

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 renforcement en alimentation en eau potable de la ville de Oulhaça (w. Ain Temouchent) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0037-13

APA Citation ( APA توثيق ):

Messouaf, Abdelkhalek (2013). Etude de renforcement en alimentation en eau potable de la ville de Oulhaça (w. Ain Temouchent)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

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

**THEME :**

**ETUDE DE RENFORCEMENT EN ALIMENTATION EN EAU  
POTABLE DE LA VILLE DE OULHAÇA  
(W. AIN TEMOUCHENT)**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup>MESSOUAF Abdelkhalek**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

**M<sup>r</sup> O.KHODJET-KESBA**

**M.C.A**

**Président**

**M<sup>r</sup> Y.DERNOUNI**

**M.A.A**

**Examineur**

**M<sup>me</sup> L.TAFAT**

**M.A.A**

**Examinatrice**

**M<sup>r</sup> R.KERID**

**M.A.A**

**Examineur**

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

**M.A.B**

**Examineur**

**M<sup>me</sup> S.BELLABAS**

**M.A.B**

**Promotrice**

Septembre - 2013

# REMERCIEMENT

Au terme de ce modeste travail, je tiens à remercier :

- ☞ Tous ceux qui m'ont apporté un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.
- ☞ Ma promotrice Mme BELLABAS.S, qui m'a beaucoup aidé par ces orientations et ces précieux conseils sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail pour élaborer cette étude.
- ☞ Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.
- ☞ Ma famille pour le soutien le long de mes études.
- ☞ Mes amis qui m'ont aidé.

Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire.

# Dédicace

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

- *Mes parents pour ces sacrifices afin d'atteindre mon but.*
- *Mes frères et ma sœur.*
- *Toute ma famille.*
- *Tous mes amis.*
- *Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation*

## ملخص :

عن طريق هذه الدراسة قمنا بوضع الكيفية المناسبة لتزويد مدينة ولهاصة بالماء الصالح للشرب، عن طريق نقله محطة تحلية مياه البحر بواسطة أنابيب النقل الجديدة، وهذا لتغطية حاجيات الاستهلاك المستقبلية.

بعد التعريف بمنطقة الدراسة وتقدير حاجياتها من المياه في الوقت الحالي و إلى غاية المدى البعيد(2030)، ثم نقوم بتقييم العجز الواجب توفيره، وبناء على هذا نشرع في حساب أنابيب نقل المياه تقنيا واقتصاديا.

نقوم بدراسة محطات الضخ و إعدادها وحساب سعتها و أبعادها، حيث ترفع المياه بواسطة محطات الضخ.

بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة، من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية.

و أخيرا نتطرق إلى طريقة انجاز المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

## Résumé:

A travers cette étude, nous avons opté pour la meilleure méthode d'alimentation en eau potable, la ville d'Oulhaça à partir de la station de dessalement de la plage El Hillal (commune de Sidi Ben Adda) par une nouvelle adduction dans le but de satisfaire les besoins futures de consommations de ces agglomérations

Après avoir présenté notre région d'étude et estimé les besoins en eau de l'agglomération à l'horizon d'étude 2030, nous calculerons le déficit à combler pour assurer la quantité nécessaire de l'eau consommée.

Nous nous étalerons, par la suite, sur un moyen de protection des conduites de refoulement, en particulier, contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier

En fin, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

## Abstract:

Through this study, we propose the best method to feed the town of Oulhaça by drinking water, through adduction. After presenting our study area and estimate water needs of the city by the year 2030 study, calculate the resource gap to provide the necessary amount of water consumed. We will tackle thereafter, a protection means of the repression pipes, in particular, against a transitory phenomenon called: the water hammer. Finally, we tackle the methodology to implement the project and different means deployed for its working out.

# Introduction générale

## Chapitre I: Présentation de la ville

Introduction	
I.1-Situation géographique	1
I.2- Situation topographique	2
I.3 -Situation climatique	3
I.4- Pluviométrie	3
I.5- Température	3
I.6 -Le régime des vents	4
I.7 -La gