction du nombre d'habitants.....</i>	18
<i>Tableau II-6.: Calcul de consommation maximale, minimale et moyenne horaire pour chaque commune.....</i>	18
<i>Tableau II-7: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....</i>	19
<i>Tableau II-8: variation du débit horaire pour la commune AIN DEFLA.....</i>	20
<i>Tableau II-9: variation du débit horaire pour la commune Khemis Miliana.....</i>	21
<i>Tableau II-10: variation du débit horaire pour la commune ARIB.....</i>	22
<i>Tableau II-11: variation du débit horaire pour la commune SIDI LAKHDAR.....</i>	23
<i>Tableau II.12 : variation des débits horaires pour l'horizon 2040 pour l'ensemble des agglomérations.....</i>	24
 <b><u>Chapitre III : Etude de la prise d'eau</u></b> 	
<i>Tableau III-1 :calcul du diamètre de la conduite d'amené.....</i>	34
 <b><u>Chapitre IV : Etude des réservoirs du système d'adduction</u></b> 	
<i>Tableau IV-1 : détermination de la capacité de la bache d'aspiration de la station de pompage.....</i>	39
<i>Tableau IV-2 : détermination de la capacité de la bache d'aspiration de la station de reprise de Khemis Miliana.....</i>	40

<i>Tableau IV-3 : détermination de la capacité du réservoir d'eau traité.....</i>	41
<i>Tableau IV-4: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'ARIB.....</i>	42
<i>Tableau IV -5 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de SIDI LAKHDA....</i>	43
<i>Tableau IV -6: Evaluation du volume résiduel du réservoir Khemis Miliana.....</i>	44
<i>Tableau IV -7: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ain defla.....</i>	45
<i>Tableau IV -8: Tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux.....</i>	45
<i>Tableau IV -9: stockage existants dans la région.....</i>	46
<i>Tableau IV -10: Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.....</i>	47
<i>Tableau VI.11: Tableau donnant les dimensions des bâches d'aspirations.....</i>	47

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

<i>Tableau V-1 : calcul de la HMT de la pompe.....</i>	54
<i>Tableau V-2 : calcul des frais d'amortissement.....</i>	54
<i>Tableau V-3 : calcul des frais d'exploitation.....</i>	54
<i>Tableau V-4 : Bilan du tronçon station de pompage-station de traitement.....</i>	54
<i>Tableau V-5 : calcul de la HMT de la pompe.....</i>	56
<i>Tableau V-6 : calcul des frais d'amortissement.....</i>	56
<i>Tableau V-7 : calcul des frais d'exploitation.....</i>	57
<i>Tableau V-8: Bilan du tronçon station de reprise-réservoir de Khemis Miliana...</i>	57
<i>Tableau V-9: Coefficients <math>K'</math>, <math>m</math>, <math>\beta</math> pour différents types du tuyau.....</i>	58
<i>Tableau V-10: longueurs calculées des différents tronçons.....</i>	58
<i>Tableau V-11: tableau donnant les diamètres calculés de chaque tronçon.....</i>	59
<i>Tableau V-12 : diamètres normalisés de chaque tronçon avec leurs vitesses.....</i>	60
<i>Tableau V-13: calcul des pertes de charge de chaque tronçon.....</i>	60
<i>Tableau V-14: caractéristiques des différents points.....</i>	61

### **Chapitre VI : Etude de pompage**

<i>Tableau VI-1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre station de pompage SP1.....</i>	64
<i>Tableau VI-2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (station de reprise).....</i>	65
<i>Tableau VI-3: Le rendement de la pompe après vannage.....</i>	70
<i>Tableau VI-4: La puissance absorbée après vannage.....</i>	70
<i>Tableau VI-5: calcul de nouveau temps de pompage pour chaque station.....</i>	70
<i>Tableau VI-6: la puissance absorbé après la diminution du temps de pompage....</i>	71
<i>Tableau VI.7: Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe (PM150/4c).....</i>	71
<i>Tableau VI-8: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage SP1.....</i>	75
<i>Tableau VI-9: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de reprise.....</i>	75

## **Chapitre VII : Protection des conduites**

<i>Tableau VII-1: Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier.....</i>	81
<i>Tableau VII-2 : coefficient k pour divers matériaux.....</i>	83
<i>Tableau VII-3: caractéristiques des conduites.....</i>	85
<i>Tableau VII-4 : résultats de calcul des deux réservoirs d'air.....</i>	85
<i>Tableau VII-5: dimensions du réservoir de la première station de pompage.....</i>	85
<i>Tableau VII-6: dimensions du réservoir de la station de reprise de Khemis Miliana.....</i>	85

## **Chapitre VIII : Organisation de chantier**

<i>Tableau VIII-1: Calcul du volume des déblais de l'adduction.....</i>	95
<i>Tableau VIII-2 : calcul du volume du lit de sable.....</i>	95
<i>Tableau VIII-3:calcul du volume de la conduite.....</i>	96
<i>Tableau VIII-4 : volumes des travaux de l'adduction.....</i>	96
<i>Tableau VIII-5 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.....</i>	97
<i>Tableau VIII-6 : détermination du délai de la réalisation (conduite d'adduction).....</i>	97
<i>Tableau VIII-7 Devis estimatifs d'établissement de la conduite de transfert ...</i>	98
<i>Tableau VIII-8 : Devis estimatif global.....</i>	98
	99
	99
	105
	105
	105
	105

## *Liste des figures*

	<i>Page</i>
<i>figure I-1 : Localisation de la zone d'étude .....</i>	<i>03</i>
<i>figure I-2 : répartition des habitants par commune(2008).....</i>	<i>08</i>
<i>Figure II-1 : répartition des habitants par commune pour chaque horizon....</i>	<i>14</i>
<i>figure II.2 répartition des besoins par commune.....</i>	<i>16</i>
<i>figure II.3 histogramme de consommation totale.....</i>	<i>25</i>
<i>figure II.4: la courbe intégrale de la consommation totale.....</i>	<i>26</i>
<i>figure III-1 : composantes d'une prise d'eau.....</i>	<i>29</i>
<i>figure III-2 : schéma de la prise d'eau choisi.....</i>	<i>32</i>
<i>figure IV-1 : équipements d'un réservoir.....</i>	<i>37</i>
<i>figure IV.3: Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....</i>	<i>48</i>
<i>figure IV.4: Traversée des conduites (Gaine en fonte).....</i>	<i>48</i>
<i>figure V-1 : Variante n°1.....</i>	<i>50</i>
<i>figure V-2 : Variante n°2.....</i>	<i>51</i>
<i>figure V-3: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....</i>	<i>55</i>
<i>figure V-4 : choix de l'emplacement de la station de reprise.....</i>	<i>56</i>
<i>figure V-5 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....</i>	<i>57</i>
<i>figure V-6 : schéma générale de l'adduction.....</i>	<i>62</i>
<i>figure: VI-1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (Sp1).....</i>	<i>66</i>
<i>figure: VI-2 : Les courbes caractéristiques de la pompe(station de reprise)...</i>	<i>66</i>
<i>figure VI-3: Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage...</i>	<i>67</i>
<i>figure VI-4 : Point de fonctionnement des pompes de la station de reprise.....</i>	<i>67</i>
<i>figure VI-5 : Schéma d'une pompe centrifuge type (PM150-Caprari).....</i>	<i>72</i>
<i>figure VII-1 : Principe de disposition d'un réservoir d'air anti bélier.....</i>	<i>80</i>
<i>figure VII-2 : réservoir d'air choisit(SPI).....</i>	<i>86</i>
<i>figure VII-3 : réservoir d'air choisit (station de reprise).....</i>	<i>86</i>
<i>figure VII-4 : Installation d'un réservoir d'air.....</i>	<i>87</i>
<i>figure VII-5: Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.....</i>	<i>88</i>
<i>figure VIII-1: Traversé l'oued Abda (Sidi Lakhdar).....</i>	<i>91</i>
<i>figure VIII-2 : traversé d'un oued (pont-route n'existe pas).....</i>	<i>92</i>
<i>figure VIII-3 : coupe en travers de tranché de la conduite.....</i>	<i>94</i>
<i>figure VIII-4 : réseau à flèche (conduite d'adduction).....</i>	<i>100</i>
<i>figure VIII-5 : planification des travaux (diagramme de GANTT).....</i>	<i>101</i>
<i>figure VIII-5 : pelle hydraulique.....</i>	<i>102</i>
<i>figure VIII-6: Bulldozer.....</i>	<i>103</i>
<i>figure VIII-6 : chargeur.....</i>	<i>104</i>

## *Liste des planches*

*Planche -1 : Plan de masse de l'adduction.*

*Planche -2 : Profil en long couloir barrage SMBT-S traitement.*

*(variante 01 et 02)*

*Planche -3 : Profil en long couloir station de traitement-R Khemis-Miliana*

## Introduction générale

L'eau est la source de toute vie et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau ; Ce qui est apparent que l'eau est inépuisable d'un point de vue que l'eau représente environs de 75% de notre planète, tandis qu'en réalité le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible et à une forte tendance à ce réduire en considérant la croissance démographique et la pollution.

En Algérie, le problème de la satisfaction des besoins en eaux demeure primordial. L'évaluation des ressources en eaux soit souterraines soit de surfaces tant quantitative que qualitative devient une urgence pour répondre aux besoins en eau de l'AEP, de l'agriculture et de l'industrie. Dans ce sens, en particulier dans les régions montagneuses, la zone de Ain defla est caractérisée par un fort potentiel humain, des activités économique et agricole relativement importantes.

Au cours de la dernière décennie, le niveau piézométrique de la nappe phréatique semble avoir régulièrement diminué, conséquence de la surexploitation des eaux souterraine ce qui entraîne la diminution notable de l'état quantitatif et qualitatif des captages de la région de Ain-Defla et aggravé par les événements tectoniques qu'a connu la région. Cet état de fait pose de graves problèmes écologiques dans les zones urbaines (consommation) et agricoles (irrigation). L'eau dont la salinité est élevée, peut devenir impropre à la consommation.

Cette situation a incité les autorités à étudier L'utilisation des eaux du barrage **Sidi M'hamed Ben Taïba** pour L'AEP et l'irrigation de la zone tout en laissant la nappe se remontera régulièrement.

Ce projet qui concerne les agglomérations de la Wilaya Ain defla, dont la population totale des couloirs, Ain-Defla, Arib, Sidi Lakhdar et Khemis Miliana, concernées par l'étude est estimée à près de 193922 habitants en 2010 et 340074 habitants en 2040.

A travers huit chapitres qui sont tous d'une importance majeure dans ce mémoire, on va étudier tous les points nécessaires afin d'acheminer l'eau du barrage vers les réservoirs d'alimentation soit existants soit projetés le long du tracé de l'adduction.

## Introduction :

Le présent chapitre a pour but la synthèse de toutes les données et informations qui concerne la situation de la zone d'étude ; de point de vue géographique, topographique, géologique, climatologique, démographique et hydraulique, et de connaître la qualité de l'eau du barrage qui alimente la zone ; et cela nous permet de mener à bien notre travail

### I-1- Description générale de la zone d'étude :

La zone de notre étude fait partie du bassin hydrographique CHELLIF-ZAHREZ, qui s'étend sur une superficie de 56227 Km<sup>2</sup>; Elle est située sur l'axe de la route nationale N°4 et englobe les quatre chefs-lieux de communes suivantes: Ain defla, Arib, Sidi lakhdar et Khemis Miliana, qui sont tous de la wilaya de Ain defla.

### I-2- Situation géographique :

Le départ de l'adduction se fait à partir du barrage « **SIDI M'HAMMED BEN TAÏBA** » qui se situe à 8km au nord de la wilaya de Ain Defla; dans la daïra d'El-amra commune de Arib, pour arriver jusqu'à le réservoir de KHEMIS MILIANA.

La commune de Ain defla est limitée :

- Au Nord par : Mekhatria
- A l'Est par : Arib et Djelida
- A l'Ouest par : Elamra et Rouina
- Au Sud par : Djelida et Bourached

ARIB est une petite commune de la Daïra d' Elamra. Elle est limitée:

- Au nord par : la wilaya de Tipaza
- A l'est par : la daïra de Miliana
- A l'ouest par : la commune Mekhatria
- Au sud par : Djelida

Sidi lakhdar est une commune de la Daïra de Khemis Miliana. Elle est limitée:

- Au nord par : la daïra de Miliana
- A l'est par : Khemis Miliana
- A l'ouest par : Arib
- Au sud par : Djelida

La commune de Khemis Miliana est limitée:

- Au nord par : Miliana
- A l'est par : Sidi lakhdar
- A l'ouest par : Ain soltane et Ain torki
- Au sud par : Bir oueld khlifa.

La situation géographique de la zone d'étude est représentée sur la figure I-1.

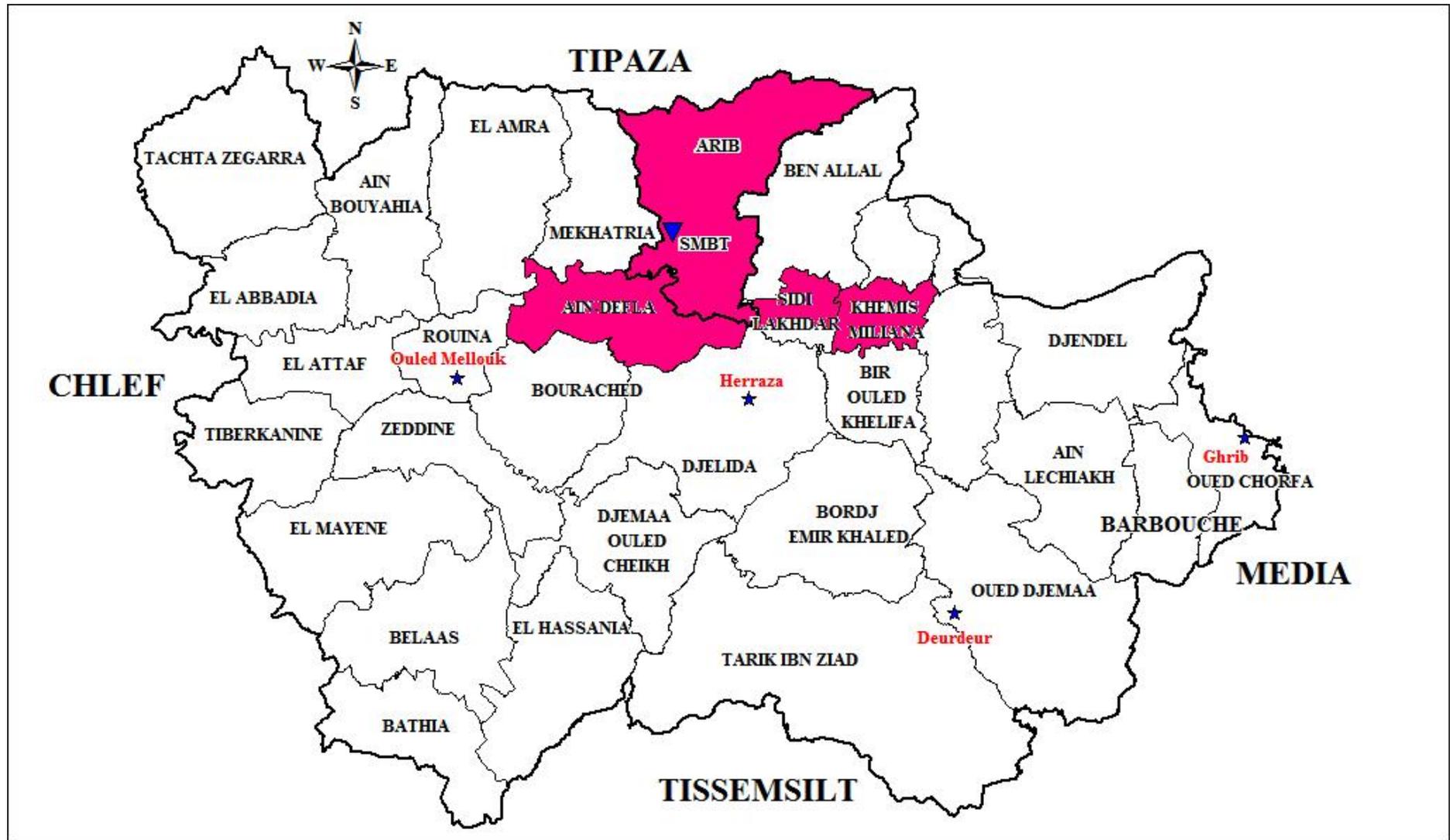


Figure I-1 : Localisation de la zone d'étude

**I-3 - Situation climatologique :**

**I-3-1) climat :**

D'après la DHW de Ain defla la zone d'étude se trouve dans une région dont le climat est méditerranéen semi-aride avec un caractère de continentalité.

**I-3-2) température :**

Le tableau I-1 montre les températures moyennes mensuelles (actuelle) mesurées en (c°)

**Tableau I -1-** les températures moyennes mensuelles

Mois	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
T(c°)	9.2	10.6	12.8	15.8	18.3	25.5	29.6	29.3	25.0	19.8	14.0	10.0

(Source : ANRH)

**I 3-3) pluviométries :**

La pluviométrie de la zone est estimée à 870mm en moyenne/an, dont 45% entre novembre et janvier ; Les précipitations moyennes mensuelles(actuelle) dans la région sont données au tableau I.2.

**Tableau I .2 :** précipitations moyennes mensuelles

Mois	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Précipitation (mm)	154	109	101	89	56	20	02	04	31	115	103	115

(Source : ANRH)

**I-4-situation géologique et hydrogéologique:**

- Les séismes qui ont ébranlés non seulement la région de Cheliff mais toute celle qui s'étend entre le massif de l'Ouarsenis et la mer méditerranéen a raison de leur emplacement et de leur intensité.

- Les régions telliennes comme l'ensemble de l'Algérie avaient acquis à peu de choses Prés, à fin du Pliocène, leur physionomie actuelle, bien que l'érosion ait à peine commencé la démolition des reliefs montagneux, le niveau de la mer se trouvait à une centaine de mètre plus élevé.

- Le Quaternaire inférieur est caractérisé dans toute le nord de l'Afrique et sur le pourtour de la méditerranée par des affaissements notables qui sont empiétés beaucoup sur le continent, ont toutefois permis la dernière l'incursion marine qui mérite le nom de la "transgression ".

**Contexte hydrogéologique de la région :**

Les ressources en eaux potables de la région sont en grande partie mobilisées à partir des forages et sources des nappes aquifères suivantes :

- Les alluvions quaternaires
- Les grès pliocène
- Les calcaires jurassiques

#### ***A. La nappe aquifère des dépôts (alluvions) :***

Les alluvions sont constituées de limon et d'argile, occupant la plupart de la surface de la plaine, sous laquelle se trouvent les formations grossières de galets et graviers.

#### ***B. La nappe des grès :***

Ces formations apparaissent dans la plaine du moyen CHELLIF, en bordure du massif de TEMOULGA et l'ouest d'EL ABADIA, elles sont constituées de grès et sables, ainsi elles affleurent dans la plaine du haut CHELLIF sous forme de grès et conglomérats et d'argile gréseuse.

#### ***C-La nappe calcaire jurassique :***

Aquifère karstique à surface libre, a structure tabulaire ou plissée plus ou moins compartimenté, sa capacité de régulations varie suivant la hauteur noyée cette formations est connue en affleurement dans le massifs de ZACCAR, ROUINA et TEMOULGA.

### **I-5-Situation Topographique :**

Les altitudes moyennes des différentes communes de la zone concernée, varient entre le niveau bas de 244m (NGA) et le niveau haut de 428m (NGA) au réservoir projeté au Khemis Miliana avec un pendage général orienté est/ouest et une pente moyenne de l'ordre 0.01m/m à 0.03m/m.

### **I-6-Situation hydraulique actuelle :**

#### **➤ *Mode d'alimentation en eau potable :***

Actuellement, dans la wilaya de Ain defla, l'alimentation en eau potable se fait sauf exception des champs de captage et sources que comptent la région qu'elles sont réparties comme suite :

#### **a-Forages :**

D'après l'inventaire de la DHW de AIN DEFLA environ de 17 forrages sont actuelement en exploitation pour l'alimentation des agglomérations concernées (voir tableau I-3 ).

Tableau I.3 : répartition des différentes forrages dans la région.

Agglomération	Nom de forage	Lieu d'implantation	Volume mobiliséHm <sup>3</sup> /an	Agglomérations desservie	Observation
AIN DEFLA	F1	ARIB	1.1037	Chef lieu	Enexploitation
	F2	ARIB	1.1037	Chef lieu	Enexploitation
	F3	ARIB	1.1037	Chef lieu	Enexploitation
	F4	ARIB	1.1037	Chef lieu	Enexploitation
	F5	ARIB	1.1037	Attatfa	Enexploitation
	FEGHALIA	FEGHALIA	0.473	FEGHALIA	Enexploitation
	ZENADRA	ZENADRA	0.346	ZENADRA	Enexploitation
	DAYAF2	DAYA	0.315	DAYA	Enexploitation
KHEMIS MILIANA	HADJA1	KHEMIS	1.576	KHEMIS	Enexploitation
	HADJA2	KHEMIS	1.261	KHEMIS	Enexploitation
	BIR RAHMA3	Sidi Lakhdar	0.946	KHEMIS	Enexploitation
	BIR NAAMA	Sidi Lakhdar	1.261	KHEMIS	Enexploitation
	BIR RAHMA	Sidi Lakhdar	0.946	KHEMIS	Enexploitation
ARIB	ARIB F4	ARIB	1.261	ARIB	Enexploitation
	ebda ZAOUIA	ABDA	0.283	ebda ZAOUIA	Enexploitation
SIDI LAKHDAR	Sidi Lakhdar	Sidi Lakhdar	0.630	Sidi Lakhdar	Enexploitation
	Sidi Omar	Sidi Lakhdar	0.630	Sidi Omar	Enexploitation

(Source :DHW)

Un débit cummulé de 15,45hm<sup>3</sup>/an soit 490 l/s

**b-Sources :**

Les sources de la région ont un débit important ,voir le tableau ci-dessous

**Tableau I.4** : répartition des différentes sources existant dans la région

Agglomération	Nom de source	X(m)	Y(m)	Volume mobiliséHm <sup>3</sup> /an	Agglomérations desservie
AIN DEFLA	AIN NIAR	431650	335600	0.0310	AIN NIAR
	SOLTANE	434150	328280	0.0310	Chef lieu
	TEILOTE	434000	326480	0.0310	Chef lieu
	SBAA	434150	328280	0.0310	SBAA
Khemis Miliana	AIN SEFRA	457650	332400	0.1890	Chef lieu
	AIN SOLTANE	457430	332750	0.1890	Chef lieu
ARIB	KHOUAL OULED SALEM	-	-	0.0940	KHOUAL OULED SALEM
	SIDI AMAR	-	-	0.0940	SIDI AMAR

(Source :DHW)

Donc on a un débit cummulé de :0,69hm<sup>3</sup>/an soit 22l/s

**c-Ressources superficielles de la zone :**

Dans la wilaya de AIN DEFLA on note que trois barrages sont en exploitation actuellement (voir le tableau I.5)

**Tableau I.5** :répartition des différentes barrages de Ain Defla.

Barrage	Commune d'implantation	Type	Mise Service	Capacité Hm3	Volume Régularisé	OUED
<b>GHRIB</b>	Oued Chorfa	Terre	1940	165.6	80	Chellif
<b>DEURDEUR</b>	Tarik.B.Ziad	Terre	1986	115	45	Deurdeur
<b>HARREZA</b>	Djallida	Terre	1987	75	30	Harreza

(Source : DHW)

Les renseignements recueillis au prés des services de l'hydraulique indique que le barrage de DEURDER alimente la ville de TENIA tandis - que le barrage de GHRIB alimente la localité de BOUMDFAA, HAMMAM RHIGA. Et une partie de MEDIA ainsi que le barrage de HRREZA est utilisé dans l'irrigation seulement.

Ce qui nous mènera a calculé les ressources en eau potable exploités a partir des forages et sources de la région

**I-7-population :**

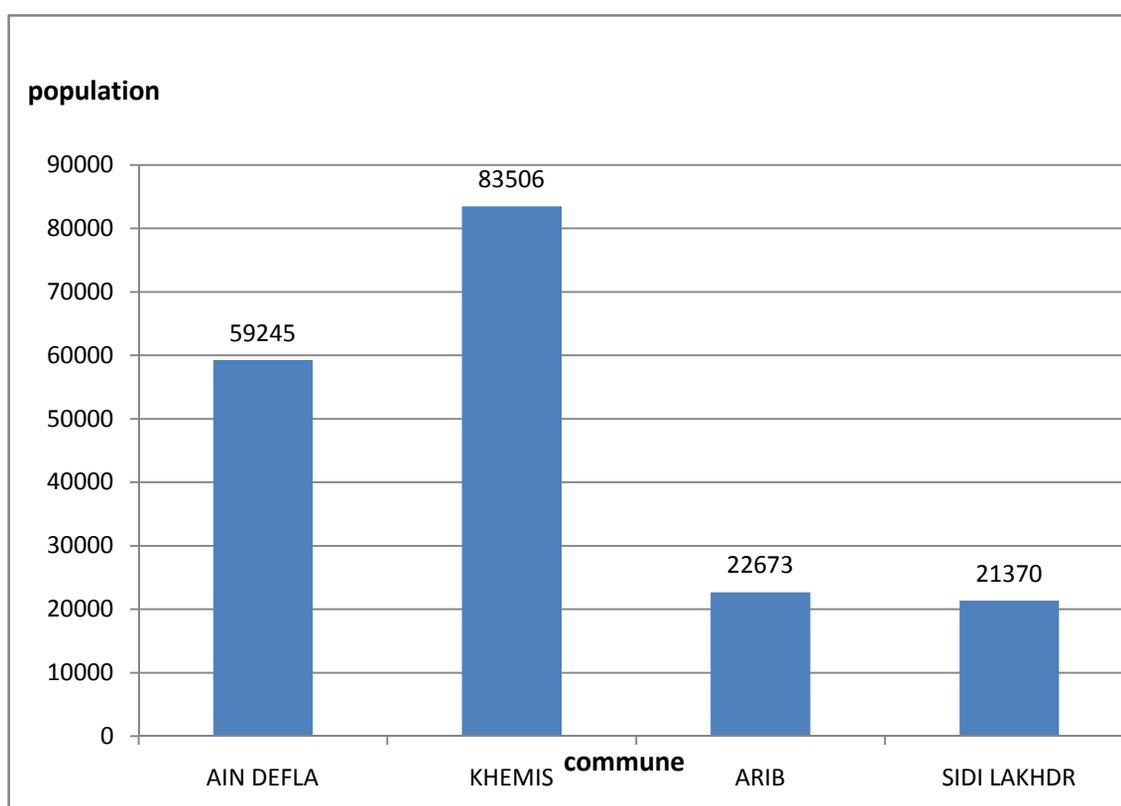
Les communes bénéficiaires sont au nombre de quatre. Le nombre d’habitant varie d’une commune à l’autre selon l’importance de chacune d’elles. Le nombre d’habitants à l’année de recensement 2008 est estimé à **186794** habitants. Avec un taux d’accroissement de 1,89% (voir le tableau I-6).

**Tableau I.6:** Population par commune à l’année de recensement2008

Communes	Population 2008	Taux d’accroissement
AIN DEFLA	<b>59245</b>	<b>1.89</b>
KHEMIS MILIANA	<b>83506</b>	<b>1.89</b>
ARIB	<b>22673</b>	<b>1.89</b>
SIDI LAKHDR	<b>21370</b>	<b>1.89</b>
TOTAL	<b>186794</b>	-

Source : ONS (office national de statistiques)

le diagramme ci-après représente la répartition des habitants pour chaque commune à l’année de recensement 2008.



**Figure I.2 :** répartition des habitants par commune(2008)

## I-8- Barrage de SIDI M'HAMMED BEN TAÏBA :

### I-8-1 localisations du barrage [1]

L'aménagement du barrage *Sidi M'hammed Ben Taïba* est implanté sur Oued Ebda, affluent de la rive droite de Cheliff, à l'exutoire d'un bassin versant de 273 km<sup>2</sup> avec un apport annuel régularisable de 56hm<sup>3</sup>.

L'aménagement est situé à 8km au nord-est de la wilaya de Ain Defla; dans la daïra d'El-amra comune de Arib ; il est accessible par la RN4.

Le site se trouve sur l'Oued Ebda immédiatement au sud de la confluence de deux oueds situés au nord: Oued Ferhat et Oued El-Had qui partent dans le bassin versant et s'étendent jusqu'aux montagnes de Djebel Boumaâd et Djebel Zeccar Gharbi.

Le site du barrage est repéré par les coordonnées Lambert suivantes:

$$X= 439603 \text{ m}$$

$$Y= 335559 \text{ m}$$

$$Z= 270,00 \text{ m}$$

Le barrage de SMBT est implanté dans une région à vocation agricole, dont l'habitation se situe en dehors de la cuvette du barrage, la construction du barrage permettra de mobiliser un volume de 75hm<sup>3</sup>, il permettra de répondre à la double destination, à savoir:

- a) Satisfaire les besoins agricoles des périmètres d'El-Amra et d'Abadia d'une superficie nette de 8500 ha (42hm<sup>3</sup>).
- b) Assurer un complément d'eau potable de l'agglomération concerné par l'exécution de notre présent projet.

### I-8-2 qualité de l'eau du barrage :

a- Les analyses des eaux brutes du barrage *Sidi M'hammed Ben Taïba* sont effectuées par le laboratoire central de l'Algérienne Des Eaux (ADE) Agence Régionale d'Alger après un prélèvement effectué par le bureau d'étude HPO.

-Les résultats d'analyses sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau I.7: Paramètres physico-chimiques de l'eau du barrage

Paramètres physico-chimiques	Unité	Valeur
PH	-	8.06
Conductivité	$\mu\text{S/cm}$	847
CO <sub>2</sub>	mg/l	76.40
Turbidité	NTU/FTU	76.5
Résidu sec à 105°C	mg/l	588

(Source : ADE)

Tableau I.8: paramètre de pollution de l'eau du barrage

Paramètres de pollution	Unité	Valeur
Ammonium NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	mg/l	0.101
Nitrites NO <sub>2</sub> <sup>-</sup>	mg/l	0.1
Nitrates NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	mg/l	5.26
Ortho phosphates PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup>	mg/l	0.09
Matières oxydables	mg/l	1.49

(Source : ADE)

Tableau I.9:Analyses globales de l'eau du barrage

<b>Analyses globales</b>	<b>unité</b>	<b>concentration</b>
<b>Calcium Ca</b>	mg/l	64.50
<b>Magnésium Mg</b>	mg/l	36.40
<b>Sodium Na</b>	mg/l	57.00
<b>Potassium K</b>	mg/l	2.70
<b>Chlorures Cl<sup>-</sup></b>	mg/l	70.54
<b>Sulfate SO<sub>4</sub></b>	mg/l	163.48
<b>Bicarbonate HCO<sub>3</sub><sup>-</sup></b>	mg/l	215.94
<b>Dureté total TH</b>	°F	31.07
<b>Titre acido-complet TAC</b>	°F	17.70

(Source : ADE)

Tableau I.10 : paramètres organiques de l'eau

<b>Paramètres organiques</b>	<b>unité</b>	<b>concentration</b>
<b>Coliformes totaux</b>	ge/100 ml	2300%
<b>Coliformes fécaux</b>	ge/100 ml	0%
<b>Streptocoques fécaux</b>	ge/100 ml	300%

(Source : ADE)

**Tableau I.11** : Paramètres indésirables de l'eau du barrage

<b>Paramètres indésirables</b>	<b>unité</b>	<b>Valeur</b>
<b>Fer total</b>	mg/l	0.289

(Source : ADE)

**b- Qualité de l'eau après traitement :**

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

- turbidité : 2 NTU ;
- couleur : 5 UVC ;
- Fe : 0.15 mg/l ;
- pH à l'équilibre calco-carbonique ;
- pas de goût et d'odeur désagréables.

**Conclusion :**

- Les données indiquées dans ce chapitre présentent un aperçu sur la zone avant d'entamer notre étude du projet par le calcul des besoins en eau dans le chapitre qui suit.

-D'après l'analyse de l'eau du barrage, nous pouvons conclure que cette dernière est de mauvaise qualité, ce qui nécessite d'implanté une station de traitement avant la distribution de l'eau vers les réservoirs d'alimentation.

## Introduction

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons.

### II.1. Evolution de la population

La population par villages et hameaux à différents horizons est calculée par rapport à celle de l'année 2008 par la loi des intérêts composés suivante :

$$P_x = P_0 \times (1 + \alpha)^n$$

$P_x$  : population à l'horizon de calcul ;

$P_0$  : population à l'année de recensement 2008;

$\alpha$  : Taux d'accroissement démographique,  $\alpha = 1,89\%$  ;

$n$  : nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

D'après l'ONS (office national de statistiques) Le nombre d'habitants à l'année de recensement 2008 est estimé à **186794** habitants.

D'après la DHW de la wilaya de **AIN DEFLA**, le taux d'accroissement est de **1,89%**.

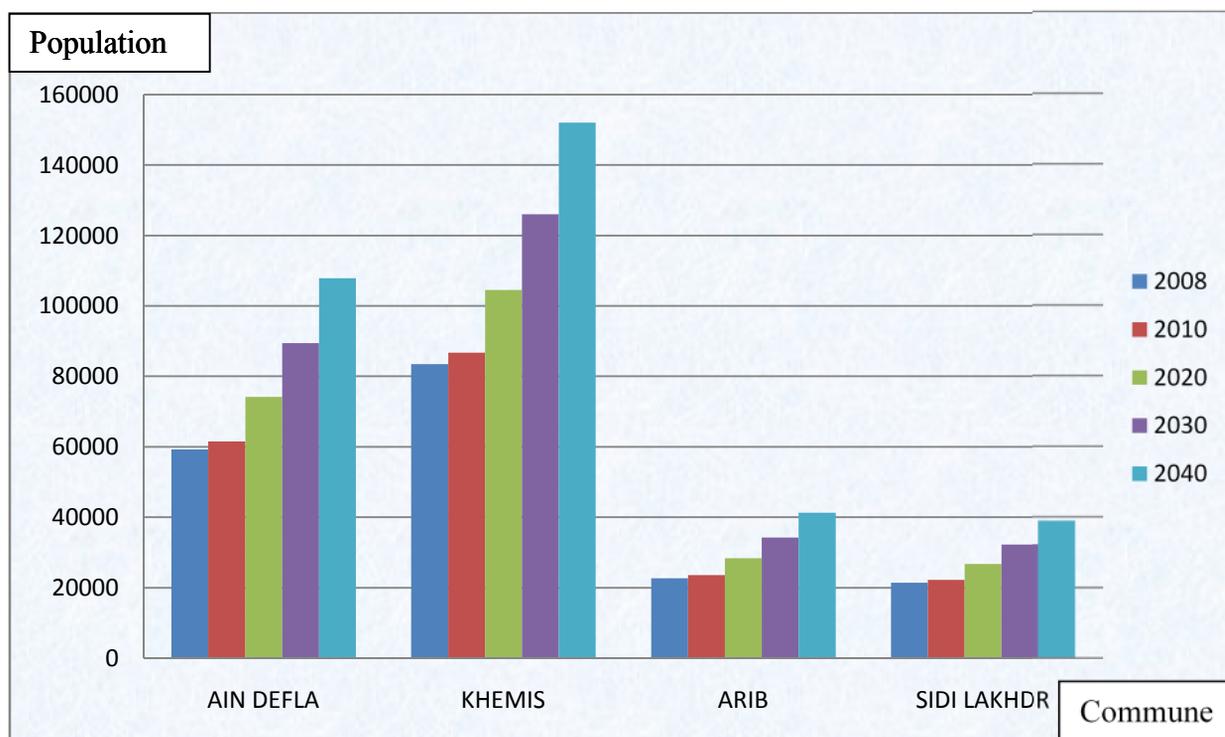
Les résultats de calcul de l'évolution de la population à différents horizons sont donnés dans le tableau II.1.

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

Commune	Population 2008	Population 2010	population 2020	population 2030	Population 2040
Ain Defla	59245	61506	74170	89443	107860
Khemis	83506	86692	104543	126070	152029
Arib	22673	23538	28385	34230	41278
Sidi Lakhdar	21370	22185	26754	32263	38906
Total	186794	193922	233852	282005	340074

Donc à l'horizon 2040, le nombre d'habitants des communes concernées par le projet sera de **340074 habitants**.

La répartition des habitants par commune pour chaque horizon est donnée dans la figure II.1.



*Figure II.1 : répartition des habitants par commune pour chaque horizon*

## II.2. Evolution des besoins en eau potable

### II.2.1. Généralités

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

➤ **Besoins domestique:**

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

➤ **Besoins publics:**

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

➤ **Besoins industriels et agricoles :**

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

➤ **Besoins scolaires :**

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

➤ **Besoins sanitaires :**

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

➤ **Besoins d'incendie :**

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

## II.2.2. Evaluation des besoins en eau potable :

Dans la région de AIN DEFLA, les industries sont rares, et l'agriculture (fruits et légumes) constitue l'activité principale.

Pour l'estimation des besoins en eau potable domestiques et des équipements collectifs de chaque agglomération, la dotation journalière par habitant est estimée à 200 l/j/habitant (d'après la DHW de Ain defla)

### Consommation moyenne journalière

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

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

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers pour chaque commune sont donnés dans le tableau II.2.

**Tableau II.2:** Répartition par communes des besoins moyens journaliers

Commune	nombre d'habitants 2040	dotation (l/j/hab)	consommation moyenne journaliere (m <sup>3</sup> /j)
AIN DEFLA	107860	200	21572
KHEMIS MILIANA	152030	200	30406
SIDI LAKHDAR	38906	200	7781,2
ARIB	41278	200	8255,6
Total	340074	200	68014,8

Donc à l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers de l'ensemble des communes concernées sont estimés à **68015m<sup>3</sup>/j. soit 787.21 L/s**

La répartition des besoins moyens journaliers par commune, est donnée en pourcentage du besoin total, dans la figure II.2.

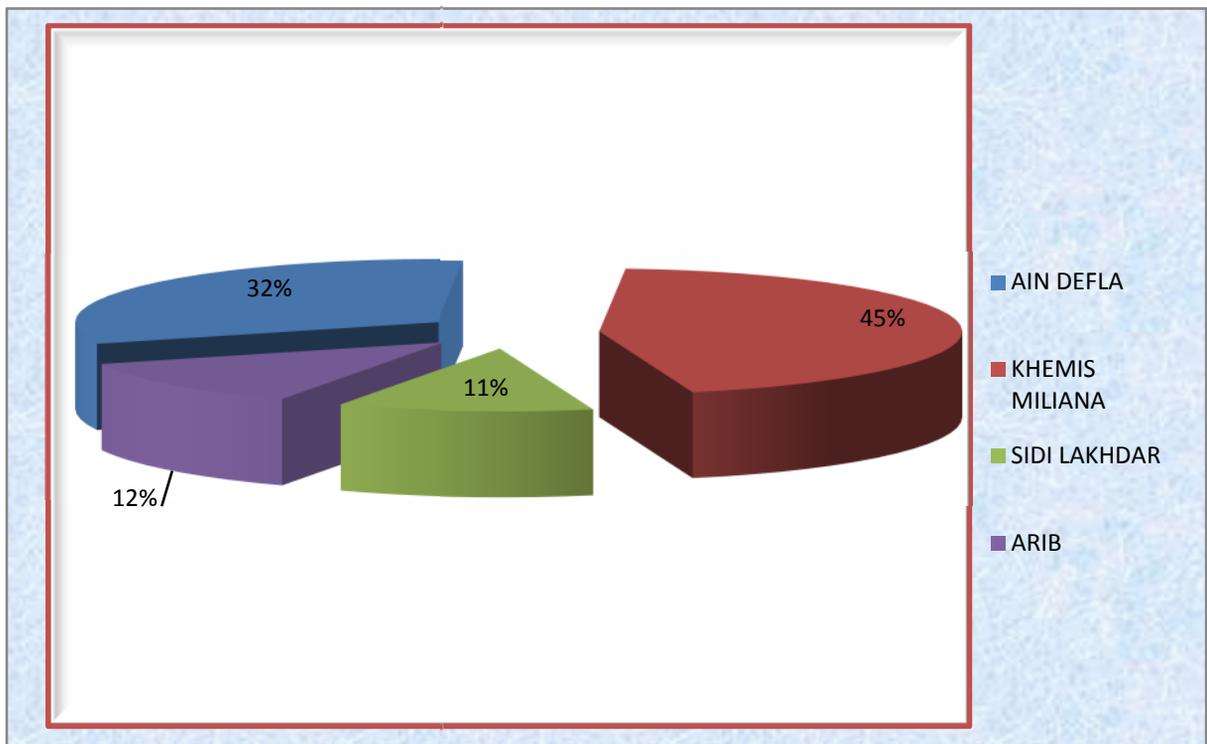


Figure II.2 répartition des besoins par commune

**II-3-Variation de la consommation journalière :**

Au cours de l’année, la consommation d’eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d’eau est maximale; de même il existe une journée où elle est minimale.

Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité  $K_{max j}$  et

$K_{min j}$  où :  $K_{max j}$  : consommation maximale journalière.

$K_{min j}$  : consommation minimale journalière.

$$K_{max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyen journalière}}$$

$$K_{min j} = \frac{\text{consommation minmale journalière}}{\text{consommation moyen journalière}}$$

**II-3-1- Consommation maximale journalière ( $Q_{max j}$ )**

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{max j} = K_{max j} Q_{moy j}$$

Où:

$K_{max j}$  : coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1,1 et 1,3

On prendra :  $K_{max j} = 1,1$

D’où :

$$Q_{max j} = 1,1 * Q_{moy j}$$

### II-3-2- Consommation minimale journalière ( $Q_{\min j}$ )

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il sera déterminé en effectuant le débit moyen journalier ( $Q_{\text{moy } j}$ ) d'un coefficient d'irrégularité  $K_{\min j}$  qui varie entre 0,7 et 0,9

Dans notre projet on prend :  $K_{\min j} = 0.9$

$$Q_{\min j} = 0,9 \times Q_{\text{moy } j}$$

- Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau II.3:

**Tableau II.3:** Tableau récapitulatif des consommations journalières  $Q_{\min}$  ;  $Q_{\text{moy}}$  ;  $Q_{\max}$  .

commune	$Q_{\text{moy}}$ $\text{m}^3/\text{J}$	$K_{\min}$	$Q_{\min}$ $\text{m}^3/\text{J}$	$K_{\max}$	$Q_{\max}$ $\text{m}^3/\text{J}$
AIN DEFLA	21572	0,9	19414,8	1.1	23729,2
KHEMIS MILIANA	30406	0,9	27365,4	1.1	33446,6
SIDI LAKHDAR	7781,2	0,9	7003,08	1.1	8559,32
ARIB	8255,6	0,9	7430,04	1.1	9081,16
Total	68014,8	0,9	61213,32	1.1	74816,28

Donc les besoins en eau potable de toute l'agglomération qu'on va ramener à partir du barrage sont égaux au débit de consommation maximale journalière qui est de **74816.28**  $\text{m}^3/\text{j}$  soit **865.91l/s**.

### II-4- Variation de la consommation horaire :

#### II-4-1- Consommation maximale horaire:

Elle est représentée par le **coefficient d'irrégularité maximale horaire** ( $K_{\max,h}$ ) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :  $\alpha_{\max}$  et  $\beta_{\max}$  ; tel que :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max}$$

Avec :

- $\alpha_{\max}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend  $\alpha_{\max} = 1,5$ .

- $\beta_{\max}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau II-4 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau II.4 :**  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

**II-4-2 Consommation minimale horaire :**

Elle est donnée par le **coefficient d'irrégularité minimale horaire**  $K_{\min,h}$  qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$$

Avec :

- $\alpha_{\min}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**. Pour notre cas on prend  **$\alpha_{\min} = 0,5$** .

- $\beta_{\min}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II-5 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau- II.5:**  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitants :

Nombre d'habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,0.7	0.83

**II-4-3- Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{\max,j}}{24} \quad (m^3/h)$$

Avec : -  $Q_{moy,h}$  : débit moyen horaire en  $m^3/h$  ;

-  $Q_{\max,j}$  : débit maximum journalier en  $m^3/j$  ;

**Tableau II.6.:** Calcul de consommation maximale, minimale et moyenne horaire pour chaque commune :

Commune	$Q_{moy, h}$ [m <sup>3</sup> /h]	$K_{\min, h}$	$Q_{\min, h}$ [m <sup>3</sup> /h]	$K_{\max, h}$	$Q_{\max, h}$ [m <sup>3</sup> /h]
Ain defla	898,83	0,705	633,678	1,43	1285,33
Khemis Miliana	1266,92	0,73	924,849	1,41	1786,35
Arib	324,22	0,61	197,772	1,48	479,84
Sidi lakhdar	343,98	0,62	213,27	1,49	512,54

**II-4-4 : Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :**

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau II.7

**Tableau II.7:** Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0 - 1	1	1.5	3	3.35	0.75
1 - 2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2 - 3	1	1.5	2.5	3.3	1
3 - 4	1	1.5	2.6	3.2	1
4 - 5	2	2.5	3.5	3.25	3
5 - 6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6 - 7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7 - 8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8 - 9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9 - 10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10 - 11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11 - 12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12 - 13	7	5	4.4	4.6	8.5
13 - 14	7	5	4.1	4.55	6
14 - 15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15 - 16	4.5	6	4.4	4.7	5
16 - 17	5	6	4.3	4.65	3.5
17 - 18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18 - 19	6.5	5	4.5	4.4	6
19 - 20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20 - 21	4.5	4	4.5	4.3	6
21 - 22	3	3	4.8	3.75	3
22 - 23	2	2	4.6	3.75	2
23 - 24	1	1.5	3.3	3.7	1

**Remarque :**

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

**Tableau II.8:** variation du débit horaire pour la commune (AIN DEFLA) :

Heure	consommation totale $Q_{\max,j}=32250.14\text{m}^3/\text{j}$		consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
0 - 1	3.35	1080.38	3.35	1080.38
1 - 2	3.25	1048.13	6.60	2128.51
2 - 3	3.3	1064.25	9.90	3192.76
3 - 4	3.2	1032.00	13.10	4224.77
4 - 5	3.25	1048.13	16.35	5272.90
5 - 6	3.4	1096.50	19.75	6369.40
6 - 7	3.85	1241.63	23.60	7611.03
7 - 8	4.45	1435.13	28.05	9046.16
<b>8 - 9</b>	<b>5.2</b>	<b>1677.01</b>	33.25	10723.17
9 - 10	5.1	1644.76	38.35	12367.93
10 - 11	4.85	1564.13	43.20	13932.06
11 - 12	4.7	1515.76	47.90	15447.82
12 - 13	4.6	1483.51	52.50	16931.32
13 - 14	4.6	1483.51	57.10	18414.83
14 - 15	4.75	1531.88	61.85	19946.71
15 - 16	4.7	1515.76	66.55	21462.47
16 - 17	4.7	1515.76	71.25	22978.22
17 - 18	4.35	1402.88	75.60	24381.11
18 - 19	4.4	1419.01	80.00	25800.11
19 - 20	4.4	1419.01	84.40	27219.12
20 - 21	4.3	1386.76	88.70	28605.87
21 - 22	3.8	1225.51	92.50	29831.38
22 - 23	3.8	1225.51	96.30	31056.88
23 - 24	3.7	1193.26	100.00	32250.14
somme	100	32250.14		

Le débit de pointe  $Q_{\max h}$  pour la commune d'AIN DEFLA est de **1677.01/h** et survient entre 8h et 9h

**Tableau II.9:** variation du débit horaire pour la commune (KHEMIS MILIANA) :

heure	Consommation totale $Q_{\max,j}=45456.97 \text{ m}^3/\text{j}$		consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
0 - 1	3.35	1522.81	3.35	1522.81
1 - 2	3.25	1477.35	6.6	3000.16
2 - 3	3.3	1500.08	9.9	4500.24
3 - 4	3.2	1454.62	13.1	5954.86
4 - 5	3.25	1477.35	16.35	7432.21
5 - 6	3.4	1545.54	19.75	8977.75
6 - 7	3.85	1750.09	23.6	10727.84
7 - 8	4.45	2022.84	28.05	12750.68
<b>8 - 9</b>	<b>5.2</b>	<b>2363.76</b>	33.25	15114.44
9 - 10	5.1	2318.31	38.35	17432.75
10 - 11	4.85	2204.66	43.2	19637.41
11 - 12	4.7	2136.48	47.9	21773.89
12 - 13	4.6	2091.02	52.5	23864.91
13 - 14	4.6	2091.02	57.1	25955.93
14 - 15	4.75	2159.21	61.85	28115.14
15 - 16	4.7	2136.48	66.55	30251.61
16 - 17	4.7	2136.48	71.25	32388.09
17 - 18	4.35	1977.38	75.6	34365.47
18 - 19	4.4	2000.11	80	36365.58
19 - 20	4.4	2000.11	84.4	38365.68
20 - 21	4.3	1954.65	88.7	40320.33
21 - 22	3.8	1727.36	92.5	42047.70
22 - 23	3.8	1727.36	96.3	43775.06
23 - 24	3.7	1681.91	100	45456.97
somme	100	45456.97		

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la commune KHEMIS MILIANA est de **2363.76** $\text{m}^3/\text{h}$  et survient entre 8h et 9h

**Tableau II.10:** variation du débit horaire pour la commune (ARIB)

heure	consommation totale $Q_{\max,j}=12342.122 \text{ m}^3/\text{j}$		consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
0 - 1	1.5	185.13	1.5	185.13
1 - 2	1.5	185.13	3	370.26
2 - 3	1.5	185.13	4.5	555.40
3 - 4	1.5	185.13	6	740.53
4 - 5	2.5	308.55	8.5	1049.08
5 - 6	3.5	431.97	12	1481.05
6 - 7	4.5	555.40	16.5	2036.45
7 - 8	5.5	678.82	22	2715.27
<b>8 - 9</b>	<b>6.25</b>	<b>771.38</b>	28.25	3486.65
<b>9 - 10</b>	<b>6.25</b>	<b>771.38</b>	34.5	4258.03
<b>10 - 11</b>	<b>6.25</b>	<b>771.38</b>	40.75	5029.41
<b>11 - 12</b>	<b>6.25</b>	<b>771.38</b>	47	5800.80
12 - 13	5	617.11	52	6417.90
13 - 14	5	617.11	57	7035.01
14 - 15	5.5	678.82	62.5	7713.83
15 - 16	6	740.53	68.5	8454.35
16 - 17	6	740.53	74.5	9194.88
17 - 18	5.5	678.82	80	9873.70
18 - 19	5	617.11	85	10490.80
19 - 20	4.5	555.40	89.5	11046.20
20 - 21	4	493.68	93.5	11539.88
21 - 22	3	370.26	96.5	11910.15
22 - 23	2	246.84	98.5	12156.99
23 - 24	1.5	185.13	100	12342.12
somme	100	12342.12		

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la commune ARIB est de **771.38** $\text{m}^3/\text{h}$  et survient entre 8h et midi.

**Tableau II.11:** variation du débit horaire pour la commune (SIDI LAKHDAR) :

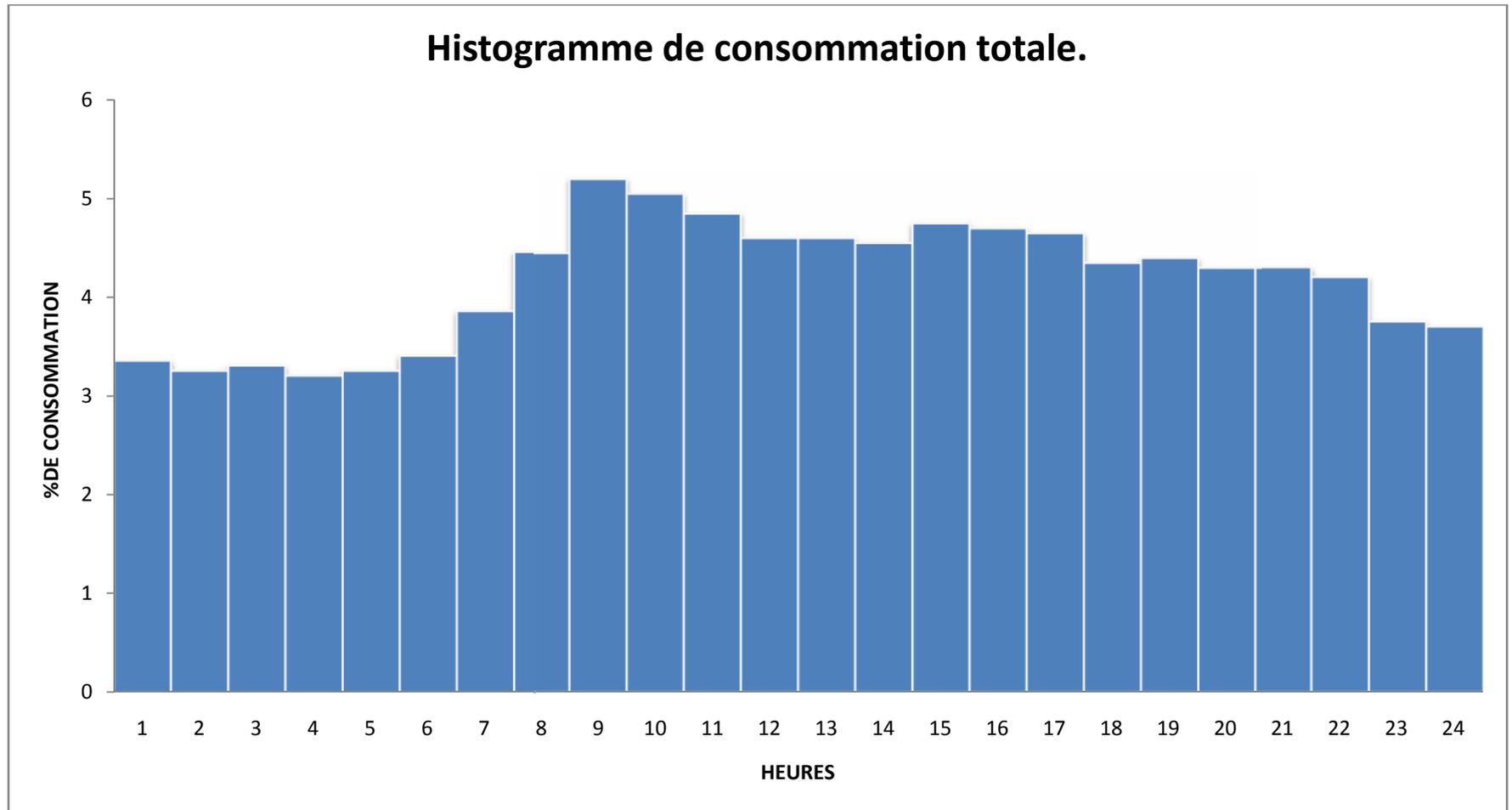
Heure	consommation totale $Q_{\max,j}=11632.89 \text{ m}^3/\text{j}$		consommation cumulée	
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
0 - 1	1.5	174.49	1.5	174.49
1 - 2	1.5	174.49	3	348.99
2 - 3	1.5	174.49	4.5	523.48
3 - 4	1.5	174.49	6	697.97
4 - 5	2.5	290.82	8.5	988.80
5 - 6	3.5	407.15	12	1395.95
6 - 7	4.5	523.48	16.5	1919.43
7 - 8	5.5	639.81	22	2559.24
<b>8 - 9</b>	<b>6.25</b>	<b>727.06</b>	28.25	3286.29
<b>9 - 10</b>	<b>6.25</b>	<b>727.06</b>	34.5	4013.35
<b>10 - 11</b>	<b>6.25</b>	<b>727.06</b>	40.75	4740.40
<b>11 - 12</b>	<b>6.25</b>	<b>727.06</b>	47	5467.46
12 - 13	5	581.64	52	6049.10
13 - 14	5	581.64	57	6630.75
14 - 15	5.5	639.81	62.5	7270.56
15 - 16	6	697.97	68.5	7968.53
16 - 17	6	697.97	74.5	8666.51
17 - 18	5.5	639.81	80	9306.32
18 - 19	5	581.64	85	9887.96
19 - 20	4.5	523.48	89.5	10411.44
20 - 21	4	465.32	93.5	10876.76
21 - 22	3	348.99	96.5	11225.74
22 - 23	2	232.66	98.5	11458.40
23 - 24	1.5	174.49	100	11632.89
somme	100	11632.89		

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la commune SIDI LAKHDAR est de **727.06** $\text{m}^3/\text{h}$  et survient entre 8h et midi

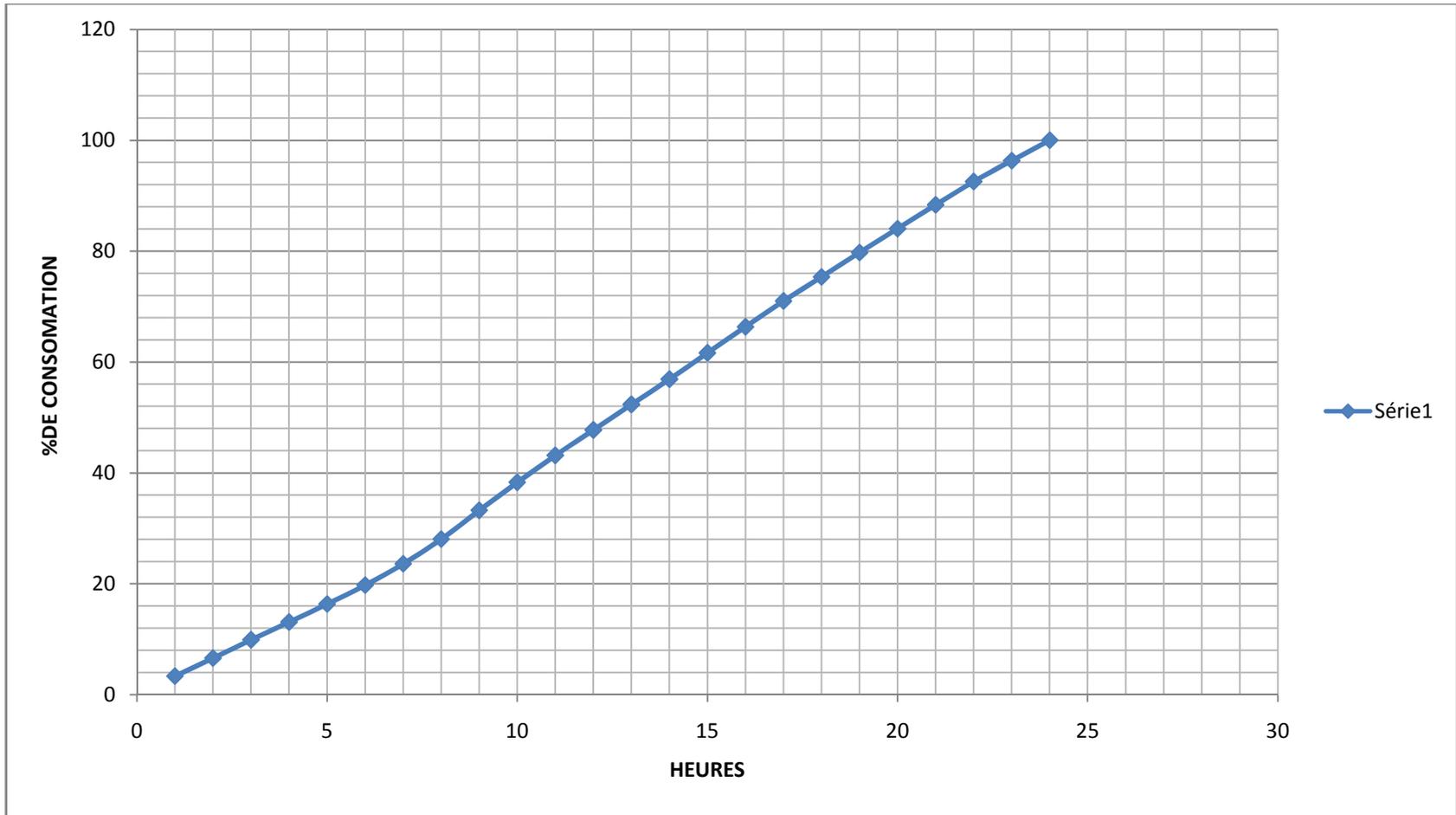
**Tableau II.12** : variation des débits horaires pour l'horizon 2040 pour l'ensemble des agglomérations

Heures	Consommation		Courbe de la consommation cumulée	
	Q max.j =74816,28m <sup>3</sup> /j			
(h)	%	m <sup>3</sup> /h	%	m3/h
0 - 1	3,35	2506,35	3,35	2506,3454
1 - 2	3,25	2431,53	6,6	4937,8745
2 - 3	3,3	2468,94	9,9	7406,8117
3 - 4	3,2	2394,12	13,1	9800,9327
4 - 5	3,25	2431,53	16,35	12232,462
5 - 6	3,4	2543,75	19,75	14776,215
6 - 7	3,85	2880,43	23,6	17656,642
7 - 8	4,45	3329,32	28,05	20985,967
<b>8 - 9</b>	<b>5,2</b>	<b>3890,45</b>	<b>33,25</b>	<b>24876,413</b>
9 - 10	5,05	3778,22	38,3	28654,635
10 - 11	4,85	3628,59	43,15	32283,225
11 - 12	4,6	3441,55	47,75	35724,774
12 - 13	4,6	3441,55	52,35	39166,323
13 - 14	4,55	3404,14	56,9	42570,463
14 - 15	4,75	3553,77	61,65	46124,237
15 - 16	4,7	3516,37	66,35	49640,602
16 - 17	4,65	3478,96	71	53119,559
17 - 18	4,35	3254,51	75,35	56374,067
18 - 19	4,4	3291,92	79,75	59665,983
19 - 20	4,3	3217,10	84,05	62883,083
20 - 21	4,3	3217,10	88,35	66100,183
21 - 22	4,2	3142,28	92,55	69242,467
22 - 23	3,75	2805,61	96,3	72048,078
23 - 24	3,7	2768,20	100	74816,28
somme	100	74816,28		

Les résultats trouvés dans le tableau II.12 nous permettent de tracer l'histogramme de la consommation ainsi que la courbe de la consommation cumulé qui sont représentés respectivement dans la figure-II-3 et la figure II-4.



*Figure II.3 Histogramme de consommation totale*



*Figure II.4: la courbe intégrale.de la consommation totale*

**Conclusion :**

Partant de ce chapitre, nous pouvons constater que le débit du barrage de **Sidi M'hamed Ben Taïba** peut satisfaire les besoins en eau potable à l'horizon du projet (2040), sans faire recours aux forages et sources existants.

Pour cela nous avons proposés de faire un grand transfert d'eau à partir de ce barrage vers les quatre communes concernées avec un débit total **74816,28m<sup>3</sup>/j** soit **865l/s**, sur un linéaire de 20 kilomètres.

## Introduction

Comme élément intégrant de l'aménagement hydraulique, les prises d'eau occupent une place de grande importance, il dépend de sa correcte conception et d'exploitation qu'on atteint à la fin de l'ouvrage, à savoir, l'utilisation de l'eau retenue avec la garantie et les paramètres d'exploitation nécessaires.

### III.1.La prise d'eau superficielle (captage)

La prise d'eau superficielle est un ouvrage hydrotechniques destinée à prélever l'eau à partir d'une source et l'amener jusqu'au puits riverain.

L'ouvrage de la prise d'eau aura pour but :

- ✓ Assurer l'écoulement de l'eau vers le puits riverain en fonction des besoins calculés.
- ✓ Eviter l'entrée de matières flottantes qui peuvent colmater la crépine.

### III.2.Conception d'une prise d'eau

Le choix des composantes de la prise d'eau dépend de nombreux facteurs tels que :

- Les caractéristiques de la source d'eau.
- Besoins actuels et futurs.
- Variations de la qualité/quantité de l'eau brute.
- Conditions climatiques.
- Navigation.
- Fondations.
- Considérations économiques.

D'une façon générale, la prise d'eau est constituée des éléments suivants :

#### a) Canaux d'entrée

Un canal d'entrée est généralement nécessaire pour acheminer l'eau vers l'ouvrage de prise. Ce canal doit être excavé avec une pente stable et avec des dimensions nécessaires pour que les vitesses d'érosion ne se produisent pas (pente faible).

Tout dépend des matériaux dans lesquels elle est excavée, ceci déterminera la nécessité de le revêtir ou non.

#### b) Ouvrage d'entrée et grille.

La structure d'entrée peut prendre plusieurs formes en dépendant :

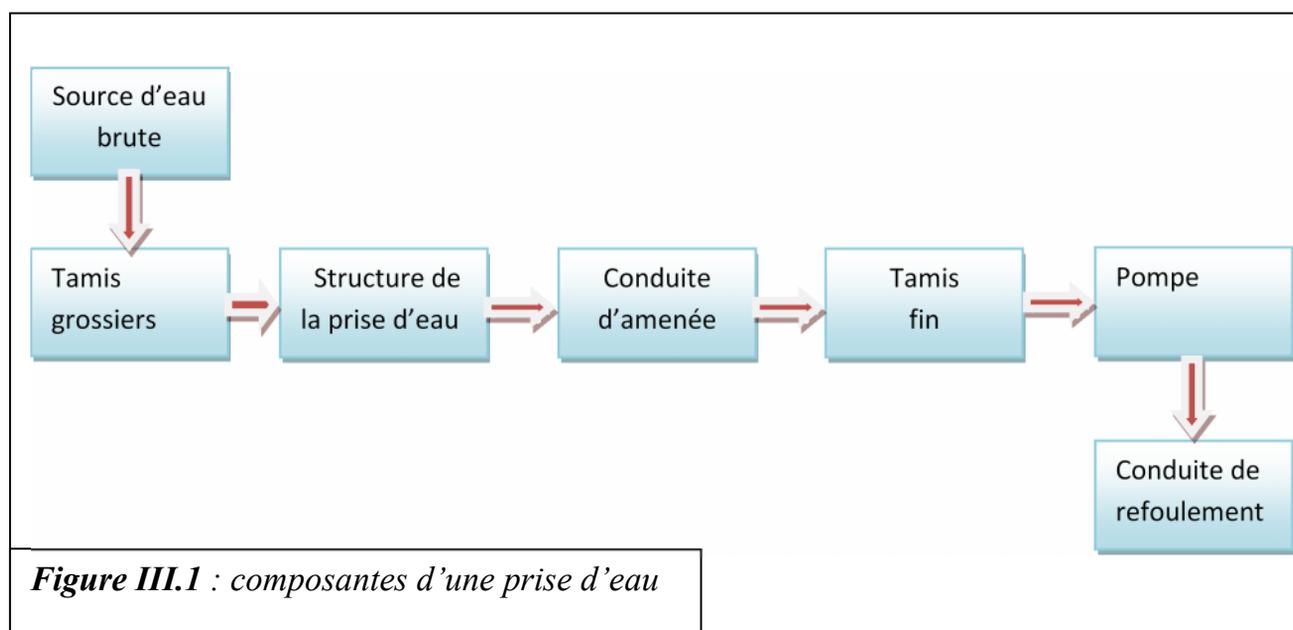
- ✓ des fonctions qu'elle doit effectuer (l'irrigation, l'alimentation en eau potable..etc)
- ✓ de la variation des charges dans la cuvette
- ✓ de la fréquence de la vidange rapide dans la cuvette
- ✓ des caractéristiques des déchets qui déterminent la fréquence avec laquelle on doit nettoyer les grilles et les conditions de la montée subite des vagues qui pourraient affecter sa stabilité.

### c) Conduite de sortie:

Les conduites sont les structures qui transportent l'eau en aval de l'ouvrage de la prise d'eau. Elles sont des conduites enterrées. Ces conduites doivent être projetées de manière conforme et sûre, elles sont posées sous les remblais. S'il arrive des ruptures au niveau des conduites, celles-ci provoqueront des fissurations au niveau du barrage, en outre elles devront être construites dans les meilleures zones de fondation de ce dernier, afin d'éviter son tassement qui est la cause fondamentale de l'apparition des failles, ces dernières peuvent avoir une influence sur l'ensemble tel que l'augmentation des infiltrations et l'apparition des phénomènes de renards.

### d) Dissipateurs d'Énergie :

La décharge d'un ouvrage de prise à une grande vitesse et généralement en direction horizontale, ce qui pourra produire une érosion due au jet d'eau lors de sa sortie. Pour éviter ou diminuer cette érosion, il est nécessaire de concevoir des structures qui dissipent une grande partie de l'énergie du jet.



### Remarque :

une fois que les éléments constituant la prise d'eau sont sélectionnés, la conception devra permettre :

- ❖ De s'adapter aux niveaux d'eau et à l'instabilité du milieu;
- ❖ De permettre des prélèvements d'eau à différentes profondeurs;
- ❖ De protéger la prise contre les événements hydrauliques extrêmes (inondations, embâcles, glaces, débris, etc.);
- ❖ D'avoir l'eau de la meilleure qualité possible en évitant les zones polluées;
- ❖ La maintenance de routine et le remplacement des équipements;
- ❖ Une minimisation des dommages à l'écosystème.

### III.3. Critères de choix de L'emplacement des Prises d'eau :

- ✓ La prise d'eau doit être effectuée à l'amont du barrage.
- ✓ Tenir compte des niveaux de plus hauts eaux (hivernal) et plus bas eaux (étiage)
- ✓ Tenir compte du processus hydrogéologique (présence d'algues et accumulation des matières organiques).
- ✓ Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche de la station de pompage pour diminuer le coût de projet.
- ✓ résistance à la stabilité du sol, résistance du front de la berge à l'affouillement, glissement sismique des terrains instables, très boueuse.
- ✓ La conception et l'emplacement de la prise d'eau doit être fait projeté après une étude technico-économique.

### III.4. Types des prises d'eau :

#### ❖ *Prise d'eau flottante :*

Cout relatif	Opération	Avantages	Désavantages
Faible -Moyen	Prélève de l'eau dans le cas d'un marnage (variation du plan d'eau)	Peu onéreuses. Peut être fabriquée dans le site. Peut être utilisée si le niveau de l'eau est peu élevé.	Doit être bien ancrée. Peut seulement prélever l'eau à une profondeur fixe sous le niveau de l'eau.

#### ❖ *Prise d'eau submergée :*

Cout relatif	opération	Avantages	Désavantages
Faible	Prélève l'eau à une élévation fixe.	Simple, facile et peu onéreux à construire.	Peut seulement prélever l'eau à 1 seule élévation. L'eau près du fond peut être de moins bonne qualité. Entretien difficile.

❖ *Les tours d'eau :*

Cout relatif	opération	Avantages	Désavantages
Moyen -Élevé	Plusieurs valves permettent de prélever de l'eau à différentes profondeurs. Ceci permet de sélectionner l'horizon où l'eau est de meilleure qualité.	Prélèvement d'une eau de qualité. Peuvent être situées à endroits où l'eau est profonde. Possibilité d'assèchement pour maintenance	Onéreuse à construire. Moins accessible que les prises d'eau situées sur le rivage.

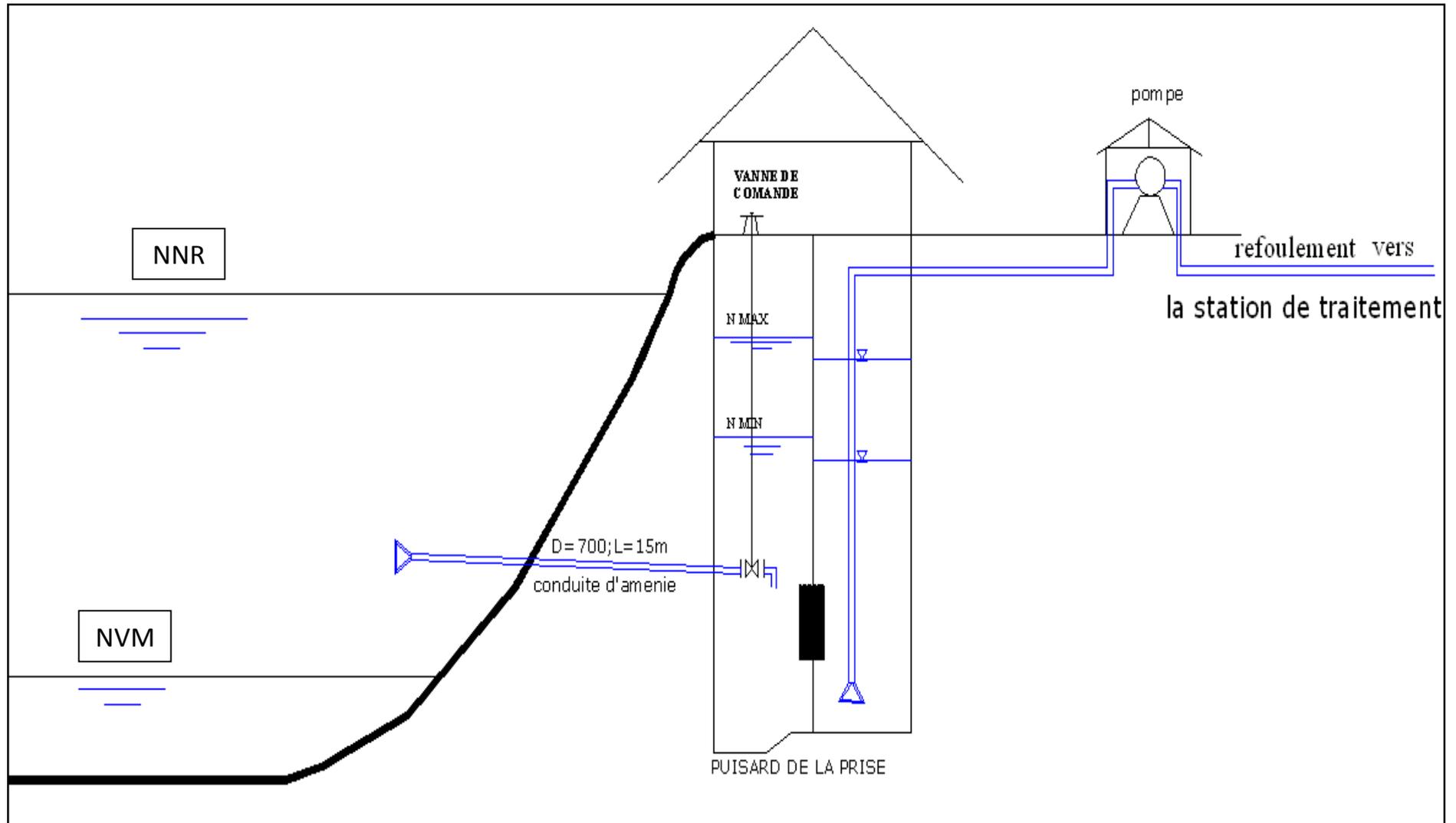
❖ *Les tours d'eau situées sur le rivage :*

Cout relatif	Opération	Avantages	Désavantages
Moyen - Élevé	Plusieurs valves permettent de prélever de l'eau à différentes profondeurs. Ceci permet de sélectionner l'horizon où l'eau est de meilleure qualité.	Accessible pour l'entretien. Prélèvement d'une eau de qualité.	Plus onéreuse que les prises d'eau flottante et submergée. Peut nécessiter l'excavation des berges.

✓ Dans le barrage de **Sidi M'hamed Ben Taïba** le choix se fait sur Une prise d'eau flottante constituée d'une crépine et de deux canalisations en parallèles immergée.

La forme de cette prise d'eau est rectangulaire, et exécuté en béton armé l'eau est prise par des orifices munies des grilles, afin d'empêcher à déboucher les conduites, la figure (III.2) représente le schéma de la prise d'eau choisi.

Figure III.2 : Schéma de la prise d'eau choisi



### III-5. Dimensionnement de la prise d'eau :

- **Débit de la prise d'eau :**

Le débit de la prise d'eau est en fonction du débit de consommation maximal comme suivant :

$$Q_{\text{prise}} = \frac{\alpha Q_{\text{maxj}}}{\text{TI}} (\text{m}^3/\text{h}) \quad (\text{I})$$

avec :  $\alpha$  : coefficient d'augmentation du débit du système = 1.1-1.15.

TI : temps d'alimentation de la prise à partir du barrage.

dans notre cas on prend  $\alpha = 1.15$  et  $\text{TI} = 22$  heures.

$$\text{AN : } Q_{\text{prise}} = \frac{1.15 \times 74816,28}{22} = 3910.85 \text{ m}^3/\text{h}.$$

- **débit des conduites :** c'est le débit des besoins des agglomérations majorées par le coefficient d'augmentation du débit  $\alpha$ .

$$\text{Donc } Q_c = \frac{Q_{\text{prise}}}{3.6} \quad (\text{II})$$

$$\text{AN : } Q_c = \frac{3910.85}{3.6} = 1086.34 \text{ l/s}$$

- **Débit d'une seule conduite gravitaire :**

Dans notre cas nous avons projeté deux conduites pour amener l'eau.

$$Q'_c = \frac{Q_c}{2} \quad (\text{III})$$

$$\text{AN : } Q'_c = \frac{1086.34}{2} = 543.17 \text{ l/s}.$$

- **Dimensionnement du récepteur de la prise :**

- **surface des ouvertures du récepteur :**

$$S_{\text{sr}} = \frac{1.25 \times K \times Q'_c}{V_e} \quad (\text{IV})$$

avec :  $Q'_c$  : débit prélever par une seule conduite

K : coefficient tenant compte de la contraction de l'ouverture par les barreaux

$K = (a+c)/a$  tel que : a : espacement entre deux barreaux d'une grille ( $a = 0.02 \text{ m}$ )

C : épaisseur d'un barreau ( $c = 0.01 \text{ m}$ )

$V_e$  : vitesse de passage de l'eau a travers la grille  $V_e = (0.02 \text{ à } 0.6) \text{ m/s}$

#### Application :

$$S_{\text{sr}} = \frac{1.25 \times 1.5 \times 0.534}{0.6} = 1.69 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{sr}} = 1.69 \text{ m}^2$$

- **Calcul du diamètre de la conduite d'amené :**

Les pertes de charge sont calculées en utilisant La formule de Darcy-Weisbakh comme suivant :

$$\Delta H = \frac{K \times L_e \times Q^\beta}{D_{\text{av}}^m} \quad (\text{V})$$

$\Delta H_i$  : charge disponible qui sera par hypothèse égale a la perte de charge

K : Coefficient de perte de charge

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

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

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

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

m : Exposant tenant compte du type du matériau

donc le diamètre avantageux est calculé selon la formule (V) tel que :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K \times L \times Q^\beta}{\Delta H}}$$

Sachant que :  $K = 0,00179$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 5,3$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau III :

**Tableau III-1.** calcul du diamètre de la conduite d'amené :

Longueur (m)	Ø normalisé (mm)	Débit (l/s)	$\Delta H$ (m)	Vitesse (m/s)
15	500	543,17	0,312	2,768
15	600	543,17	0,119	1,922
15	700	543,17	0,052	1,412

D'après le tableau III-1 le diamètre de la conduite d'amené est de 700mm

### Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait l'étude de tous les points concernant le choix de type de prise d'eau à implanter ainsi que sa conception et leur emplacement dont la fonction principale de cet ouvrage est de contrôler la sortie du volume d'eau stockée dans le barrage au moment voulu.

**Introduction :**

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques permettant l'accumulation de l'eau. Ils doivent être résistants, étanches tout en assurant :

- Une régularité dans le fonctionnement du pompage
- Une régularité de la pression dans le réseau de distribution
- Le débit maximum demandé aux heures de pointe et les quantités d'eau nécessaires Pour combattre efficacement les incendies

**IV.1. Classification des réservoirs :****➤ Type des réservoirs :**

Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :

- ✓ Enterrés,
- ✓ Semi-enterrés,
- ✓ Sur sol,
- ✓ Sur tour (château d'eau).

**➤ Les facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :**

- ✓ Conditions topographiques de la région à desservir.
- ✓ Conditions hydrauliques de la distribution : pression à assurer, volume du réservoir

**➤ Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :**

- ✓ Rectangulaire ou carrée
- ✓ Circulaire

**IV.2. L'emplacement des réservoirs :**

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir assurer des pressions suffisantes aux abonnés.

**IV.3. Equipements des réservoirs :****a) Equipements d'intervention**

Les accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possibles

On prévoit généralement une trappe d'accès pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel.

Tous les accès (portes, trappes, échelles,...) aux cuves et chambres de vannes doivent être protégés contre les intrusions des personnes étrangères au service.

**b) Equipements de nettoyage**

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel ;
- Equipements spéciaux pour le nettoyage ;
- Pompe d'alimentation en eau ;

**c) Equipements hydrauliques :**

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- d'une conduite de départ ou de distribution ;
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein ;
- d'une conduite by-pass ;
- d'un système de matérialisation d'incendie.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre.

#### **IV.4. Entretien des réservoirs :**

Les structures des réservoirs doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelle que les phénomènes de corrosion sur les parties métallique ; en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est apporté au nettoyage des cuves; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- ◆ isolement et vidange de la cuve
- ◆ éliminations des dépôts sur les parois
- ◆ examen et réparations éventuelles de celle-ci
- ◆ désinfection à l'aide des produits chlorés
- ◆ remise en service

#### **IV.5. Hygiène et sécurité :**

- les réservoirs seront couverts pour les protéger contres les variations de température et l'introduction des corps étrangers.
- Ils seront aérés par des orifices grillagés.
- Ils seront étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau ; ils seront de sorte que l'eau circule régulièrement à l'intérieur évitant toute stagnation.

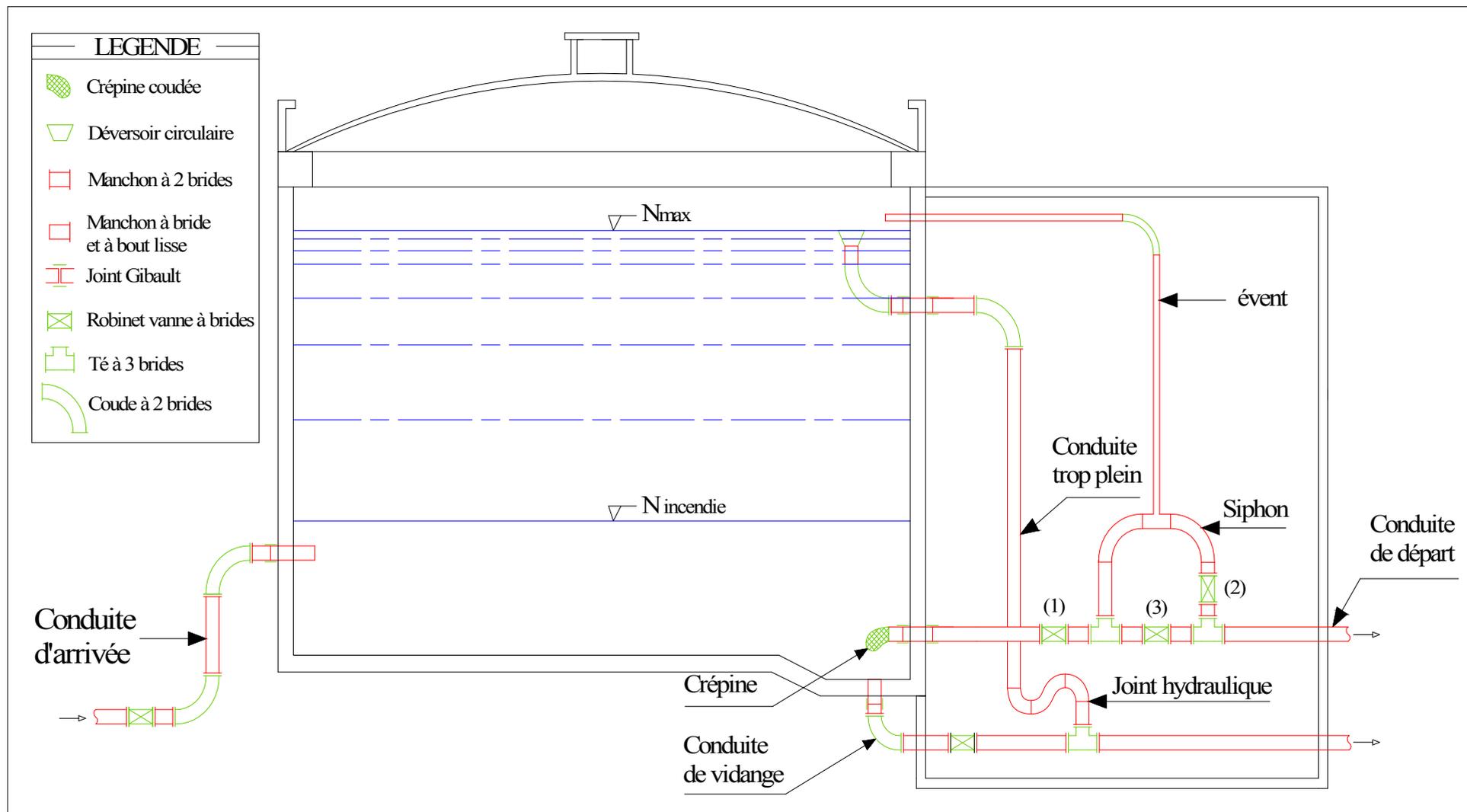


Figure IV.1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

## IV.6. Capacité d'un réservoir :

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part, de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

### IV.6.1. Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder à :

- Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.
- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

#### a. La méthode analytique :

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

$$V_r = \frac{a(\%) \times Q_{maxj}}{100} \text{ en } [m^3].$$

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

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

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

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

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

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

$V_{inc}$  : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de  $60m^3/h$  (c'est un volume minimum)

#### 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.

Donc :

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

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

$$V_r = \frac{Q_{max} \times R_{max}}{100} \text{ (} m^3 \text{)}$$

Dont le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{inc} \text{ (} m^3 \text{)}$$

### IV.6.2. Dimensionnement des réservoirs du système d'adduction :

Les réservoirs à dimensionner dans notre cas, sont les réservoirs terminaux au niveau de chaque commune ainsi que les bâches d'aspiration au niveau de chaque station de pompage et le réservoir de stockage d'eau traité implanté au près de la station de traitement.

#### a. Dimensionnement des Bâches d'aspirations des deux stations de pompage :

##### ➤ Station de pompage N°01:

la station de pompage se trouve a l'aval du barrage **Sidi M'hammed Ben Taïba** ; où la bâche d'aspiration est alimenté gravitairement par la prise d'eau du barrage.

Le débit entrant à la station de pompage (SP) est de 74816,28 m<sup>3</sup>/j.

Alors on calcul le volume de la bâche par la méthode analytique :

**Tableau IV.1** : détermination de la capacité de la bâche d'aspiration, station(SP1)

Heure	Apport(%)	Distribution(%)	Surplus(%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	4,167	4,545		0,378	6,820
1-2	4,167	4,545		0,378	6,442
2-3	4,167	4,545		0,378	6,063
3-4	4,167	4,545		0,378	5,685
4-5	4,167	4,545		0,378	5,307
5-6	4,167	4,545		0,378	4,928
6-7	4,167	4,545		0,378	4,550
7-8	4,167	4,545		0,378	4,172
8-9	4,167	4,545		0,378	3,793
9-10	4,167	4,545		0,378	3,415
10-11	4,167	4,545		0,378	3,037
11-12	4,167	4,545		0,378	2,658
12-13	4,167	4,545		0,378	2,280
13-14	4,167	4,545		0,378	1,902
14-15	4,167	4,545		0,378	1,523
15-16	4,167	4,545		0,378	1,145
16-17	4,167	4,545		0,378	0,767
17-18	4,167	4,545		0,378	0,388
18-19	4,167	4,545		0,378	0,010
19-20	4,167	-	4,167	-	4,167
20-21	4,167	-	4,167	-	<b>8,333</b>
21-22	4,167	4,545		0,378	7,955
22-23	4,167	4,545		0,378	7,577
23-24	4,167	4,545		0,378	7,198

$$V_{\text{b\^a}che} = \frac{8,33 \times 74816,28}{100} = 6232.2\text{m}^3$$

Le volume normalisé sera : **7000m<sup>3</sup>**

On opte pour deux b\^aches d'aspiration de capacit\^e de **3500 m<sup>3</sup>** chacune.

➤ *station de reprise de Khemis Miliana :*

De m\^eme le volume de la b\^ache d'aspiration de la station de Khemis Miliana est calcul\^e par la m\^ethode analytique comme suit :

**Tableau IV.2 :** d\^etermination de la capacit\^e de la b\^ache d'aspiration (station de reprise Khemis Miliana) :

Heure	Apport(%)	Distribution(%)	surplus(%)	D\^eficit(%)	R\^esidu(%)
0-1	4,167	5		0,833	3,333
1-2	4,167	5		0,833	4,167
2-3	4,167	5		0,833	5,000
3-4	4,167	5		0,833	5,833
4-5	4,167	5		0,833	6,667
5-6	4,167	5		0,833	7,500
6-7	4,167	5		0,833	8,333
7-8	4,167	5		0,833	9,167
8-9	4,167	5		0,833	10,000
9-10	4,167	5		0,833	10,833
10-11	4,167	5		0,833	11,667
11-12	4,167	5		0,833	12,500
12-13	4,167	5		0,833	13,333
13-14	4,167	5		0,833	14,167
14-15	4,167	5		0,833	15,000
15-16	4,167	5		0,833	15,833
16-17	4,167	5		0,833	<b>16,667</b>
17-18	4,167	-	4,167	-	12,500
18-19	4,167	-	4,167	-	8,333
19-20	4,167	-	4,167	-	4,167
20-21	4,167	-	4,167	-	0,000
21-22	4,167	5		0,833	0,833
22-23	4,167	5		0,833	1,667
23-24	4,167	5		0,833	2,500

$$V_{\text{b\^a}che} = \frac{16,667 \times 33446.6}{100} = 5574.54\text{m}^3$$

Le volume normalisé sera :  $V_{\text{b\^a}che} = 6000\text{m}^3$

Donc on opte pour deux b\^aches d'aspiration de capacit\^e **3000 m<sup>3</sup>** chacune.

**b. Estimation de la capacité du réservoir de stockage d'eau traité :****Tableau IV.3 : détermination de la capacité du réservoir d'eau traitée**

Heure	Sortie (%)	Entrée (%)	Déstockage (%)	Stockage (%)	Résidus (%)
0-1	3,35	4,545		1,195	3,18
1-2	3,25	4,545		1,295	4,48
2-3	3,3	4,545		1,245	5,72
3-4	3,2	4,545		1,345	7,07
4-5	3,25	4,545		1,295	8,36
5-6	3,4	4,545		1,145	9,51
6-7	3,85	4,545		0,695	10,20
7-8	<b>4,45</b>	<b>4,545</b>		<b>0,095</b>	<b>10,30</b>
8-9	<b>5,2</b>	4,545	0,655		9,64
9-10	5,05	4,545	0,505		9,14
10-11	4,85	4,545	0,305		8,83
11-12	4,6	4,545	0,055		8,78
12-13	4,6	4,545	0,055		8,72
13-14	4,55	4,545	0,005		8,72
14-15	4,75	4,545	0,205		8,51
15-16	4,7	4,545	0,155		8,36
16-17	4,65	4,545	0,105		8,25
17-18	4,35	4,545		0,195	8,45
18-19	4,4	4,545		0,145	8,59
19-20	4,3	-	4,3		4,30
20-21	4,3	-	4,3		0,00
21-22	4,2	4,545		0,345	0,35
22-23	3,75	4,545		0,795	1,14
23-24	3,7	4,545		0,845	1,99

D'où on déduit  $P_{\max} = 10.3 \%$

**-application**

Le volume utile sera :  $V_u = \frac{10.3 \times 74816 \cdot 28}{100} = 7706.07 \text{ m}^3$

**Remarque :** Il faut savoir que dans notre cas utiliserons un volume de 75a 90 m3 par lavage et par filtre (y compris la vidange du filtre).

Dans notre projet on prend  $V_{\text{lavage}} = 90 \text{ m}^3$

la capacité totale sera :  $V_u + V_{\text{lavage}} = 7796.07$

La capacité normalisée sera :  $8000 \text{ m}^3$

Vu leur capacité importante ; On opte pour deux réservoirs jumelés de capacité  $4000 \text{ m}^3$  chacun.

### C.Estimation de la capacité totale des différents réservoirs terminaux par la méthode analytique:

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes commune à savoir : Ain defla ; Arib ; Sidi lakhdar et Khemis Miliana.

**Tableau VI.4:** Evaluation du volume résiduel du réservoir de ARIB :

Heure	Apport(%)	distribution(%)	Surplus(%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0 - 1	4,17	3,35	0,82		2,1
1 - 2	4,17	3,25	0,92		3,02
2 - 3	4,17	3,3	0,87		3,89
3 - 4	4,17	3,2	0,97		4,86
4 - 5	4,17	3,25	0,92		5,78
5 - 6	4,17	3,4	0,77		<b>6,55</b>
6 - 7	4,17	3,9	0,27		6,55
7 - 8	4,17	4,45		0,28	6,27
8 - 9	4,17	5,25		1,08	5,19
9 -10	4,17	5,1		0,93	4,26
10 -11	4,17	4,85		0,68	3,58
11-12	4,17	4,6		0,43	3,15
12-13	4,16	4,6		0,44	2,71
13-14	4,17	4,55		0,38	2,33
14-15	4,17	4,75		0,58	1,75
15-16	4,17	4,7		0,53	1,22
16 - 17	4,17	4,63		0,46	0,76
17 - 18	4,16	4,4		0,24	0,52
18 - 19	4,16	4,4		0,24	0,28
19 - 20	4,16	4,3		0,14	0,14
20 - 21	4,16	4,3		0,14	0
21 - 22	4,16	3,75	0,41		0,41
22 - 23	4,16	3,75	0,41		0,82
23 - 24	4,16	3,7	0,46		1,28

✓ **Calcul de la capacité du réservoir :**

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{6.55 \times 32810.36}{100} \Rightarrow V_r = 2149.08 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité total sera : } V_T = 2149.08 + 120 \Rightarrow V_T = 2269.08 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité normalisée sera : } \mathbf{2500 \text{ m}^3}$$

Tableau VI.5 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de SIDI LAKHDAR

Heure	Apport(%)	distribution(%)	surplus(%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0 – 1	4,17	1,5	2,67		8,81
1 – 2	4,17	1,5	2,67		11,48
2 – 3	4,17	1,5	2,67		14,15
3 – 4	4,17	1,5	2,67		16,82
4 – 5	4,17	2,5	1,67		18,49
5 – 6	4,17	3,5	0,67		<b>19,16</b>
6 – 7	4,17	4,5		0,33	18,83
7 – 8	4,17	5,5		1,33	17,5
8 – 9	4,17	6,25		2,08	15,42
9 -10	4,17	6,25		2,08	13,34
10 -11	4,17	6,25		2,08	11,26
11-12	4,17	6,25		2,08	9,18
12-13	4,17	5		0,83	8,35
13-14	4,17	5		0,83	7,52
14-15	4,17	5,5		1,33	6,19
15-16	4,17	6		1,83	4,36
16 - 17	4,16	6		1,84	2,52
17 - 18	4,16	5,5		1,34	1,18
18 - 19	4,16	5		0,84	0,34
19 - 20	4,16	4,5		0,34	0
20 - 21	4,16	4	0,16		0,16
21 - 22	4,16	3	1,16		1,32
22 - 23	4,16	2	2,16		3,48
23 - 24	4,16	1,5	2,66		6,14

✓ **Calcul de la capacité du réservoir :**

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{19,16 \times 8559,32}{100} \quad \Rightarrow V_r = 1639,96 \text{m}^3$$

$$\text{La capacité total sera : } V_T = 1639,96 + 120 \text{m}^3 \quad \Rightarrow V_T = 1759,96 \text{m}^3$$

La capacité normalisée sera : **2000m<sup>3</sup>**

**Tableau VI.6:** Evaluation du volume résiduel du réservoir de Khemis Miliana

Heure	Apport(%)	distribution(%)	surplus(%)	déficit(%)	résidu(%)
0-1	5	3,35	1,65		5,45
1-2	5	3,25	1,75		7,2
2-3	5	3,3	1,7		8,9
3-4	5	3,2	1,8		10,7
4-5	5	3,25	1,75		12,45
5-6	5	3,4	1,6		14,05
6-7	5	3,9	1,1		15,15
7-8	5	4,45	0,55		15,7
8-9	5	5,25		0,25	15,45
9-10	5	5,1		0,1	15,35
10-11	5	4,85	0,15		15,5
11-12	5	4,6	0,4		15,9
12-13	5	4,6	0,4		16,3
13-14	5	4,55	0,45		16,75
14-15	5	4,75	0,25		17
15-16	5	4,7	0,3		17,3
16-17	5	4,63	0,37		<b>17,67</b>
17-18	-	4,4		4,4	13,27
18-19	-	4,4		4,4	8,87
19-20	-	4,3		4,3	4,57
20-21	-	4,3		4,3	0
21-22	5	3,75	1,25		1,25
22-23	5	3,75	1,25		2,5
23-24	5	3,7	1,3		3,8

✓ **Calcul de la capacité du réservoir :**

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{17.67 \times 33446.6}{100} \quad \Rightarrow V_r = 5910.01$$

$$\text{La capacité total sera : } V_T = 5910.01 + 120 \quad \Rightarrow V_T = 6030.01 \text{ m}^3$$

La capacité normalisée sera : **7000m**

Vu leur capacité importante ; On opte pour deux réservoirs jumelés de capacité  $3500 \text{ m}^3$  chacun.

**Tableau VI.7:** Evaluation du volume résiduel du réservoir de Ain defla

heure	apport(%)	Distribution(%)	surplus(%)	Déficit(%)	Résidu(%)
0-1	4,17	3,35	0,82		2,1
1-2	4,17	3,25	0,92		3,02
2-3	4,17	3,3	0,87		3,89
3-4	4,17	3,2	0,97		4,86
4-5	4,17	3,25	0,92		5,78
5-6	4,17	3,4	0,77		<b>6,55</b>
6-7	4,17	3,9	0,27		6,55
7-8	4,17	4,45		0,28	6,27
8-9	4,17	5,25		1,08	5,19
9-10	4,17	5,1		0,93	4,26
10-11	4,17	4,85		0,68	3,58
11-12	4,17	4,6		0,43	3,15
12-13	4,16	4,6		0,44	2,71
13-14	4,17	4,55		0,38	2,33
14-15	4,17	4,75		0,58	1,75
15-16	4,17	4,7		0,53	1,22
16-17	4,17	4,63		0,46	0,76
17-18	4,16	4,4		0,24	0,52
18-19	4,16	4,4		0,24	0,28
19-20	4,16	4,3		0,14	0,14
20-21	4,16	4,3		0,14	0
21-22	4,16	3,75	0,41		0,41
22-23	4,16	3,75	0,41		0,82
23-24	4,16	3,7	0,46		1,28

Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{6.55 \times 23729.2}{100} \Rightarrow V_r = 1554.26$

La capacité total sera :  $V_T = 1554.26 + 120 \Rightarrow V_T = 1674.26$

La capacité normalisée sera : **2000m<sup>3</sup>**

► **Les volumes trouvés sont portés sur le tableau VI.8 :**

**Tableau VI.8:** Tableau donnant les capacités des réservoirs terminaux

Commune	$Q_{\max,j}(m^3/j)$	$a(\%)$	$V_{inc}$	$V_{total}(m^3)$	Volume normalise (m <sup>3</sup> )
Ain defla	23729,2	6.55	120	1674.26	<b>2000</b>
Khemis Miliana	33446,6	17.67	120	2310.75	<b>7000</b>
Arib	9081,16	6.55	120	2269.08	<b>2500</b>
Sidi lakhdar	8559,32	19.16	120	1759.96	<b>2000</b>

**VI.7. Réservoirs existants le long du tracé :**

les capacités totales des réservoirs existants dans la zone sont présentées dans le tableau VI.9 :

**Tableau VI.9:** stockage existants dans la région

Commune	Nombre	Capacité (m <sup>3</sup> )
Ain defla	1	1000
Khmis miliana	2	2×1000
Arib	2	1000+500
Sidi lakhdar	2	2×500

**IV.8. Forme des réservoirs :**

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m<sup>3</sup>, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres; l'optimum pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres,

Leurs dimensions seront déterminées comme suit:

- **Le diamètre D de la cuve**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule :

$$S = \frac{Vn}{h} \Rightarrow \frac{\pi D^2}{4} = \frac{Vn}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{Vn}{h}}$$

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

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

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m

- **Réévaluation de la hauteur d'eau h :**

On calcule la hauteur d'eau moyennant la formule :

$$H = \frac{4 \times Vn}{\pi \times D^2}$$

- **La section de la cuve :**

On calcule la section de la cuve moyennant la formule :

$$S = \frac{V}{H}$$

La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule :

$$H = h + R$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h : hauteur d'eau (m);

R : revanche (m)

- **La hauteur de la réserve d'incendie :**

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule :  $h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$

Les dimensions des différents réservoirs terminaux sont portées dans le tableau VI.10:

**Tableau VI.10:** Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux.

Réservoir	Volume(m <sup>3</sup> )	D(m)	S(m <sup>2</sup> )	h(m)	hinc(m)	R(m)	H(m)
R <sub>Ain-Defla</sub>	1000	17,85	250	4	0,48	0,5	4,5
R <sub>Khemis</sub>	2500	25,24	500	5	0,24	0,5	5,5
R <sub>Arib</sub>	1000	15,96	200	5	0,60	0,5	5,5
R <sub>Sidi-lakhdar</sub>	1000	17,85	250	4	0,48	0,5	4,5

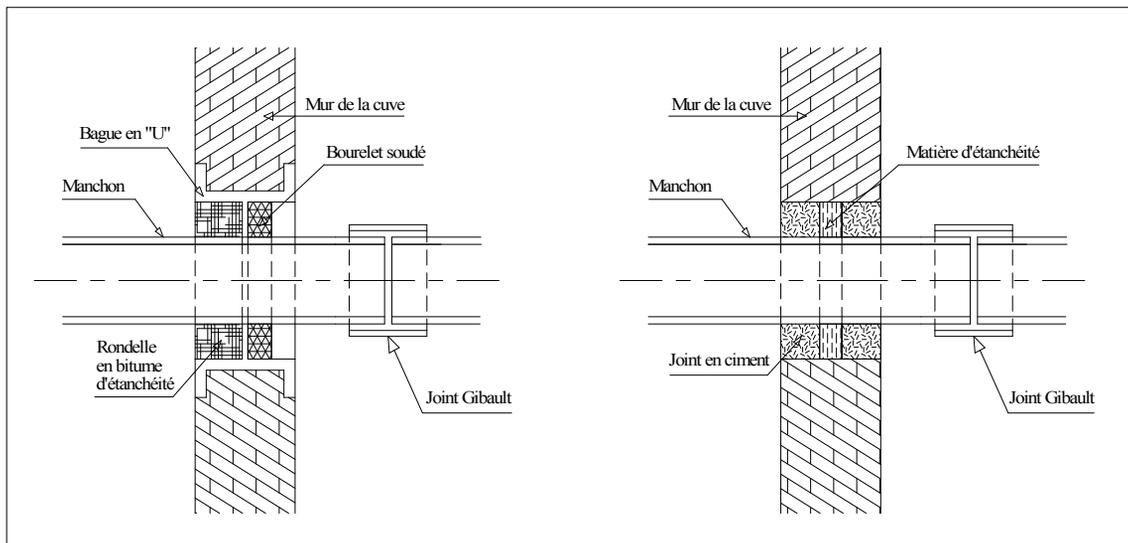
**Tableau VI.11:** Tableau donnant les dimensions des bâches d'aspirations

station	Volume (m <sup>3</sup> )	H(m)	L(m)	L(m)
s pompage	3500	6	20	30
s reprise	3000	6	20	25

#### IV.9. Traversée des conduites dans les parois de la cuve

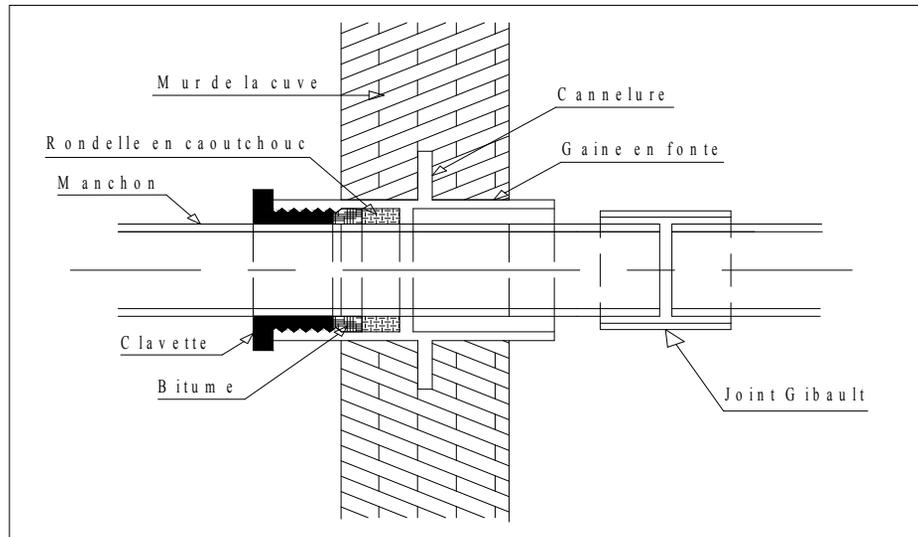
Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans le voile ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

➤ **1<sup>er</sup> cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure IV.3).



**Figure IV.2:** Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

➤ **2<sup>ème</sup> cas** : La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure IV.4)



*Figure IV.3: Traversée des conduites (Gaine en fonte)*

### Conclusion :

-Après le calcul des différents réservoirs terminaux nous avons remarqué que les réservoirs existants ne suffisent pas les besoins des agglomérations à l'horizon d'étude 2040 ; c'est pour cette raison, on a recommandé de projeter d'autres réservoirs qui jouent le rôle d'équilibre, repartis comme suit :

- Au niveau de la commune Ain-defla : un réservoir circulaire de capacité :  $1000 \text{ m}^3$
- Au niveau de la commune Khemis-Miliana : deux réservoirs circulaires de capacité totale  $5000 \text{ m}^3$
- Au niveau de la commune de Arib : un réservoir circulaire de capacité  $1000 \text{ m}^3$
- Au niveau de la commune Sidi-lakhdar : un réservoir circulaire de capacité  $1000 \text{ m}^3$
- au niveau de la station de traitement nous avons projeté deux réservoirs de stockage d'une capacité totale  $8000 \text{ m}^3$

**Introduction :**

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction par pompage, gravitaire ou mixte.

Le transfert d'eau à partir du barrage **Sidi M'hamed Ben Taïba** vers les quatre communes concernées afin de satisfaire de ses besoins en eau potable, nécessite le choix de la meilleur tracé du système d'adduction du point de vue technico- économique. Dans notre cas, on dimensionne une adduction mixte (gravitaire- refoulement).

**V-1) types d'adduction**

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

- ✓ Adduction gravitaire ;
- ✓ Adduction par refoulement ;
- ✓ Adduction mixte

**a-Adduction gravitaire :**

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous l'action d'aucune force extérieure qui lui sera appliquée (conditionnée par la pente et la pesanteur). On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

**b-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.

**C-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 (gravitaire refoulement).

**IV-2) Choix de matériaux des canalisations :**

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc.

Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la qualité de l'eau à transporté, de la pression et de la nature du terrain, des coûts de Fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement, les réparations en cas de fuite.

Avant de passer au dimensionnement de ces conduites il est important de connaître le type de sol dans le quel ces dernières seront enterrées. Dans la zone d'étude le sol est agressif (d'après la DHW de Ain Defla), et le terrain est accidenté

Afin de lutter contre cette agressivité, on opte pour l'utilisation de la fonte ductile, pour notre adduction.

**V-3) Etude des variantes et choix de tracé :**

Cette étude a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de la station de pompage et la station de traitement du notre projet.

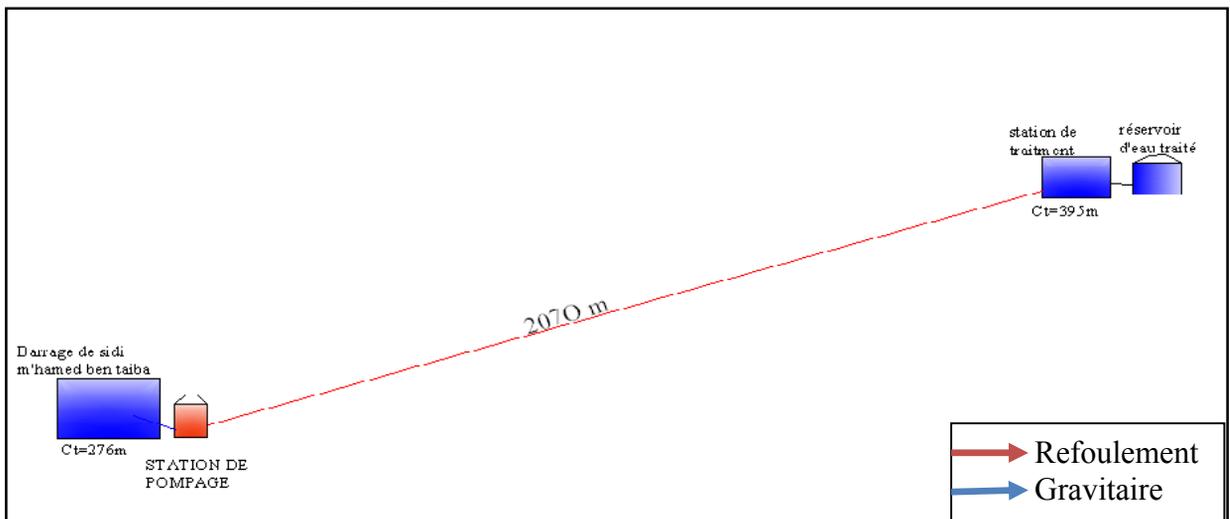
**V-3-1) proposition des variantes :**

**a) Variante N°1 :**

Dans cette variante, l'eau est acheminée par pompage de la prise d'eau du notre barrage (NGA : 276m) vers la station de traitement (NGA : 395m) par l'intermédiaire d'une conduite de 2070 m de longueur à une hauteur d'environ 119m.

La station de traitement alimente gravitairement le réservoir de stockage d'eau traité qui se situe à une cote de 392m(NGA).

Le schéma ci-après explique la première variant



**Figure (V-1) : Variante n°01**

**Variante N°2 :**

Dans cette variante le système d'adduction est constitué d'une station de traitement situé à une cote de 265m(NGA), ce station reçoit l'eau du barrage par une conduite gravitaire de 746m de longueur, la station de pompage situé près de la station de traitement refoule l'eau traité vers le réservoir tampon projeté à une cote de 391m(NGA) et par l'intermédiaire d'une conduite de refoulement de 2170m de longueur et une hauteur géométrique d'environ 126m.

Le schéma ci-après explique la deuxième variante.

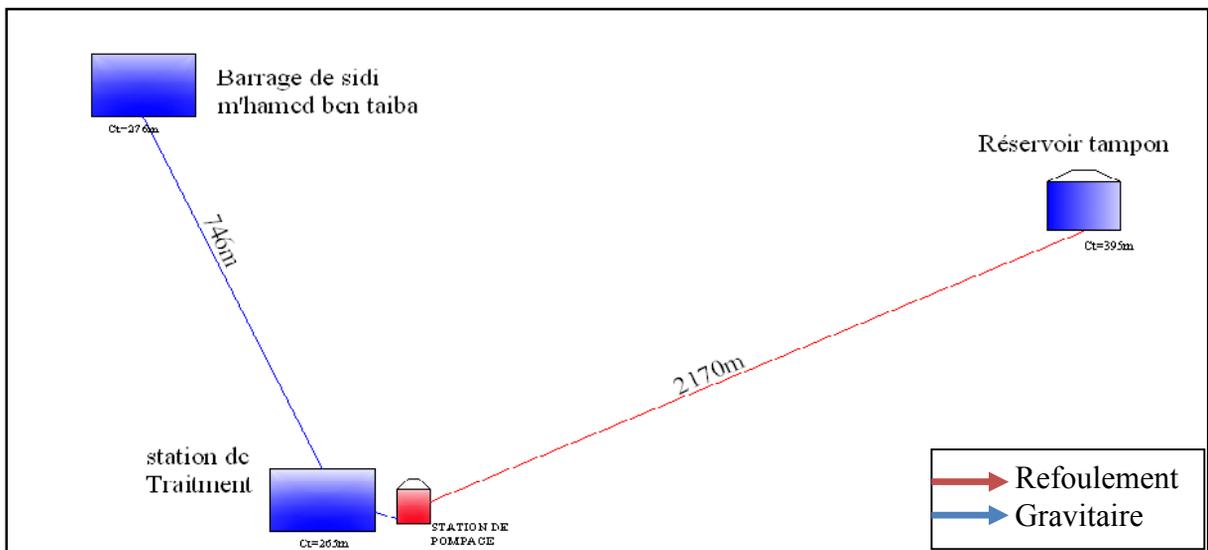


Figure (V-2) : Variante n°2

### V-3-2) Analyse des deux variantes :

#### 1<sup>ère</sup> variante :

##### ➤ Avantage :

- Une hauteur géométrique moins élevée que celle de la 2<sup>ème</sup> variante (119m)
- Longueur de refoulement plus courte que celle de la 2<sup>ème</sup> variante (2070m).
- L'absence du réservoir tampon et par conséquent les frais de construction et d'exploitation.
- La conduite gravitaire relie le réservoir de stockage et le réservoir de ARIB ne risque pas d'être en dépression (coup de bélier) par l'existence des personnel d'ouvre dans la station de traitement.
- En comparant les deux profils en longs (planche N°2) ; le terrain dans la première variante est plus régulier que celui de la deuxième variante.

##### ➤ Inconvénients :

- le seul inconvénient c'est le colmatage de la crépine ainsi que le phénomène d'abrasion (durée de vie de la pompe trop courte).

#### 2<sup>ème</sup> variante :

##### ➤ Avantages :

- Refoulement d'une eau traitée donc le phénomène d'abrasion et le colmatage des pompes réduit.

##### ➤ Inconvénients :

- Une hauteur manométrique de la pompe plus élevée.
- Longueur de refoulement plus longue (2170m).
- Coût de génie civil important dans la construction du réservoir tampon.
- Risque d'avoir un coup de bélier important dans la conduite gravitaire qui relie le réservoir intermédiaire et le réservoir d'ARIB à la suite de vidange du réservoir tampon, ce coup de bélier provoque :
  - L'implosion de la conduite

- L'aspiration des joints
- Décollement de l'enduit interne de protection de la conduite

### V-3-3) Choix de la variante:

Après la combinaison entre les deux tracés proposées ; Le choix définitif de la variante d'adduction et celui de la première du fait qu'a beaucoup d'avantages par rapport a la deuxième variante.

### V-4) Dimensionnement de l'adduction :

#### V-4-1) Méthode de calcul :

##### V-4-1-1) Cas de refoulement :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux Formules approchées suivantes:

##### ❖ Formule de BRESS :

$$D = 1.5\sqrt{Q} \quad (V-1)$$

##### ❖ Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \quad (V-2)$$

Q: débit refoulé en m<sup>3</sup>/s.

**Remarque :** La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite inférieure à 1 Km dont la vitesse ne dépassant guère de 0,57m/s).

A partir de ce diamètre déterminé, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

##### ❖ Calcul de la hauteur manométrique total :

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

$$HMT = \Delta H_a + \Delta H_r + H_g = H_g + \Delta H_T \quad (V-3)$$

H<sub>g</sub>: la hauteur géométrique

ΔH<sub>a</sub>: pertes de charge à l'aspiration

ΔH<sub>r</sub>: pertes de charge au refoulement

##### ❖ Puissance absorbée par la pompe

Elle est définie comme suit:

$$P = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} \quad (V-4)$$

P : Puissance absorbée par la pompe

η: rendement de la pompe en (%) (n=82%)

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

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

##### ❖ Énergie consommé par la pompe :

$$E = P \times t \times 365 [\text{kwh}] \quad (V-5)$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =22h pour la station de pompage(SP1) et t=20h pour la station de reprise de Khemis Miliana.

P: puissance de la pompe en (kW)

❖ **Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante

$$F_{exp} = E \times e \quad [DA] \quad (V-6)$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kwh)

e: prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ (e=5.231)

❖ **Frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante

$$F_{am} = Prc \times A \quad [DA] \quad (V-7)$$

Prc: prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (V-8)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 30 ans

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30} - 1} + 0.08 = 0.0888$$

❖ **Calcul des pertes de charge dans la canalisation**

Le calcul des pertes de charge se fait par la méthode de M<sup>r</sup> **AYADI** publiée par l'association européenne de l'eau (Official Publication of the European Water Association (EWA) © EWA 2008 ISSN 1994 8549) ;

*L'expression générale :*  $J = M \times Q^B / D_{int}^\alpha \quad (V-9)$

M; B; α: invariants

Q: debit en m<sup>3</sup>/s

D<sub>int</sub>: diamètre intérieur de la conduite tel que : D<sub>int</sub>=D<sub>ext</sub>-2e

D<sub>ext</sub> : diamètre extérieur de la conduite

e:l'épaisseur de la conduite

pour une rugosité K=2mm :

$$J = 0.0018808 * Q^2 / D_{int}^{5.327} \quad (V-10)$$

✓ **Application :**

**a-Tronçon :(station de pompage –station de traitement) :**

➤ Le débit d'exploitation de la station de pompage (SP) est calculé comme suit :

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{T \times 3600} \quad (V-11)$$

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

Q<sub>max,j</sub> : Débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j) ; Q<sub>max,j</sub> = 74816.28 m<sup>3</sup>/j .

T : Durée de fonctionnement de la station par jour, dans notre cas on prend T=22h.

AN:  $Q_{exp} = \frac{74816.28}{22 \times 3600} = 0.944 \text{ m}^3/\text{S}.$

$Q_{exp} = 944/\text{s}$

➤ Le diamètre de la conduite moyennant la relation (IV.1) est tel que :

$$D = 0.944 = 0.971m = 971mm.$$

$D_{calc} = 971mm$

La vitesse dans la conduite est :  $v = \frac{4Q_{exp}}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.944}{\pi \times 0.971^2} = 1,27m/s.$

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

**Tableau (V-1) :** calcul de la HMT de la pompe

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Vitesse (m/s)	Gradient (m/m)	ΔH (m)	H <sub>g</sub> (m)	HMT (m)
700	2070	0,944	2,45	0,01120597	23,20	119	142,20
800	2070	0,944	1,88	0,00550207	11,39	119	130,39
900	2070	0,944	1,48	0,00293790	6,08	119	125,08
1000	2070	0,944	1,20	0,00167605	3,47	119	122,47
1100	2070	0,944	0,99	0,00100876	2,09	119	121,09

**Tableau (V-2) :** calcul des frais d'amortissement.

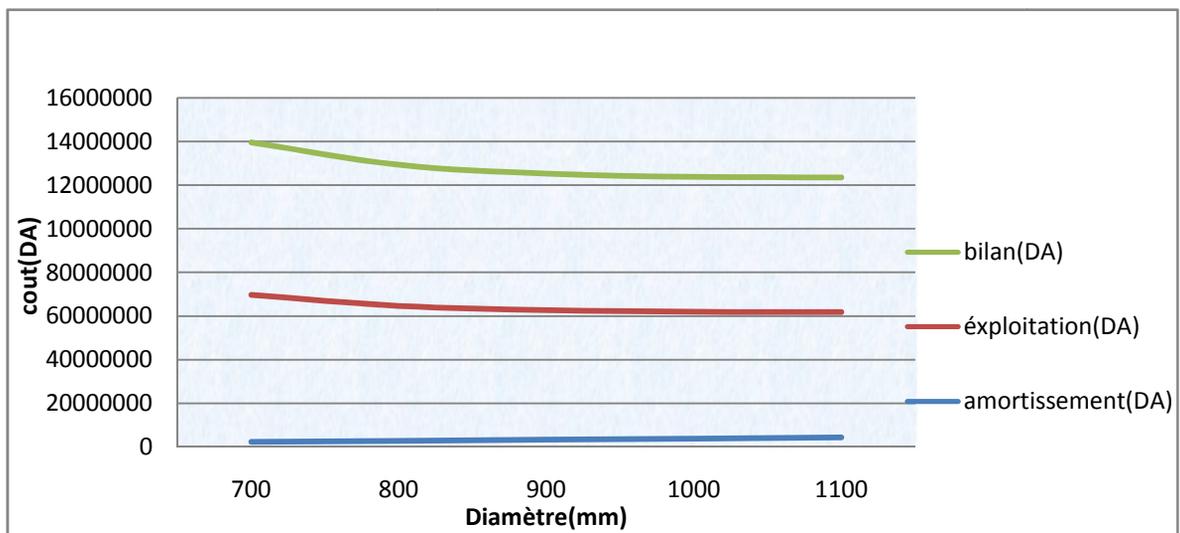
Diamètre	prix de ml(DA)	L(m)	Famort(DA)
700	12769,28	2070	2347197,97
800	15367,72	2070	2824832,82
900	18078,16	2070	3323055,06
1000	20852,6	2070	3833041,52
1100	23643,04	2070	4345969,04

**Tableau (V-3) :** calcul des frais d'exploitation :

diamètre	P(KW)	E (kWh)	Frais d'exp(DA)
700	1471,50	12890323,7	67429283,3
800	1349,31	11819994,75	61830392,55
900	1294,39	11338830,78	59313423,8
1000	1267,36	11102046,24	58074803,87
1100	1253,06	10976830,32	57419799,41

**Tableau (V-4) :** Bilan du tronçon (SP)-station de traitement

Diamètre (mm)	700	800	900	1000	1100
Famort(DA)	2347198	2824832,8	3323055,1	3833041,5	4345969
Fexp(DA)	67429283	61830393	59313424	58074804	57419799
Bilan(DA)	69776481	64655225	62636479	61907845	61765769



**Figure (V-3):** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

**Remarque :** selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation en tenant compte la vitesse d'écoulement, le diamètre économique de la conduite de refoulement est 900mm, avec une vitesse de 1.36m/s et sur une longueur de 2070m.

#### **b-Tronçon :( Station de reprise - Réservoir Khemis Miliana) :**

##### ➤ **Choix de l'emplacement de la station de reprise de Khemis Miliana :**

Pour l'alimentation de la ville de Khemis Miliana, il convient de signaler que le site est situé plus haut que le réservoir de stockage ; pour cela, il est obligatoire de prévoir une station de pompage pour alimenter le réservoir implanté à une cote de 425m. Ce réservoir alimentera à son tour la ville de Khemis Miliana.

Le choix de l'emplacement de la station se fait d'une façon que la longueur de la conduite de refoulement soit réduite le plus possible

- La cote piézométrique du point 5(pickage4) est de 356.26m
- Les pertes de charge de ce tronçon sont estimées à 17.1m
- la cote piézométrique du point d'arrivé de ce tronçon est : 339.16m

Donc pour des raisons de sécurité la station de reprise est implantée sur une cote de 336 m(NGA).

- ✓ la longueur de la conduite gravitaire : 3454m
- ✓ la longueur de la conduite de refoulement : 592m

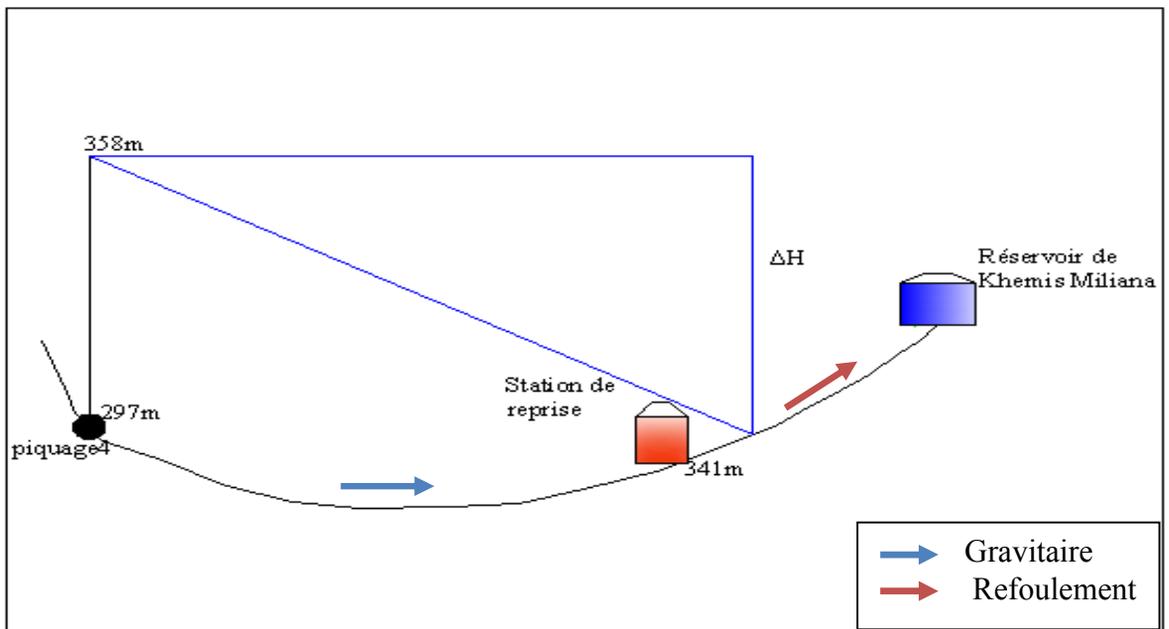


Figure (V-4) : choix de l'emplacement de la station de reprise.

❖ **Calcul du diamètre économique du tronçon :  $S_{RP}$ -  $R_{\text{Khemis Miliana}}$**

➤ Le diamètre de la conduite moyennant la relation (V.1) est tel que :

$$D = \sqrt[0.464]{0.681m} = 681mm.$$

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

**Tableau (V-5) : calcul de la HMT de la pompe**

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit $m^3/s$	Vitesse m/s	gradient (m/m)	$\Delta H_{\text{total}}$ (m)	$H_g$ (m)	HMT (m)
400	592	0,464	3,694	0,0533587	31,5883332	84	115,58
500	592	0,464	2,36	0,0162542	9,62248119	84	93,62
600	592	0,464	1,641	0,0061541	3,64324664	84	87,64
700	592	0,464	1,206	0,0027073	1,60273981	84	85,60
800	592	0,464	0,923	0,0013293	0,78693692	84	84,78

**Tableau (V-6) : calcul des frais d'amortissement.**

Diamètre (mm)	prix de ml(DA)	L(m)	Famort(DA)
400	6580	592	345907,97
500	9378,43	592	493020,31
600	11976,87	592	629619,26
700	12769,28	592	671275,94
800	15367,72	592	807874,89

Tableau (V-7) : calcul des frais d'exploitation.

Diamètre	P(KW)	E(kwh)	Fexp(DA)
400	535,307769	4689296,06	24529707,7
500	433,58045	3798164,74	19868199,8
600	405,889674	3555593,54	18599309,8
700	396,439765	3472812,34	18166281,4
800	392,661654	3439716,09	17993154,8

Tableau (V-8) : Bilan du tronçon station de reprise-réservoir de Khemis Miliana :

diamètre	400	500	600	700	800
Famort(DA)	345907,97	493020,31	629619,27	671275,94	807874,89
Fexp(DA)	24529707,67	19868199,78	18599309,81	18166281,37	17993154,85
Bilan(DA)	24875615,64	20361220,09	19228929,08	18837557,31	18801029,74

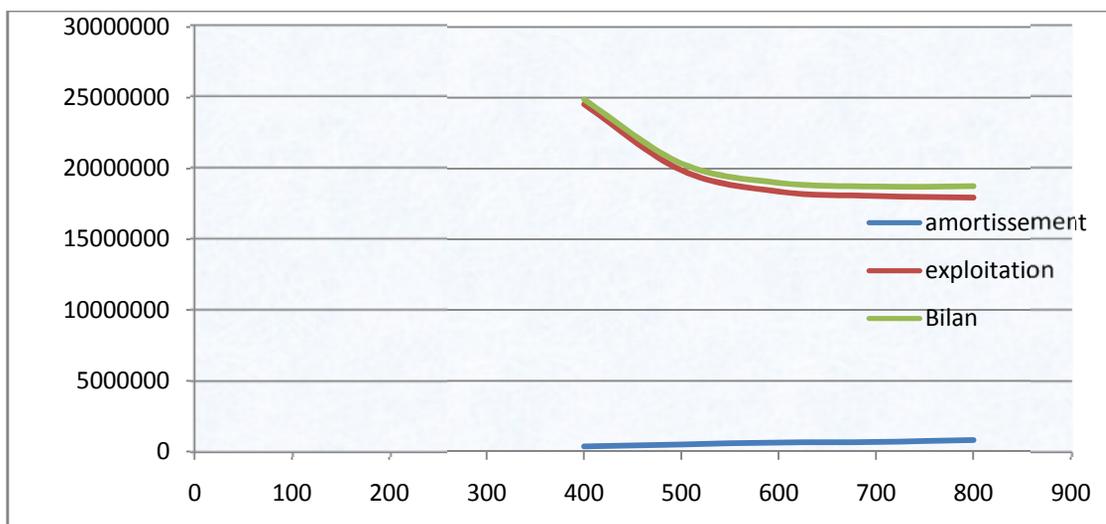


Figure (V-5) : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

**Remarque** : selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation en tenant compte la vitesse d'écoulement, le diamètre économique de la conduite de refoulement (station de reprise-réservoir Khemis Miliana) est 600mm, avec une vitesse de 1.37m/s et sur une longueur de 592m.

**V-4-1-2) Cas gravitaire**

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

$$\Delta H = \frac{K' \times L \times Q^{\beta}}{D^{5m}} \tag{IV-12}$$

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

$K'$  : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_e = L_g + L_{e_s} \tag{V-13}$$

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

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées de **(10 à 15)%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,1 * L_g$$

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

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

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

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

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

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et  **$\beta$**  sont donnés dans le tableau V-14

**Tableau (V-9):** Coefficients **K'**, **m**,  **$\beta$**  pour différents types du tuyau

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

❖ **Calcul des longueurs des différents tronçons :**

Les longueurs des différents tronçons sont retirées à partir de la planche N°1 et sont regroupés dans le tableau (V-10) :

**Tableau (V-10) :** longueurs calculées des différents tronçons

N°tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (m)
1- 2	R d'eau traitée	Picage1	1494
2- 3	Picage 1	Picage 2	2119,4
3- 4	Picage 2	Picage 3	6904
4- 5	Picage 3	Picage 4	1902,5
5- 6	Picage 4	Station reprise	3454
2- 7	Picage 1	R <sub>1arib</sub>	844
7- 8	R <sub>1arib</sub>	R <sub>ain defla</sub>	2584,21
3- 9	Picage 2	R <sub>2arib</sub>	499
4- 10	Picage 3	R <sub>1Sidi lakhdar</sub>	505,6
5- 11	Picage 4	R <sub>2Sidi lakhdar</sub>	273,2

❖ **Calcul de la charge disponible**

Dans notre cas on calcul la charge disponible entre le réservoir d'eau traité et le point le plus éloigné (station de reprise)

$$H_d = C_{RET} - C_{TSR}$$

Avec:

$H_d$  : La charge disponible qui sera par hypothèse égale les pertes de charge

$C_{RT}$ : Cote du radier du réservoir d'eau traité

$C_{TP}$ : Cote de trop plein de la station de reprise

$$\Delta H_d = 395 - 341 = 54\text{m}$$

❖ **calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale :**

$$\sum L_i = 15873.9 \text{ m}$$

❖ **Longueur équivalente**

$$L_e = 1.1 \times L_g \Rightarrow L_e = 17461.29\text{m}$$

❖ **Détermination du gradient moyen**

$$J_{\text{moy}} = \Delta H_d / L_e$$

$$J_{\text{moy}} = 54 / 17461.29 = 0.0031$$

❖ **Détermination du diamètre**

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

Sachant que :  $K' = 0,00179$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 5,3$

❖ **Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction**

Les diamètres avantageux sont calculés à base de la formule : (V-12)

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau (V-11) :

**Tableau (V-11) :** tableau donnant les diamètres calculés de chaque tronçon :

N°tronçon	Longueur géométrique (m)	Débit (m3/s)	Diamètre (m)	Vitesse (m2 /s)
1- 2	1494	0,866	0,854	1,513
2- 3	2119,4	0,521	0,693	1,383
3- 4	6904	0,486	0,675	1,360
4- 5	1902,5	0,437	0,648	1,324
5- 6	3454	0,387	0,619	1,286
2- 7	844	0,345	0,593	1,250
7- 8	2584,21	0,275	0,544	1,182
3- 9	499	0,035	0,250	0,713
4- 10	505,6	0,050	0,285	0,777
5- 11	273,2	0,050	0,285	0,777

## ❖ Normalisation des diamètres :

Les diamètres normalisés de la partie gravitaire sont regroupés dans le tableau (V-12):

**Tableau (V-12) :** diamètres normalisés de chaque tronçon avec leurs vitesses

tronçon	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Longueur Géométrique (m)	Diamètre normalisées (mm)	Vitesse (m/s)
1- 2	0,866	1494	900	1,36
2- 3	0,521	2119,4	700	1,36
3- 4	0,486	6904	700	1,26
4- 5	0,437	1902,5	600	1,55
5- 6	0,387	3454	600	1,37
2- 7	0,345	844	600	1,22
7- 8	0,275	2584,21	500	1,40
3- 9	0,035	499	200	1,11
4- 10	0,050	505,6	200	1,58
5- 11	0,050	273,2	200	1,58

## ❖ Calcul des pertes de charges de chaque tronçon :

**Tableau (V-13) :** calcul des pertes de charge de chaque tronçon

N°tronçon	Longueur géométrique (m)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Diamètre (mm)	Perte de charge (m)
1- 2	1494	0,866	900	3,856
2- 3	2119,4	0,521	700	7,501
3- 4	6904	0,486	700	21,262
4- 5	1902,5	0,437	600	10,723
5- 6	3454	0,387	600	15,268
2- 7	844	0,345	600	2,965
7- 8	2584,21	0,275	500	15,160
3- 9	499	0,035	200	6,096
4- 10	505,6	0,05	200	12,605
5- 11	273,2	0,05	200	6,811

## ❖ Les caractéristiques des différents points :

Tableau (V-13): caractéristiques des différents points :

N° de point	point	Cote terrain naturel (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
2	Picage1	308	395.75	87,754
3	Picage2	282	388.25	106,253
4	Picage3	299	367	67,992
5	Picage4	297	356.26	59,268

Donc le réservoir d'eau traité est implanté sur une cote terrain égal :

$$C_r = C_{p1} + \Delta H_{RT-P1}$$

$$C_r = 395.75 + 3.85 = 399.6 \text{ m}$$

Les résultats trouvés dans ce chapitre nous permettent de tracer la figure (V-6)

**Conclusion :**

Le présent chapitre nous a permis de dimensionner nos adductions en respectant les vitesses admissibles pour un meilleur fonctionnement de nos systèmes. Donc l'étude technico-économique de ce projet nous a permis de récapituler ce qui suit :

L'adduction sera composée d'une partie gravitaire de 20595 m de longueur des différents diamètres, et de deux conduites de refoulement de 2662 m de longueur. La première conduite a une longueur de 2070 m et un diamètre de 900 mm, la deuxième a une longueur de 592 m et un diamètre de 600 mm.







## **Introduction :**

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des deux stations de pompage projetées le long de l'adduction.

La Pompe est une Machine qui sert à transformer l'énergie mécanique en une énergie hydraulique.

### **VI.1. Fonctionnement de la pompe :**

La pompe est destinée à transformer l'énergie donnée par le moteur d'entraînement en énergie hydraulique en projetant de l'eau en périphérie et par la suite un écoulement continu de la veine liquide. L'aspiration du liquide continu dans le recevoir est faite à très faible dépression, la pompe alors produit un débit.

### **VI.2. Choix de l'emplacement de la station de pompage**

L'emplacement ou bien le site où la station de pompage doit être déterminée à partir du calcul technico- économique, tiendra compte des conditions locales et des conditions de l'exploitation. Il dépend aussi du relief, d'accès de l'alimentation en énergie électrique et de l'environnement.

L'exploitation de la station de pompage tient compte aussi de la condition de la prise d'eau, de la fluctuation du niveau d'eau dans le réservoir et des conditions hydrogéologiques et géologiques.

### **VI.3. Situation des ouvrages**

La première station de pompage se trouve juste à Laval du barrage **Sidi M'hamed Ben Taïba** dans la commune d'Arib, à une côte de 276mNGA. La deuxième station de pompage se trouve dans la commune de Khemis-Miliana, à une côte de 335mNGA.

### **VI.4. Choix de l'équipement hydromécanique et énergétique**

#### **Généralités :**

Tout l'équipement de la station de pompage est classé en deux groupes : hydromécanique et énergétique par la suite, à leur tour, ces derniers sont groupés en équipement principal et celui auxiliaires.

Nous citerons l'équipement principal, à savoir pompes et moteurs principaux robinets – vannes, clapets installés sur les conduites de refoulement et d'aspiration au voisinage immédiat des pompes principales. Cet équipement intervient de façon permanente dans l'adduction. Le choix de l'équipement principal est un problème délicat, puisqu'il s'agit du dimensionnement ou bien du type de bâtiment et le choix de l'équipement auxiliaire dépend des facteurs suivants : conditions locales, type de l'équipement principal et type du bâtiment.

### **VI.5. Choix du type de pompe :**

Le type de pompe choisi selon la zone dans laquelle se situera le point éventuel de fonctionnement, en relation avec le débit refoulé et la hauteur voulue

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

Dans notre projet on opte pour les pompes Italiens (pompes à hautes pressions) de marque **CAPRARI** qui sont fabriquées en série.

En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelés avec une vitesse de rotation élevée.

### VI.6. Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise ( $NPSH_r$ ), minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale.

#### a) Refoulement station de pompage-station de traitement :

Dans notre projet, la station de pompage est installée au droit du Barrage pour des raisons pratiques et économiques. Elle doit refouler un débit total journalier de **74816.28m<sup>3</sup>** pendant **22heures**, donc un débit horaire de **3400.74m<sup>3</sup>/h**.

**Remarque :** Le volume horaire a transporté est très important, nous avons décidé alors de mettre deux lignes de pompage (deux sous station) pour avoir un débit par ligne égale à **1700.37 m<sup>3</sup> /h**.

Pour des raisons économiques on dimensionne une seule sous station dans notre cas dont l'extension du projet sera faite jusqu' a l'horizon **2020** avec un nombre d'habitants total **233852** (voir chapitre II).

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (VI.1) :

**Tableau (VI.1):** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (stationSP1)

N	$Q_{app}$ (l/s)	$HMT_{app}$ (m)	Type de pompe	N %	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	Pabs (kwh)	$NPSH_r$ (m)	Ø Roue (mm)
4	118	124	PM150	74.3	124	1750	4	193	7.78	150
5	94.5	124	PM150	78.4	125	1750	3	144	4.44	150
6	78.7	124	PM150	77.5	125	1750	4	124	3.2	150

A partir du tableau VI.1, on déduit que la variante de cinq (05) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

**Remarque :**

On opte pour chaque ligne de pompage un nombre de pompe de cinq (05) en plus de deux pompe de secours. Ces sept (07) pompes sont identiques de type **PM150/4c.CAPRARI**.

**b) Refoulement station de reprise-réservoir de Khemis-Miliana**

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau VI.2 :

**Tableau (VI.2):** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre(S reprise)

N	$Q_{app}$ (l/s)	HMT <sub>app</sub> (m)	Type de pompe	N %	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	Pabs (kwh)	NPSH <sub>r</sub> (m)	Ø Roue (mm)
4	116.2	87	PM150	73.2	87	1750	3	136	7.31	150
5	93	87	PM150	76	87.6	1750	3	116	5.16	150
6	77.5	87	PM150	77.4	87.6	1750	3	95.4	3.66	150

A partir du tableau VI.2, on déduit que la variante de quatre (04) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

**Remarque :**

On opte pour un nombre de pompe de quatre (04) en plus deux pompes de secours. Ces six(06) pompes sont identiques de type **PM150/4c.CAPRARI**.

**VI.7. Courbes caractéristiques des pompes :**

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [  $n_p$  - Q], [(NPSH)<sub>r</sub> - Q]. Sont retirées a partir de logiciel **CAPRARI** ; ces courbes sont Représentées par la figure (VI.1) pour la première station de pompage(SP1) et la figure (VI.2) pour la station de reprise de Khemis Miliana.

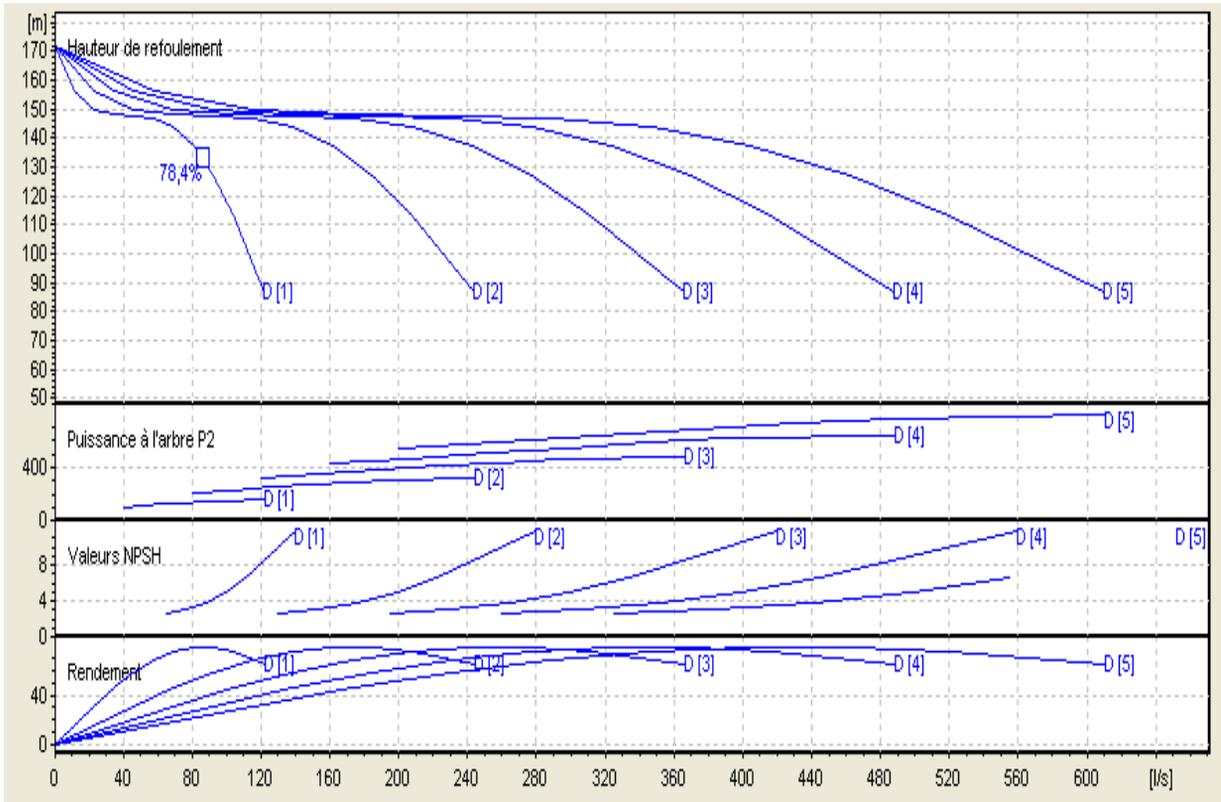


Figure VI.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (station de pompage SP1) de type CAPRARI PM150/4C.

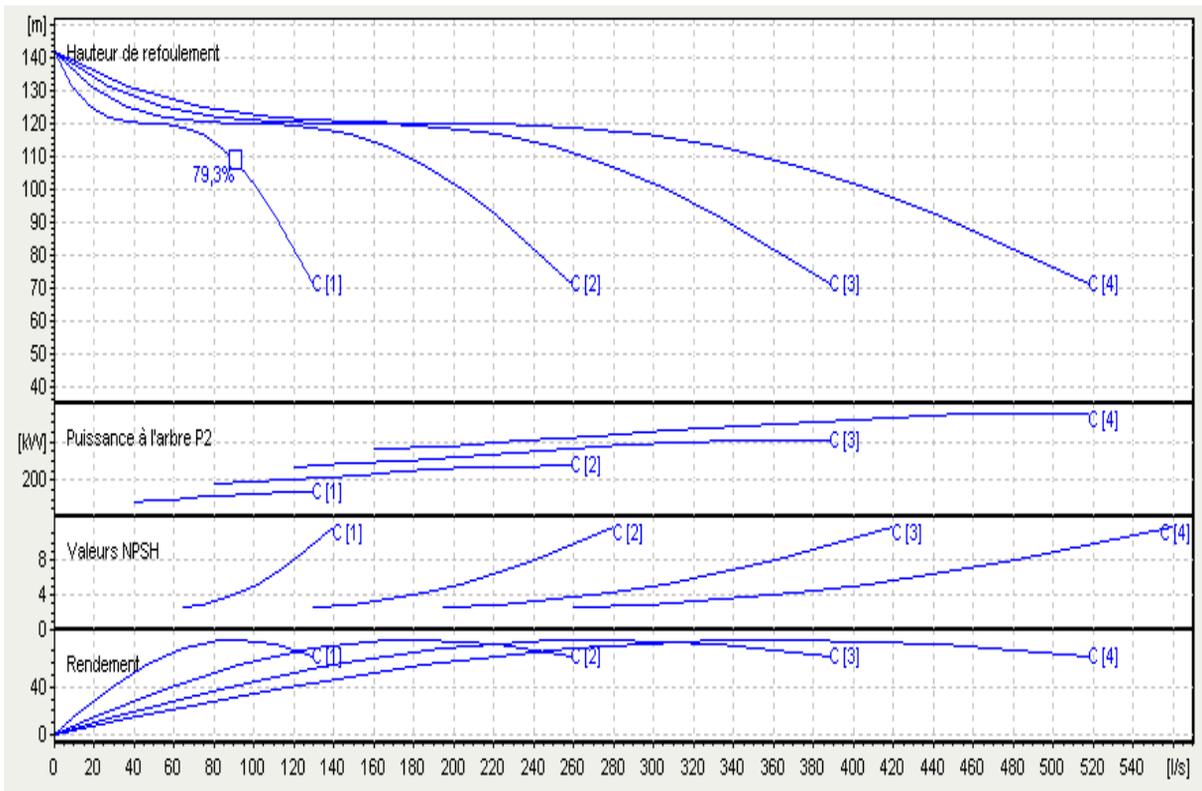


Figure VI.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe (station de reprise) de type CAPRARI PM150/4C.

### VI.8. Points de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite véhiculant un débit de la pompe en fonctionnement [Hc-Q]. La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

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

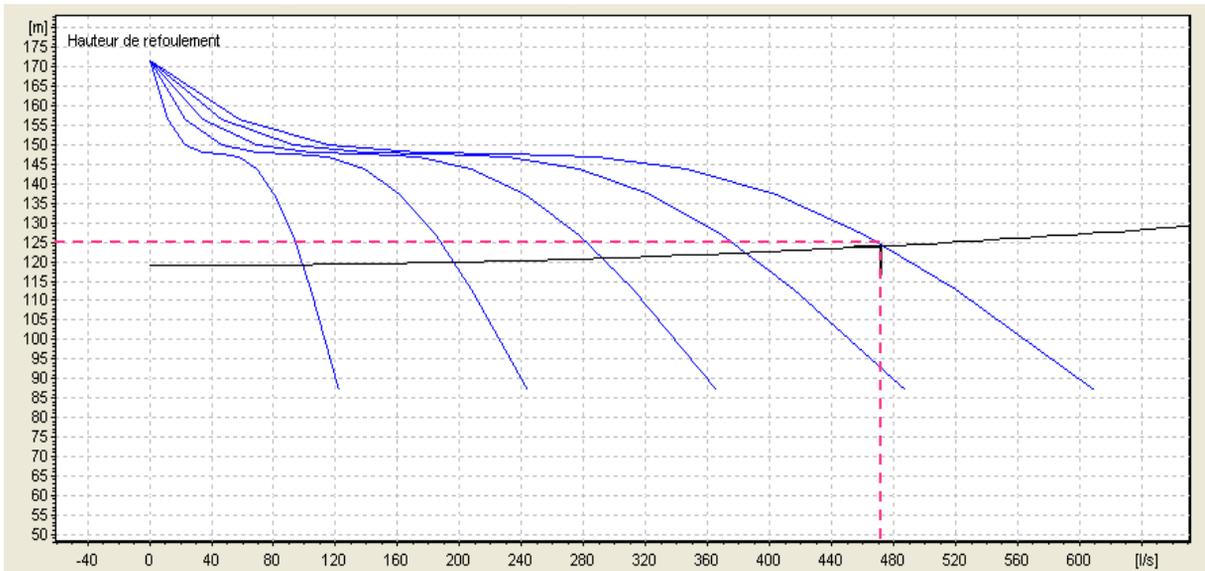


Figure VI.3: Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage N1

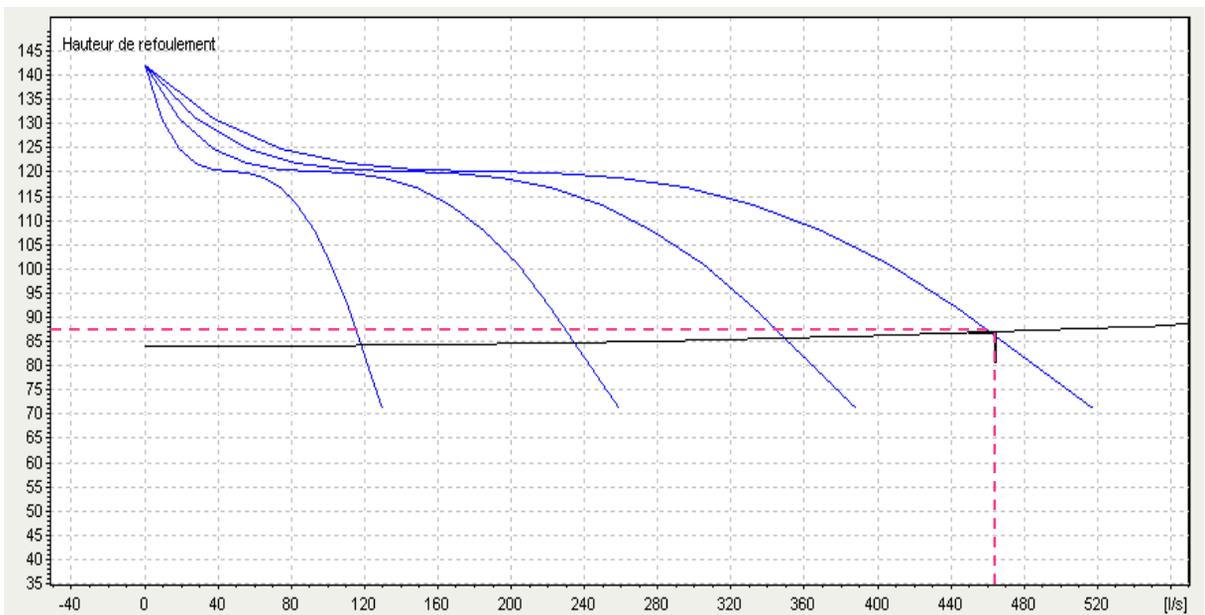


Figure VI.4 : Point de fonctionnement des pompes de la station de reprise

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

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

#### A- Débit disponible > Débit appelé

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

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement. (création d'une perte de charge supplémentaire dans la conduite d'adduction)

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

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (VI.1)$$

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

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

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

$h_v$  : différence entre la hauteur  $H'_c$  et la hauteur appelée

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (VI.2)$$

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

- **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} \times Q \quad (VI.3)$$

$Q_{app}$  : débit demandé ou débit appelé ;

$H_{app}$  : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D \times \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (VI.4)$$

$Q_{pf}$  : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ;

D: diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

$d$  : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

### Rendement de rognage :

$$R = (1-m) \times 100 \quad (\text{VI.5})$$

R : rendement de rognage (%);

$m$  : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (\text{VI.6})$$

Remarque : Si le rendement de rognage est inférieur à **15%** alors le rognage est efficace.

➤ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

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

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t \quad (\text{VI.7})$$

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

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

$Q_{pf}$ : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ( $\text{m}^3/\text{h}$ ).

➤ **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.

### B- Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe**.

Puisque le débit demandé dans les deux stations est inférieur à celui correspondant au point de fonctionnement, et pour satisfaire au régime de fonctionnement de la pompe on procède à étudier deux modes de réglages possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Donc les modes de réglage à étudier sont le vannage et la diminution du temps de pompage dans chaque station.

**VI.9.1 Vannage :**

- **Calcul du rendement après le vannage:**

**Tableau (VI.3):**Le rendement de la pompe après vannage

Station	$\eta$ (avant vannage) (%)	$H_C$	$h_{app}$	$h_v$	$\eta$ (après vannage) (%)
Station (sp1)	78.4	125	124	1	77.77
Station de Reprise(Khemis)	73.2	87.5	87	0.5	72.7

**Remarque :**

On remarque une légère baisse du rendement après vannage du à l'augmentation des pertes de charges.

- **Détermination de la nouvelle puissance absorbée :**

la puissance absorbé est déterminée moyennant la formule :  $P = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta}$  (VI.8)

**Tableau (VI.4):**La puissance absorbée après vannage

Station	$Q(m^3/h)$	$Q(m^3/h)$	HMT(m)	$\eta$ (%)	P(kWh) (après vannage)	P(kWh) (avant vannage)
Station(SP1)	1700	340	124	77.7	146.53	144
Station de reprise(khemis)	1681.2	420.3	87	72.7	137.02	136

**Remarque :**

On remarque une légère augmentation de la puissance absorbé après vannage dans les deux stations de pompages projetées.

**VI.9.2. diminution du temps de pompage :**

- **Calcul du nouveau temps de pompage  $t'$  :**

**Tableau (VI.5) :** calcul de nouveau temps de pompage pour chaque station

Station	$Q_{appelé}(l/s)$	$Q_{pf}(l/s)$	t(h)	T'
Station(SP1)	472	474.5	22	21het53min
Station de reprise (khemis)	465	467	20	19het54min

- **Détermination de la nouvelle puissance absorbée :**

On calcul la puissance absorbé moyennant la formule (VI.8) :

**Tableau (VI.6) :** la puissance absorbé après la diminution du temps de pompage

Station	Q(m <sup>3</sup> /h)	Q(m <sup>3</sup> /h)	HMT(m)	η (%)	P(kWh) (après réglage)	P(kWh) (avant réglage)
Station(SP1)	1700	340	124	77.7	147.86	144
Station de reprise(khemis)	1681.2	420.3	87	73.2	136.12	136

**Remarque :** On opte pour le réglage par vannage pour la station de pompage (SP1) et le réglage par la diminution du temps de pompage pour la station de reprise de Khemis Miliana

## VI.10 Description des pompes :

### VI.10.1 Caractéristiques générales de la pompe(PM150):

- Pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut
- corps d'aspiration à bouche orientable
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Poids de la pompe:800kg

### VI.10.2 Matériau des principaux organes de la pompe:

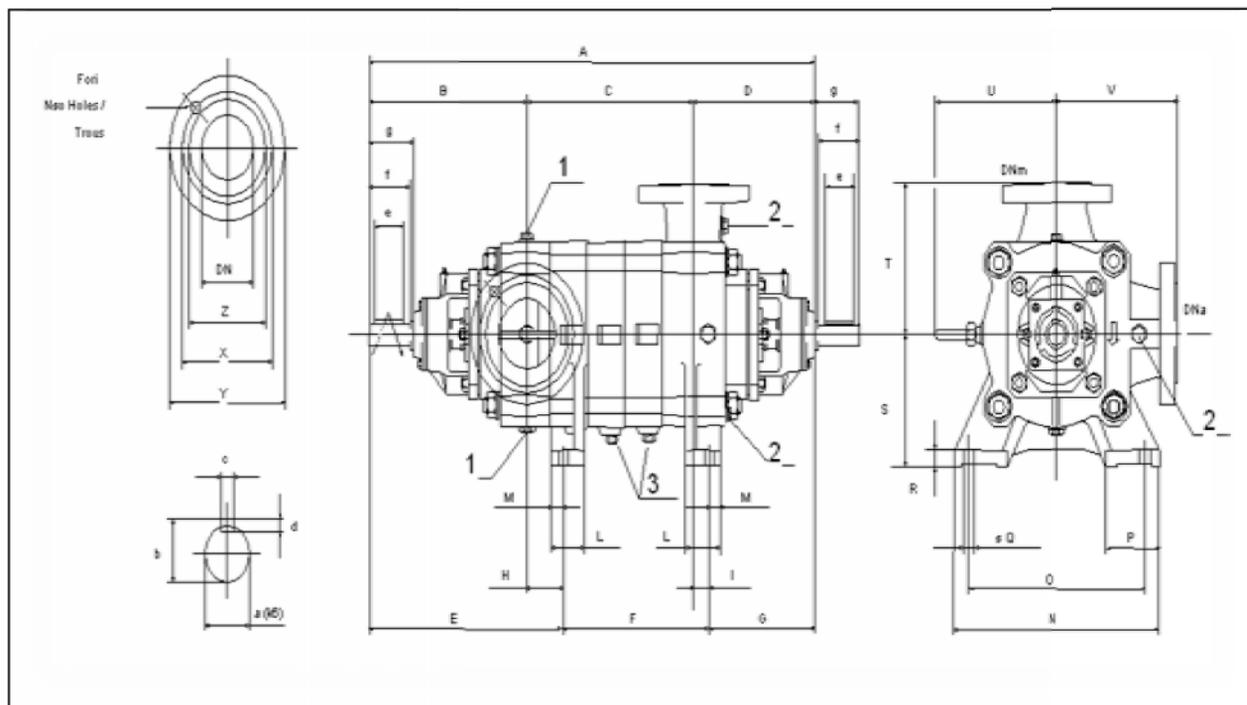
- Roues, diffuseurs et corps de la pompe : en fonte
- Corps d'aspiration, refoulement et corps d'étage : en fonte
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable

### VI.10.3 Dimensions de la pompe

Les dimensions de la pompe sont tirées directement du logiciel **Caprari pump tutor** (voir la figure VI.5)

**Tableau (VI.7):**Les paramètres géométriques des différents organes de la pompe PM150/4c

symbole	Dimension (mm)	Symbole	Dimension (mm)
A	1315	I	50
B	479	L	125
C	485	M	45
D	351	N	680
D <sub>Na</sub>	200	O	590
D <sub>Nm</sub>	150	P	170
E	619	A	55
F	395	B	59
G	301	C	16
H	140	D	10



**Figure VI.5:** Schéma d'une pompe centrifuge type (PM150-Caprari)

## VI.11 Caractéristiques du moteur

### VI.11.1 Moteur de la pompe de station de pompage N°1 (PM150)

Fréquence: 60HZ

Tension nominale: 460V

Vitesse nominale: 1750tr/min

Nombre de pôles: 4

Puissance nominale P2: 200kw

Classe d'isolement: F

Degré de protection: IP 55

### VI.11.2 Moteur de la pompe de station de reprise (PM150) :

Fréquence: 60HZ

Tension nominale: 460V

Vitesse nominale: 1750tr/min

Nombre de pôles: 4

Puissance nominale P2: 160kw

Classe d'isolement: F

Degré de protection: IP 55

## VI.12. Dimensionnement des bâtiments des deux stations pompage :

### VI.12.1. station de pompage SP1 :

#### a- Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (\text{VI.9})$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \quad (\text{VI.10})$$

$H_p$  : hauteur de la pompe,  $H_p = T + S$  (voir figure VI.5) ;

A.N :  $H_p = 370 + 315 \Rightarrow H_p = 685 \text{ mm}$

$H_s$  : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m,  $H_s = 0,3 \text{ m}$

$H_r$  : hauteur de réserve  $H_r = 0,5 \text{ m}$  ;

A.N :  $H_5 = 0,685 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,485 \text{ m}$

$H_6$  : hauteur réservée à l'homme,  $H_6 = 2,2 \text{ m}$  ;

$H_7$  : hauteur du chariot,  $H_7 = 0,3 \text{ m}$  ;

$H_8$  : hauteur profilée,  $H_8 = 0,8 \text{ m}$  ;

$H_9$  : hauteur de sécurité,  $H_9 = 0,5 \text{ m}$  ;

A.N :  $H_b = 1,485 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,285 \text{ m}$

#### **Conclusion :**

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment  **$H_b = 5,5 \text{ m}$** .

Puisque le bâtiment de la station sera semi enterré et vu son plan d'architecture, on opte alors pour une hauteur du bâtiment de **7,5 m**.

#### b- Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} + L_r + L_p \quad (\text{VI.11})$$

$n$ : nombre de pompes,  $n = 6$  (tenant compte de la pompe de secours)

$L$  : longueur de la pompe et celle du moteur,  $L = A + g$  (voir figure VI.5) ;

A.N :  $L = 1315 + 145 \Rightarrow L = 1460 \text{ mm}$ , soit:  $L = 1,46 \text{ m}$ .

$L = 6 \times 1,46 \Rightarrow L = 8,76 \text{ m}$ .

$L_{int}$  : distance entre deux pompes voisines,  $L_{int} = (0,8-1,2)$  m,

On prend :  $L_{int} = 1,2$  m.

$L_{pf}$ : longueur de la plate-forme de montage,  $L_{pf} = 3$  m.

$L_r$  : longueur de l'armoire électrique,  $L_r = (2-3)$  m ;

On prend :  $L_r = 3$  m.

$L_p$  : longueur du bureau du personnel,

On prend :  $L_p = 4$  m ;

A.N :  $L_b = 8.76 + 1,2 + 3 + 3 + 4 \Rightarrow \mathbf{L_b = 19.96 m.}$

**Conclusion** : La station de pompage aura une longueur de **20 m**.

### c-Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s \quad (\text{VI.12})$$

$s$  : épaisseur du mur,  $s = 0,2$  m ;

$l_1$  : distance entre mur et premier organe de la pompe,  $l_1 = 0,3$  m ;

$l_2$  : distance entre les tubulures,  $l_2 = 1,2$  m ;

$l_3$  : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \quad (\text{VI.13})$$

Où :

$l_p$ : longueur de la pompe,  $l_p = 1,46$  m ;

$l_{tr}$ : longueur de la tubulure de refoulement,  $l_{tr} = 2 \times D_r$

A.N :  $l_{tr} = 2 \times 200 \Rightarrow l_{tr} = 0,4$  m ;

$l_{tasp}$  : longueur de tubulure d'aspiration,  $l_{tasp} = 0,9$  m ;

$l_c$  : longueur du convergent,  $l_c = 1,4$  m ;

A.N:  $l_3 + l_4 = 1,46 + 0,5 + 0,9 + 1,4 \Rightarrow l_3 + l_4 = 4,26$  m

A.N:  $l_b = 0,3 + 1,2 + 4,26 + 2 \times 0,2 \Rightarrow \mathbf{l_b = 6,16 m}$

**Conclusion** : La station de pompage aura une largeur de **6,5 m**.

### d-Dimensions des portes

- ✓ porte principale : **3,2×3**
- ✓ porte secondaire : **2,5×1,6**

**e- Dimensionnement des fenêtres**

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum S_f = 0,125 * 20 * 6,5 \Rightarrow \sum S_f = 16.25 \text{m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \quad (\text{VI.14})$$

n : nombre de fenêtres ;

S<sub>f</sub> : surface d'une seule fenêtre, S<sub>f</sub> = (1,5 \* 3) ;

$$\text{A.N : } n = \frac{15.44}{1,5 * 3} \Rightarrow \mathbf{n = 4 \text{ fenêtres}}$$

**f-Dimensionnement des marches d'escalier :**

- ✓ hauteur : 17 cm ;
- ✓ largeur : 30 cm ;
- ✓ pente : 1/1,75.

**Tableau (VI.8):** Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station(SP1)

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	Portes	
					secondaire	principale
20	6,5	7,5	0,3	1,5*3	2,5*1,6	3,2* 3

**VI.12.2.Station de reprise de Khemis Miliana :**

Les dimensions de la station de reprise sont calculées par la même méthode et sont récapitulées dans le tableau (VI.9) :

**Tableau (VI.9):** Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station reprise

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	Portes	
					secondaire	principale
19	6,5	7,5	0,3	1,5*3	2,5*1,6	3,2* 3

**Conclusion :**

En fonction de la variation de la hauteur manométrique appelée et du débit demandé, dans ce projet de transfert d'eau le choix se fait sur des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type **CAPRARI** pour les deux stations de pompage. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque.

## **Introduction :**

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte ductile; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

En plus de la corrosion, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

## **VII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier**

### **VII 1.1. Généralité sur le coup de bélier**

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire transitoire qui se manifeste dans les conduites en charge, soit gravitaire soit en refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » une étape du régime transitoire où les paramètres prépondérants (pression-vitesse) sont rapidement variables, dont les causes les plus fréquemment répondus sont :

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes. alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- démarrage d'un ou de plusieurs groupes électropompes.
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement

Les conduites de refoulements doivent toujours faire l'objet d'une étude en vue de la protection contre le coup de bélier dont la brutalité peut entraîner des dégâts considérables sur les installations et qui peut atteindre des valeurs très élevées.

### **VII 1.2. Les risques dus aux coups de bélier :**

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

#### **➤ Fortes pression :**

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées aux plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible (PMA) de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des joints.

#### **➤ Pression négative :**

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

➤ **Fatigue des conduites :**

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites (vieillessement du réseau) ce phénomène est très compliquée dans le cas où les conduites sont enterrées.

➤ **Les remèdes**

- ✓ Dimensionnement correcte de la conduite tenant compte de la valeur majorant du coup de bélier
- ✓ Etudier et dimensionner les moyens anti-béliers pour :
  - Atténuer les surpressions et les dépressions
  - Economie dans la fabrication des tuyaux

**VII 1.3. Analyse physique du phénomène du coup de bélier (cas d'un refoulement)**

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

**Phase 01 :**

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

**Phase 02 :**

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

**Phase03 :**

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

**Phase 04:**

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{c}$  c'est-à-dire à  $\frac{4L}{c}$  depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

#### **VII.1.4. Moyens de protection contre le coup de bélier (partie refoulement) :**

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais on arrive à les limiter à une valeur compatible avec la résistance des installations. Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

##### **a. Les volants d'inertie :**

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie 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.

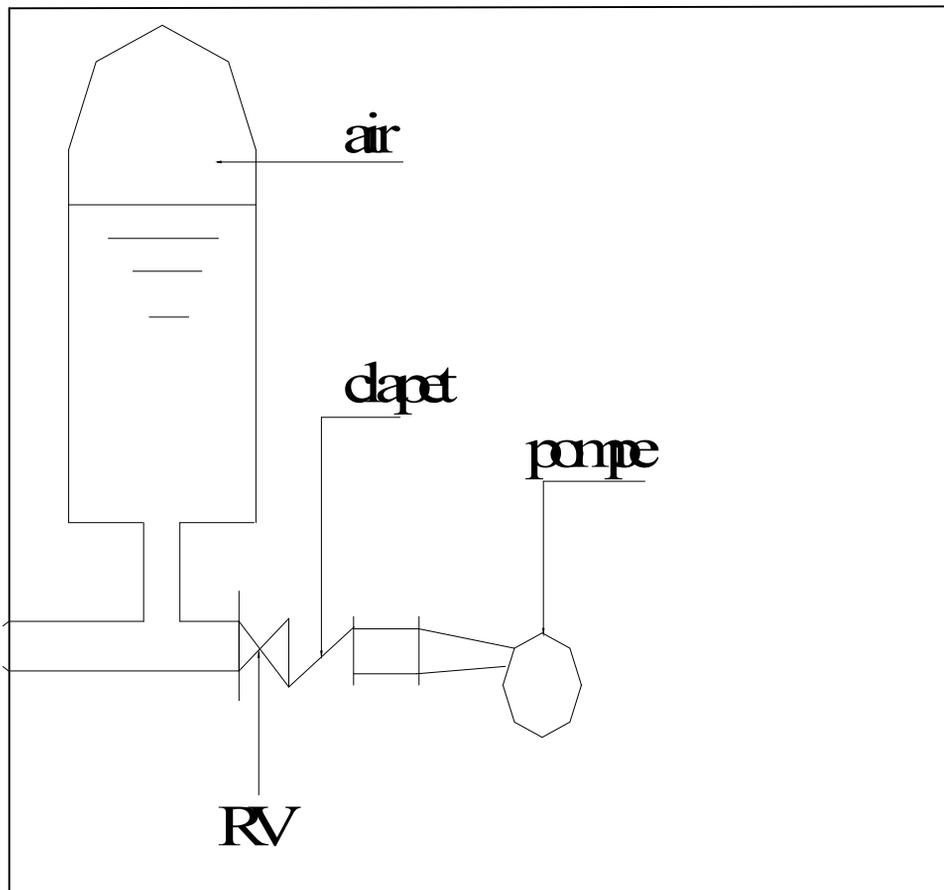
##### **b. Les soupapes de décharge :**

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

##### **c. Les réservoirs d'air :**

L'alimentation continue de 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 de pompage et raccordée au refoulement. 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 (VII-1) : Principe de disposition d'un réservoir d'air anti bélier*

#### **d. Cheminée d'équilibre :**

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

Le tableau ci-après récapitule les avantages et les inconvénients de chaque dispositif anti-bélier.

**Tableau (VII-1) : Avantages et inconvénients des appareils anti-bélier**

<b>Appareils</b>	<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>	<b>Observation</b>
Soupape de Décharge	Coût limité ; Entretien et réglage facile ; Ne consomme pas d'énergie ; Indépendant d'une installation électrique ;	Nécessite un entretien et un contrôle attentif (ressort) ; Perte considérables d'eau pendant le fonctionnement.	Utilisé comme protection contre la surpression
Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux) ; durée de vie Importante ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau ;	Possibilités d'installation Limitées ; Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).	Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau.	Entretien et réglage compliqué qui exige du personnel qualifié ; Coût élevé.	Utilisé comme Protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie Supplémentaire ; Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de Démarrage ; Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage ;	Utilisé comme Protection contre les dépressions

**Remarque :**

Le réservoir d'air est le moyen le plus utilisé ; le moins encombrant ; qui trouve sa place à l'environnement immédiat de la station de pompage. Son rôle intervient dans les deux cas de la surpression et la dépression.

**VII.1.5.Fonctionnement d'un réservoir d'air :**

C'est un réservoir métallique disposé à la station de pompage et raccordé au refoulement à l'aval du clapet, il contient de l'eau et de l'air.

A la disjonction ; le clapet se ferme ; une partie de l'eau est chassée dans la conduite ; en effet ; à ce moment la pression d'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre bout de la conduite ; au réservoir.

Après diminution progressive ; puis annulation de sa vitesse ; l'eau de la conduite revient dans la cloche ; augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

La disposition de l'énergie de l'eau peut-être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un clapet à battant percé disposé à la base de la cloche.

**VII 1.6.Etude d'un réservoir 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.

**➤ Calcul de la célérité "c" :**

Le calcul de la vitesse de l'onde de pression est basé sur la formule d'ALLIEVI. Elle est donnée ci-dessous, sous une forme plus pratique :

$$c = \frac{A}{\sqrt{B + K \frac{D}{e}}} (m/s)$$

Où:

c : célérité d'onde.

A: constante déterminé après expérience d'Allievi. A = 9900

B: constante déterminé après expérience d'Allievi. B = 48.3

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

e : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

**Tableau (VII-2) : coefficient k pour divers matériaux:**

Matériau	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	Amiante-Ciment	P.V.C	P.E.H.D	P.E.H.D
K	0,5	1	0,59	5	4	33	83	500

Comme la fonte ductile est le matériau utilisé dans notre projet nous avons prend  $K=0,59$

**Application :**

✓ **Station de pompage SP1**

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.59 \frac{0.9}{0.005}}} = 796.47 \text{ m/s}$$

✓ **Station de reprise de Khemis Miliana :**

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 0.59 \frac{0.6}{0.005}}} = 907.15 \text{ m/s}$$

**VII 1.6.a) Méthodes de calcul du réservoir d'air :**

On site quelques méthodes de calcul tels que : méthode de VIBERT ; méthode de BERGERON ; Méthode de PEUCH et MEUNIER...etc.

Dans notre projet nous avons choisi la méthode de **VIBERT** pour les raisons suivantes :

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- Valables pour les petites installations.
- Abstraction des pertes de charge dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

● **Généralité sur La méthode de VIBERT :**

En faisant abstraction des pertes de charges dans la conduite de refoulement et en considérant le phénomène comme une oscillation en masse, on arrive à un calcul simplifié.

En plus il est supposé que le dispositif, ne comporte pas d'organe d'étranglement, VIBERT arrive à une expression qui donne le volume d'air ( $U_0$ ) continu dans le réservoir sous un régime de marche à la vitesse ( $v_0$ )

$$U_0 = \frac{v_0}{2gH_0} \times \frac{L.S}{f\left(\frac{H}{H_0}\right)} \quad (\text{m}) \quad (\text{VII.I})$$

D'où :

$U_0$  : volume d'air ( $m^3$ ) ;

$V_0$  : vitesse initiale de l'écoulement (m/s) ;

$L$  : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

$S$  : section de la conduite de refoulement ( $m^2$ ) ;

$H_0$  : hauteur de pression absolue dans le réservoir en régime permanent (m) ;

$H$  : hauteur de pression dans le réservoir après fonctionnement de phénomène transitoire (m).

Tel que:

$$f\left(\frac{H}{H_0}\right) = \frac{H_0}{H_{\min}} - 1 - \log\left(\frac{H_0}{H_{\min}}\right)$$

• **Calcul du volume du réservoir d'air par la méthode de VIBERT :**

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

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

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

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

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

✓ **La charge tenant compte du coup de bélier:**

$$Z = Hg + \frac{cV_0}{g} \quad \text{(VII.II)}$$

$V_0$ : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

$g$ : l'accélération de pesanteur.

$Hg$  : étant la hauteur géométrique (m).

✓ **La charge statique absolue:**

$$Z_0 = Hg + 10 \quad \text{(VIII.III)}$$

✓ **La charge maximale absolue:**

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{cV_0}{g} \quad \text{(VII.IV)}$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2g} \rightarrow h_0/Z_0 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Abaque de VIBERT} \quad \frac{U_0}{Ls}; \frac{Z_{\min}}{Z_0}$$

(ANNEXE VII.1)

$$U_0 \times Z_0 = U_{\max} \times Z_{\min} \quad \text{donc :} \quad U_{\max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{\min}} \quad \text{(VII.V)}$$

$U_{\max}$ : volume du réservoir d'air.

**VII 1.6.b) Application :****➤ Caractéristiques des conduites :****Tableau (VII-3) :** caractéristiques des conduites

Tronçons	Q (m <sup>3</sup> /s)	DN (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	L <sub>ref</sub> (m)	e (mm)	H <sub>g</sub> (m)	HMT(m)
SP- S T	<b>0.944</b>	<b>900</b>	<b>1.36</b>	<b>2070</b>	<b>05</b>	<b>119</b>	<b>125</b>
SR-R <sub>khemis</sub>	<b>0.387</b>	<b>600</b>	<b>1.2</b>	<b>592</b>	<b>05</b>	<b>84</b>	<b>87</b>

Remarque :

SP : station de pompage SR : station de reprise de Khemis Miliana

Les résultats trouvés sont représentées dans le tableau (VII-4) :

**Tableau (VII-4) :** résultats de calcul des deux réservoirs d'air

Station	Célérité(c)	Z(m)	Z <sub>0</sub> (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_0}$	h <sub>0</sub> /Z <sub>0</sub>	$\frac{U_0}{L_s}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$
S P1	796.52	229.42	129	1.856	7,3.10 <sup>-4</sup>	5.10 <sup>-3</sup>	0.608
S R (khemis)	907.15	194	94	2.18	7.8.10 <sup>-4</sup>	4. 10 <sup>-3</sup>	0.57

**➤ Pour la première station de pompage(SP) :**

$$U_0=L*S*5.10^{-3}=6.58m^3$$

$$U_{max}=6.58*1/0.608=10,82m^3=10820 \text{ litres d'air}$$

Le volume normalisé sera : 12000 litres d'air

**➤ Pour la station de reprise de Khemis Miliana :**

$$U_0=L*S*4.10^{-3}=67m^3$$

$$U_{max}=0.67*1/0.57=1.17m^3=1175.43 \text{ litres d'air}$$

Le volume normalisé sera : 1500 litres d'air

**➤ Caractéristiques final des réservoirs d'air :**

D'après la figure (VII-2) les dimensions du réservoir de la première station de pompage sont représentées dans le tableau (VII-5)

**Tableau (VII-5) :** dimensions du réservoir de la première station de pompage:

Station	capacité (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
SP1	12000	1900	4800	2470	3000	150	1300	268	400

D'après la figure (VII-2) les dimensions du réservoir de la station de reprise de Khemis Miliana sont représentées dans le tableau (VII-6)

**Tableau (VII-6) :** dimensions du réservoir de la station de reprise de Khemis Miliana:

Station	capacité (litre)	ØA (mm)	D (mm)	ØE (mm)	H (mm)	poids (Kg)
SP1	1500	1000	630	905	2410	410

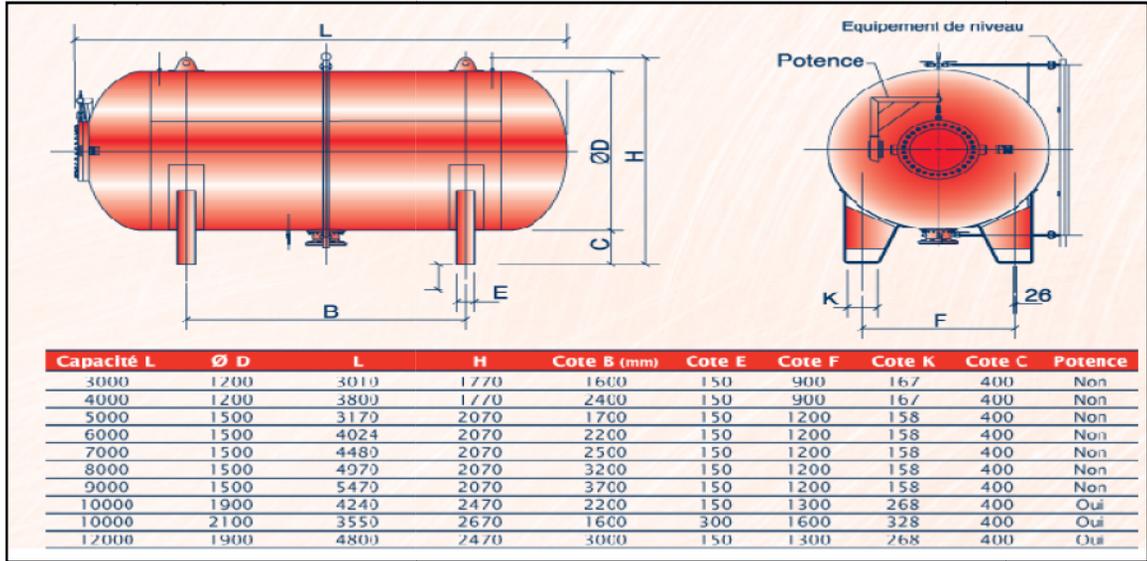


Figure (VII-2) : réservoir d'air choisit

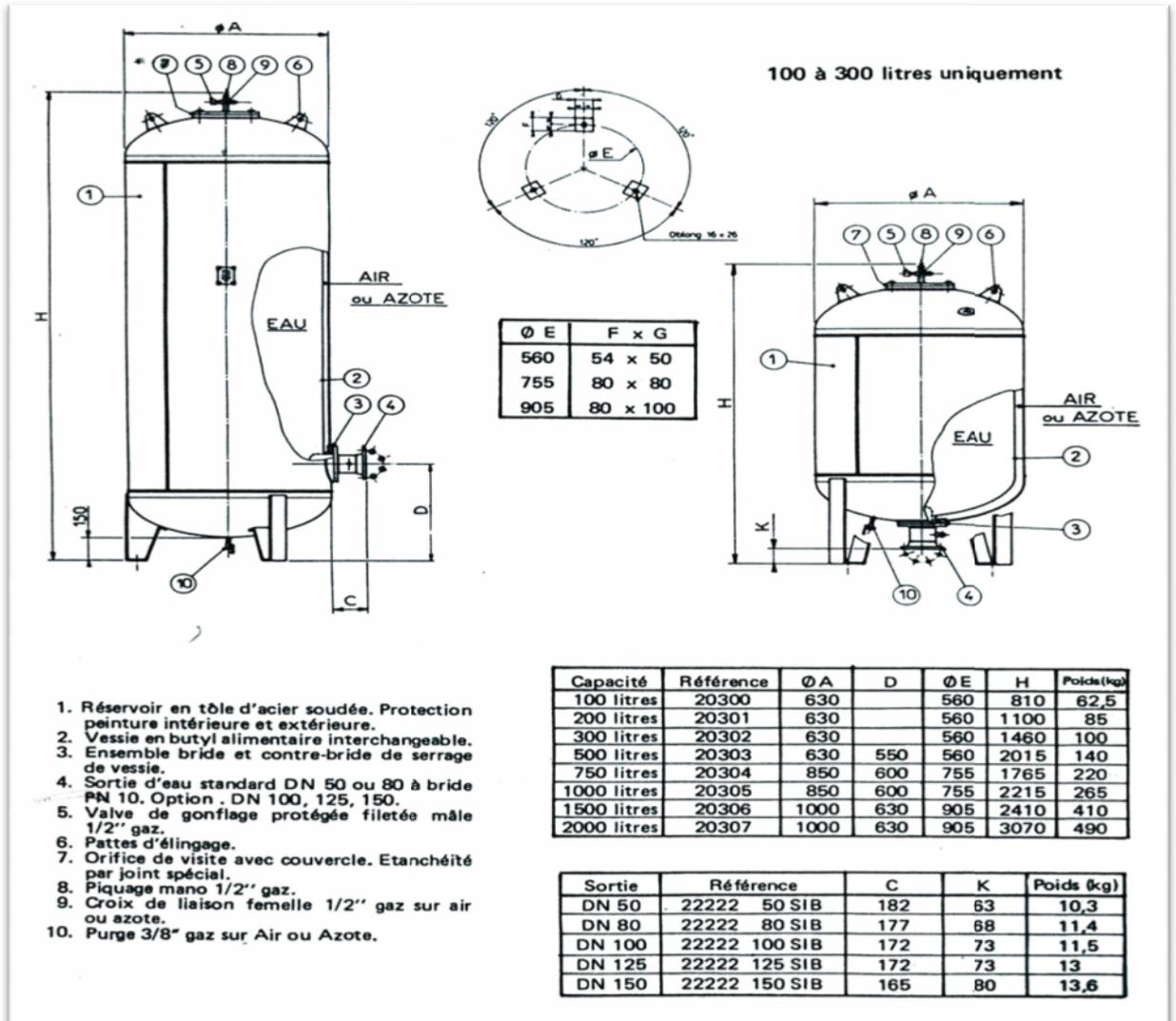
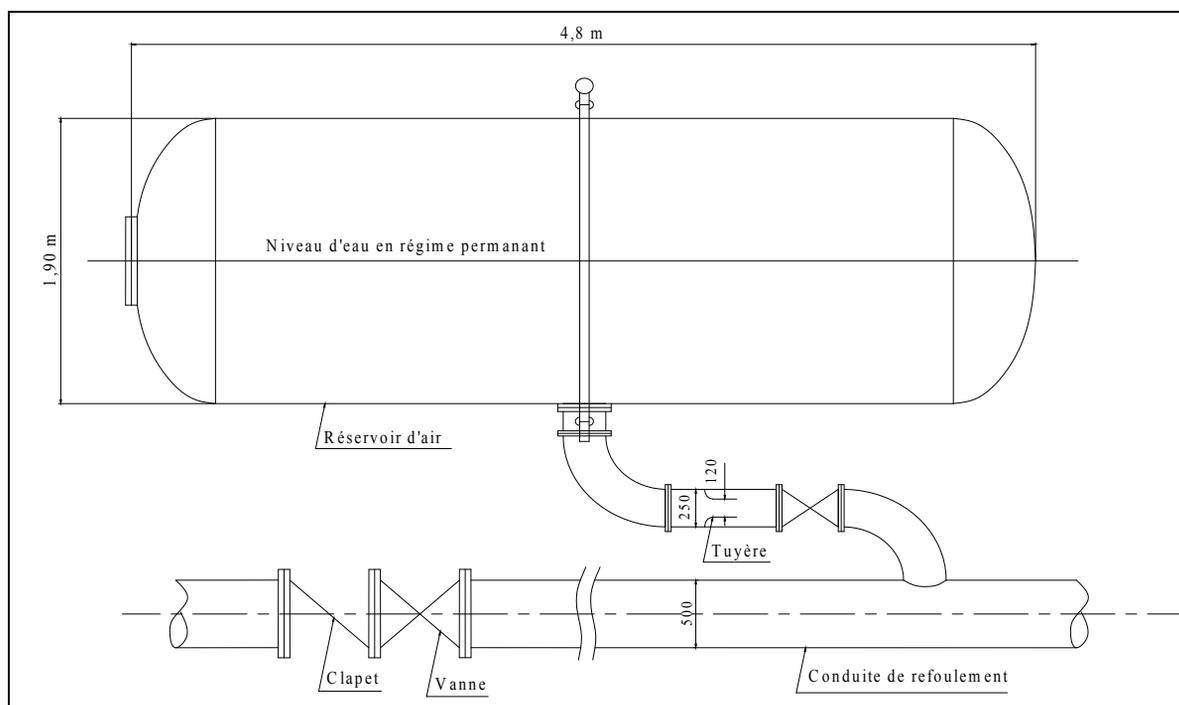


Figure (VII-3) : réservoir d'air choisit

### VII 1.6.c) Installation d'un réservoir d'air

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier 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 et de gagner sur son génie civil.



*Figure (VII-4) : Installation d'un réservoir d'air*

## VII.2. Protection des conduites contre la corrosion :

### Définition

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

### VI.2.1.Facteurs de la corrosion

La corrosion est caractérisée par une attaque du métal due a des phénomènes extérieurs en liaison soit :

- ✓ Certains éléments transportés par l'eau, qui ont des effets importants sur la corrosion.
- ✓ Le PH d'eau qui dépend de la teneur en gaz dessous tel que le CO<sub>2</sub> et H<sub>2</sub>S a une influence sur la corrosion.
- ✓ La variation des températures entraînent de la corrosion, sachant que pour une variation de 30°, le taux de corrosion est multiplié deux fois, jusqu'à trois.
- ✓ Le type de métal.

L'importance de ces facteurs peut causer la destruction rapide des canalisations par perforation en forme de cratères très rouillés.

Lorsqu'il existe une hétérogénéité soit dans le métal soit dans le milieu qui l'entoure (ou les deux). Cette hétérogénéité va produire une différence de potentiel entre différents points du métal et si ce matériau se trouve dans un milieu électrolysable, il y aura formations des piles qui vont débiter dans la masse métallique, car elles sont en court-circuit. Les zones anodiques sont corrodées et disparaissent c'est la corrosion électrochimique.

### **VI.2.2.Moyens de lutte contre la corrosion**

La prévention de la corrosion doit commencer déjà dans la phase de la planification. En d'autres mots, on doit prendre en considération la corrosion depuis le début du projet et jusqu'à sa réalisation. Il s'agit de garantir une certaine durée de vie de l'objet, pour un coût minimal, comprenant tant les frais d'investissement que l'entretien. La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

- Protection par revêtement
- Protection cathodique

### **VI.2.3.Protection contre la corrosion des conduites en fonte ductile :**

Avant tout, La première protection à concevoir et d'enrober notre canalisation à l'aide de la terre neutre. Pour cela, je choisis des sites ou je prends des échantillons pour l'analyse. L'échantillon qui se révèle neutre sera le site qui servira pour l'enrobage.

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont les suivants:

- ✓ Couche de zinc avec revêtement
- ✓ Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- ✓ Revêtement en mortier de ciment armé
- ✓ Revêtement en polyéthylène
- ✓ Revêtement en polyuréthane

Dans notre cas de figure, une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.



**Figure (VII-5) :** Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène.

**Conclusion :**

Les adductions sont des projets qui nécessitent de gros investissement pour leurs réalisations ; vu l'importance des ouvrages installés, et ils ont aussi une grande importance sociale car ils sont responsables de l'alimentation de dizaines de milliers de personnes, donc la protection des adductions est aussi importante que leur conception.

Dans ce chapitre, nous avons illustrés les différentes attaques que peut subir notre adduction, et nous avons essayé de protéger les conduites d'adductions contre les différents agents dégradants (la corrosion externe et le coup de bélier).

## Introduction

Afin que notre projet soit exécutable dans des meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

### VIII.1. Différents travaux à entreprendre :

#### VIII.1.1 Travaux concernant l'adduction :

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

##### *a) Exécution des tranchées :*

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

##### *b) Construction des regards :*

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

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

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

##### *d) Pose des conduites :*

L'étude et la pose d'une conduite, restent des facteurs très importants pour une distribution adéquate, une perte qui serait faible dans le décente, afin d'obtenir un débit presque constant.

Les canalisations peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

##### ➤ **Pose en terre:**

La pose en terre s'effectuera dans une tranchée de largeur assez suffisante. Au droit du joint, on établit des élargissements de la tranchée pour faciliter le travail.

Le fond de la tranchée sera purgé des pierres et convenablement dressé. En suite, il sera recouvert d'un lit de pose de 0.1-0,2m d'épaisseur bien pitonné et bien nivelé, ce lit de pose sera constitué :

Par du gravier, dans les terres ordinaires.

Par de la pierre cassée, qui jouera le rôle de drain Dans les terrains imperméables.

Béton maigre, dans les parties rocheuses.

La profondeur de la tranchée doit être sensiblement constante et suffisante à la protection des conduites, d'une part, contre les variations des températures et d'autre part contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.

La profondeur de la tranchée est déterminée de façon qu'une distance suffisante doive ménager au dessus de la génératrice supérieure de la conduite (1,0m).

La profondeur sera calculée en fonction du diamètre :

On débute généralement ces travaux par les points les plus hauts, de façon à faciliter l'écoulement naturel et l'évacuation des eaux d'infiltration s'il y a lieu.

### **Traversées des routes:**

En raison des charges qui peuvent causées des ruptures, et par conséquents des infiltrations nuisibles à la conduite, comme à la route.

Il sera donc prévu des gaines (buses de diamètres supérieurs) dans lesquels les conduites seront introduites à fin de les protéger contre les chocs et les vibrations.

Dans les changements de direction, et dans les branchements, il y a lieu tendance, sur la poussée exercée par l'eau.

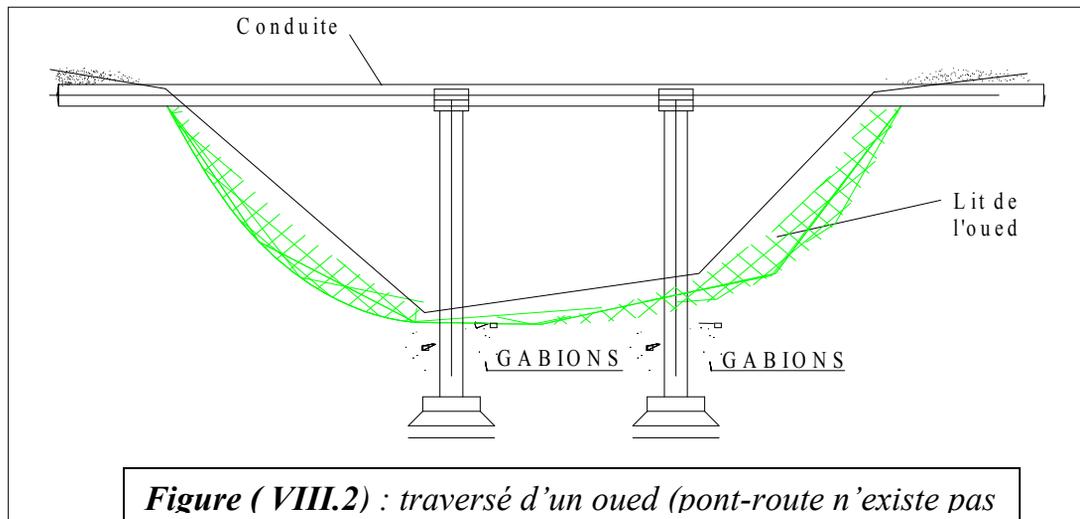
### **Traversée des Oueds:**

La pose de canalisation a la traversé d'un oued demande certains travaux spécial en fonction de l'état de la traversé et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route suivra également de support de la canalisation .Dans le cas où le pont-route n'existe pas, on va choisir le traversé aérienne.

Le franchissement aérien des oueds est assuré par l'implantation des piliers au niveau de lit de l'oued. Les piles seront dimensionnées d'une manière à supporter les charges appliquées par la conduite.



*Figure(VIII.1): Traversé de l'oued Abda(Sidi Lakhdar)*



**Figure ( VIII.2) : traversé d'un oued (pont-route n'existe pas**

### ***e) Epreuve de joint et de la canalisation***

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

### ***f) Remblayage des tranchées***

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

### ***g) 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 par la suite.

## **VIII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

### ***a) Décapage***

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.

### ***b) Exécution des fouilles***

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes :  $L \times l \times h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit :  $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$

**c) Coulage du béton de propreté**

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

**d) Remblayage**

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

**e) Coulage du béton**

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup>. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux, Les demis -poteaux et les semelles nécessitent une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite est une pompe à béton.

**f) Maçonnerie**

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

**VIII.2.Calcul des volumes des travaux de l'adduction****VIII.2.1. Décapage de la couche de terre végétale :**

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs

Le volume de la couche à décaper est :

$$V_{cv} = L \cdot b \cdot e \quad \text{(VIII.1)}$$

Avec :

$V_{cv}$  : volume de la terre décapée en (m<sup>3</sup>)

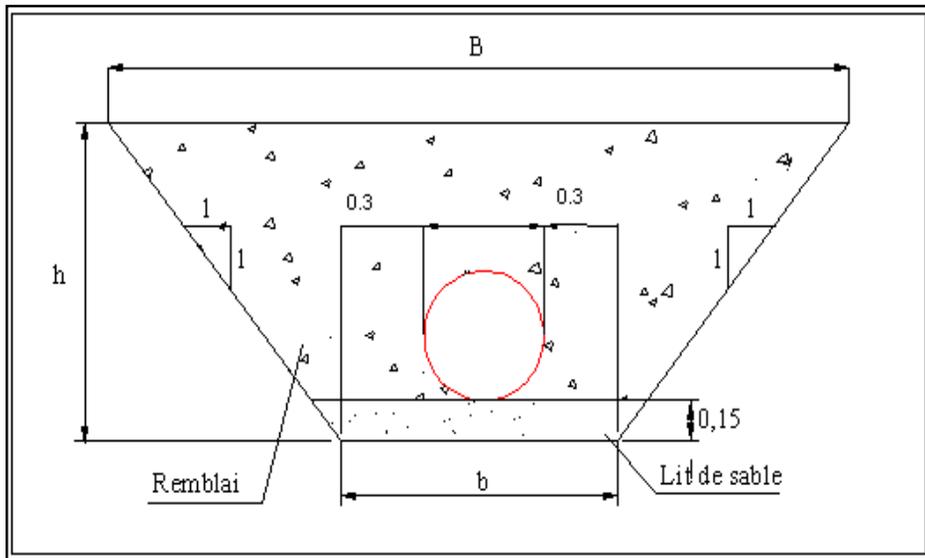
L : longueur total des tranchées en (m),

b : largeur de la couche végétale en (m),

e : épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm

**VIII.2.2.Déblais d'excavation :**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir figure VIII.3)



Figure(VIII.3) : coupe en travers de tranché de la conduite

$$S_{exc} = b \times h \quad (VIII.2)$$

$S_{exc}$  : surface des déblais de chaque coupe;

$b$  : largeur de la tranchée;

$h$  : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} \times L \quad (VIII.3)$$

$V_{exc}$  : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

$L$  : distance entre deux coupes consécutives.

#### a. La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite ; Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (VIII.4)$$

$H_{tr}$  : profondeur de la tranchée (m).

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$h$  : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

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

#### b. 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.

$$b = D + 0,6 \text{ m.} \quad (VIII.5)$$

$b$  : largeur de la tranchée (m)

$D$  : diamètre de la conduite (m).

**c. Déblais de l'adduction :****Tableau(VIII.1):** Calcul du volume des déblais de l'adduction

Tronçon	D (mm)	B(m)	H(m)	S (m <sup>2</sup> )	L(m)	V <sub>ex</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>decapage</sub> (m <sup>3</sup> )
S <sub>pompape</sub> -S <sub>traitement</sub>	900	1,5	2,85	4,275	2070	8849,25	517,5
R <sub>d'eau traité</sub> - <b>Picage1</b>	900	1,5	2,85	4,275	1494	6386,85	373,5
<b>Picage1- Picage 2</b>	700	1,3	2,65	3,445	2119,4	7301,333	529,85
<b>Picage2- Picage 3</b>	700	1,3	2,65	3,445	6904	23784,28	1726
<b>Picage3- Picage 4</b>	600	1,2	2,55	3,06	1902,5	5821,65	475,625
<b>Picage4-Sreprise</b>	600	1,2	2,55	3,06	3454	10569,24	863,5
<b>Sreprise- R<sub>khmis</sub></b>	600	1,2	2,55	3,06	592	1811,52	148
<b>Picage1- R<sub>1arib</sub></b>	600	1,2	2,55	3,06	844	2582,64	211
<b>R<sub>1arib</sub>- R<sub>ain defla</sub></b>	500	1,1	1,85	2,035	2584	5258,44	646
<b>Picage 2- R<sub>2arib</sub></b>	200	0,8	1,55	1,24	499	618,76	124,75
<b>Picage 3- R<sub>1Sidi lakhdar</sub></b>	200	0,8	1,55	1,24	505,6	626,944	126,4
<b>Picage 4- R<sub>2Sidi lakhdar</sub></b>	200	0,8	1,55	1,24	273,2	338,768	68,3
<b>TOTAL</b>						73949,67	5810,42

**VIII.2.3. Volume de Lit de sable**

Ce lit correspond à une couche de sable de 15cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, le volume du lit de sable est déterminée suivant la formule :

$$V_s = b * e * L \quad \text{(VIII.6)}$$

V<sub>s</sub> : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VIII.2)

**Tableau(VIII.2) : calcul du volume du lit de sable**

Tronçon	b(m)	e(m)	L(m)	V(m <sup>3</sup> )
S <sub>pompage</sub> -S <sub>traitement</sub>	1,5	0,15	2070	465,75
R <sub>d'eau traité</sub> -Pilage1	1,5	0,15	1494	336,15
Pilage1- Pilage 2	1,3	0,15	2119,4	413,283
Pilage2- Pilage 3	1,3	0,15	6904	1346,28
Pilage3- Pilage 4	1,2	0,15	1902,5	342,45
Pilage4-Sreprise	1,2	0,15	3454	621,72
Sreprise- R <sub>khmis</sub>	1,2	0,15	592	106,56
Pilage1- R <sub>1arib</sub>	1,2	0,15	844	151,92
R <sub>1arib</sub> - R <sub>ain defla</sub>	1,1	0,15	2584	426,36
Pilage 2- R <sub>2arib</sub>	0,8	0,15	499	59,88
Pilage3-R <sub>1Sidilakhdar</sub>	0,8	0,15	505,6	60,672
Pilage4-R <sub>2Sidilakhdar</sub>	0,8	0,15	273,2	32,784
<b>TOTAL</b>				<b>4363,809</b>

**VIII.2.4. Volume de la conduite :**

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad \text{(VIII.7)}$$

S<sub>c</sub> : section de la conduite (m<sup>2</sup>) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S \times L_c \quad \text{(VIII.8)}$$

V<sub>c</sub> : volume de la conduite (m<sup>3</sup>)

Les résultats de calcul du volume de la conduite sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau (VIII.3):**calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (mm)	S(m <sup>2</sup> )	L(m)	V(m <sup>3</sup> )
S <sub>pompage</sub> -S <sub>traitement</sub>	900	0,64	2070	1316,21
R <sub>d'eau traitée</sub> - Pickage1	900	0,64	1494	949,96
Picage1- Picage 2	700	0,38	2119,4	815,23
Picage2- Picage 3	700	0,38	6904	2655,62
Picage3- Picage 4	600	0,28	1902,5	537,65
Picage4-Sreprise	600	0,28	3454	976,10
Sreprise- R <sub>khmis</sub>	600	0,28	592	167,30
Picage1- R <sub>larib</sub>	600	0,28	844	238,51
R <sub>larib</sub> - R <sub>ain defla</sub>	500	0,20	2584	507,11
Picage 2- R <sub>2arib</sub>	200	0,03	499	15,67
Picage 3- R <sub>1Sidi lakhdar</sub>	200	0,03	505,6	15,88
Picage 4- R <sub>2Sidi lakhdar</sub>	200	0,03	273,2	8,58
<b>Total</b>				<b>8203,81</b>

**VIII.2.5.Remblais compacté :**

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

V<sub>r</sub> : volume du remblai

V<sub>exc</sub> : volume du déblai (volume excavé)

V<sub>cond</sub> : volume occupé par la conduite.

V<sub>s</sub> : volume du lit de sable

$$AN : V_r = 73949,68 - 4363,81 - 8203,81 \Rightarrow V_r = 61382 \text{ m}^3$$

**VIII.2.6.calcul des volumes des travaux de l'adduction :****Tableau(VIII.4) :** volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m <sup>3</sup>	<b>5810,42</b>
2	Déblais	m <sup>3</sup>	73949,68
3	Lit de sable	m <sup>3</sup>	4363,81
4	La conduite	m <sup>3</sup>	8203,81
5	Remblais	m <sup>3</sup>	<b>61382</b>

### VIII.3. Planification des travaux de l'adduction

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- ✓ dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- ✓ sans retard ;
- ✓ aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaboré en 1958 par les Américains.

#### VIII.3.1. Définitions des tâches et leurs durées :

- A. Décapage de la couche végétal.
- B. Exécution des tranchées et des fouilles.
- C. Aménagement du lit de pose.
- D. La mise en place des canalisations en tranchée.
- E. Assemblage des tuyaux.
- F. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- G. Remblai des tranchées.
- H. Travaux de finition

**Tableau(VIII.5) :** tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

Opération	précède	Succède
A	B	--
B	CDE	A
C	F	B
D	F	B
E	F	B
F	G	CDE
G	H	F
H	--	G

**VIII.3.2. délai de réalisation de la conduite d'adduction :**

Le tableau ci-après récapitule tous les calculs pour la détermination du délai de réalisation de notre conduite.

**Tableau(VIII.6) : détermination du délai de la réalisation (conduite d'adduction)**

opération	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A (1 2)	60	0	60	0	60	0
B (2 3)	95	60	155	60	155	0
C (3 4)	25	155	180	210	235	55
D (3 5)	60	155	215	175	235	20
4-5	0	180	180	235	235	55
E (3 6)	80	155	235	155	235	0
6-5	0	235	235	235	235	0
F (5 7)	25	235	260	235	260	0
G (7 8)	55	260	315	260	315	0
H (8 9)	30	315	345	315	345	0

Avec :

DP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finissement au plutôt.

DPP: date de commencement au plu tard.

DFPP : date de finissement au plu tard.

MT : marge totale.

Les chemins critiques : A-B-E-F-H  $\sum$  TR = 345 jours.

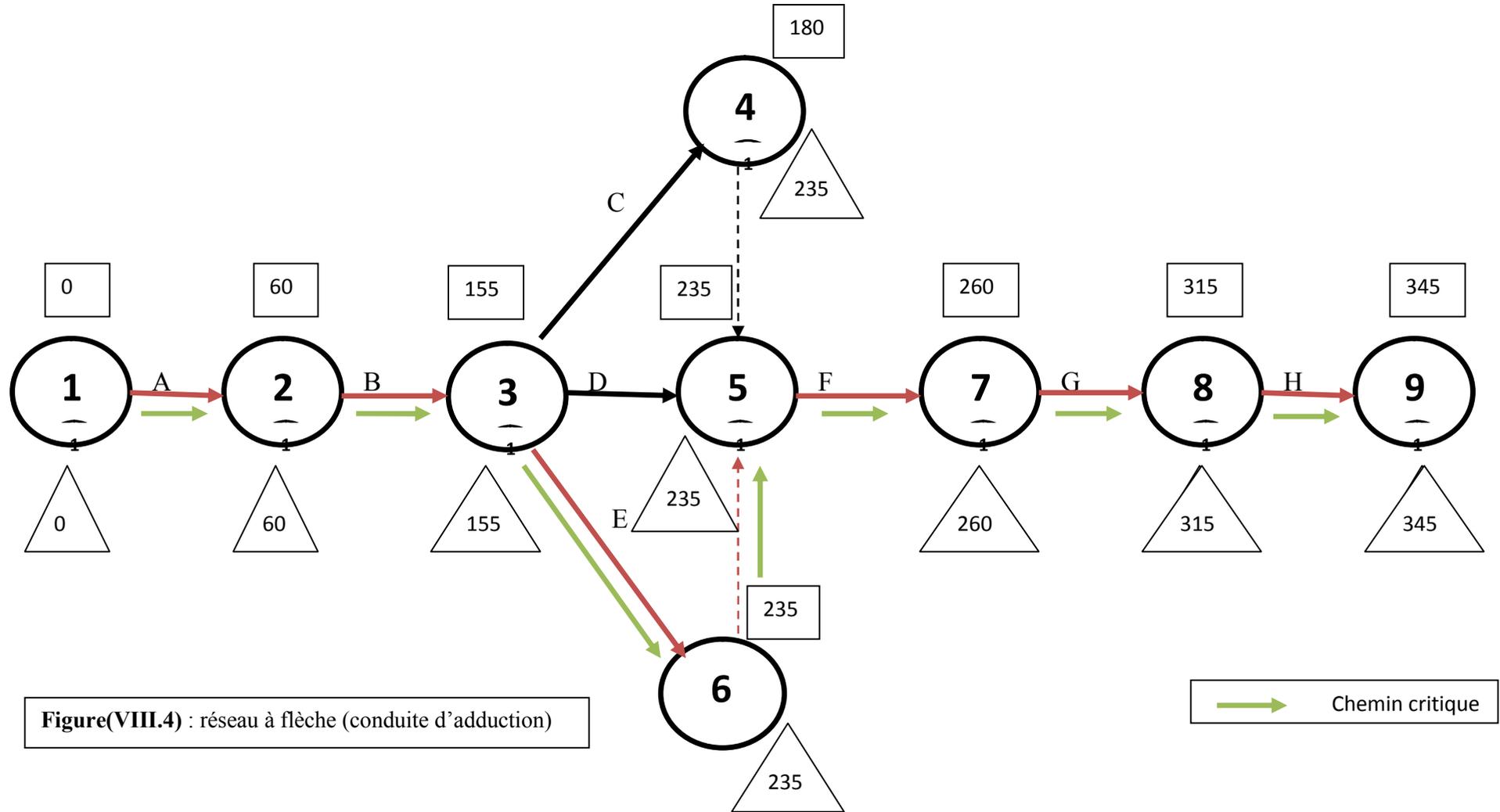
TR: temps de réalisation.

**VIII.3.3 Chemin critique du réseau :**

A → B → E → F → G → H

Le réseau à flèche de ces taches est représenté sur la (figure VIII.4)

Les flèches vertes portées sur la figure (VII.4) représentent le chemin critique du réseau.



Figure(VIII.4) : réseau à flèche (conduite d'adduction)

N	Opération	TR	Durée(jours)							Observation	
			50	100	150	200	250	300	350		
1	A(Décapage de la couche végétal)	60	60								
2	B( Exécution des tranchées )	95		95							
3	C (aménagement du lit de pose)	25				25					
4	D (la mise en place des conduites)	60				60					
5	E (Assemblage des tuyaux)	80				80					
6	F (les essais d'étanchéité)	25						25			
7	G (Remblai des tranchées)	55							55		
8	H( Travaux de finition)	30								30	

 Chemin critique

**Figure(VIII.5)** : planification des travaux (diagramme de GANTT)  
(Conduite d'adduction)

#### VIII.4.Choix des engins de mise en place de la conduite :

Il est important de choisir pour chaque type de travail, l'engin et le matériel le mieux adapté, de manière à obtenir un meilleur rendement. Pour notre cas on a envisagé de choisir les engins suivants :

✓ **Pelle hydraulique :**

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs ; marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins : Godet normal pour travail en butée.

Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci après)



*Figure(VIII.6) : pelle hydraulique*

✓ **Les Dozers**

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs, se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou

couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



*Figure (VIII.7): Bulldozer*

✓ **Les chargeurs :**

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels 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.



*Figure(VIII.8) : chargeur*

✓ **Compacteur (vibrateur de sol)**

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

### **VIII.5.Evaluation du projet :**

Cette partie du mémoire est très importante, car elle permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de pose des canalisations.

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet.

#### **VIII.5.1 Devis estimatif :**

Les résultats de calcul pour l'estimation du cout de d'achète et de transport sont regroupés dans le tableau (VIII.7)

**Tableau VIII.7.**Devis estimatifs d'établissement de la conduite de transfert :

<b>Diamètre</b>	<b>Longueur</b>	<b>unité</b>	<b>Prix de ml(DA)</b>	<b>prix de pose (DA)</b>
<b>200</b>	1277,8	m	10323,1	13190857,2
<b>500</b>	2584	m	17885,15	46215227,6
<b>600</b>	6792,5	m	22831,78	155084866
<b>700</b>	9023,4	m	27777,32	250645869
<b>900</b>	3564	m	35668,4	127122178

**Remarque:** les prix mentionnés ci dessus sont les prix de **vente et de pose** des conduites en fonte ductile.

### VIII.5.2 Devis global :

**Tableau VIII.8 :** Devis estimatif global

Nature des charges	Charges en DA
Pose des canalisations HT	592258997
TVA 17%	100684030
<b>TOTAL TTC</b>	<b>693943027</b>

### Conclusion :

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

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Le coût total du projet qui est de **693943027DA**.
- La durée du projet qui est de **345 jours**.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, chargeur.

## Conclusion général :

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

- ✓ L'alimentation en eau potable à partir du barrage **Sidi M'hammed Ben Taïba** répondant aux besoins de la population sans faire recours aux ressources existants dans la région.
- ✓ La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers les Centres Urbains situés à l'aval du barrage.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2040, dont la population de toute la zone d'étude atteindra **340074** habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les communes concernées par l'étude, a donné la nécessité de prévoir un transfert de **74816.28** m<sup>3</sup>/j des eaux du barrage **Sidi M'hammed Ben Taïba**.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, et cela sur le long de notre adduction, on a projeté six réservoirs de tête et un réservoir de stockage d'eau traité au niveau de la station de traitement.

L'importance de longueur de l'adduction (plus de 20 Km) et la nature du relief qui est très accidenté exige la projection de deux stations de pompage pour assurer l'alimentation de la région; la première juste à l'aval du barrage et la deuxième dans la rentrée de la commune Khemis Miliana; avec le choix des pompes adéquat dans chaque station.

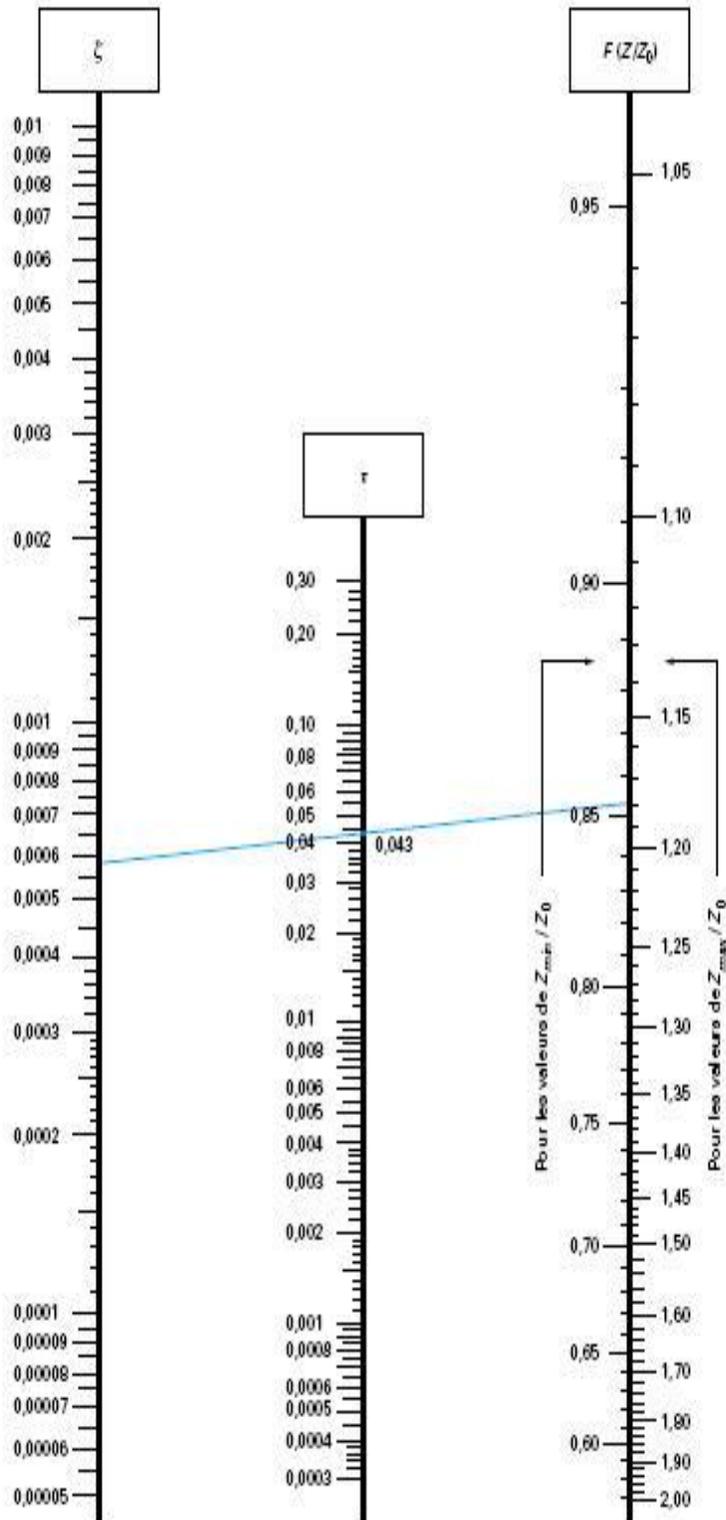
Concernant le réseau d'adductions et le tracé, nous avons essayé de suivre le chemin de fer le plus possible dont le terrain est accidenté dans sa globalité, la protection de ce réseau est pris en considération pour augmenter la durée de la vie de ce dernier, elle consiste à faire : la protection contre le régime transitoire, c'est la projection des réservoirs d'air pour la partie refoulement. Afin de protéger les conduites de la partie gravitaire contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes, nous avons projetés des régulateurs de pression.

Pour la protection contre la corrosion des conduites on a abouti à faire une manche en Polyéthylène et d'enrober les canalisations par la terre neutre après l'analyse.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

En fin; Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et j'espère qu'on a trouvé les meilleures solutions pour résoudre le problème de l'eau potable du côté Est de la wilaya Ain-Defla, et que ce modeste travail peut servir, aux autorités civiles ainsi qu'aux entreprises d'exécutions des travaux, comme référence, pour la réalisation de ce projet.

Abaque de VIBERT



Annexe VII.1

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### Ouvrages généraux

- [1] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977.
- [2] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983.
- [3] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.
- [4] **HUGE GODART** « Adduction et distribution d'eau » techniques de l'ingénieur  
(paris 2008)
- [5] **Monographie-Texte** « électricité de France-centre d'ingénierie hydraulique »  
édition octobre 2007.
- [6] **VALDES PEDRO et PIREZ ARCEL** « Manuel de conception et projet typiques  
des prises d'eau et vidanges de font » Alger, juillet 2003 (version espagnole)  
Alger, Avril 2004 (version française)
- [7] **Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement, Tome I.**
- [8] **A.AYADI** « calcul des pertes de charge dans les conduite » -EWA 2008.
- [9] **B .SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année.
- [10] « Cours pompes et stations de pompage » ,cinquième année.

### Catalogues

**Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».

**CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».

**CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».



## Liste des abréviations

**ADE** : Algérienne des eaux

**DHW**: Direction de l'hydraulique de la wilaya

**ONS** : Office national de statistiques

**HPO** : Hydraulique projets ouest bureau d'études

**ANRH**: Agence national des ressources hydrauliques

**Cons** : Consommation

**Cr** :Cote radier

**Ctp** :Cote trop-plein

**Dext** :Diamètre extérieure

**Dint** :Diamètre intérieure

**H** :Hauteur

**Hg** :Hauteur géométrique

**HMT** :Hauteur manométrique total

**NPSHd** :Charge nette d'aspiration disponible

**NPSHr** : Charge nette d'aspiration requise

**NGA** :Niveau géographique Algérien

**PN** : Pression nominale

**Q** : Débit

**R** :Réservoir

**ST** :Station de traitement

**B.SMBT** :Barrage Sidi M'hammed Ben Taiba

**SP** :Station de pompage

**SR** :Station de reprise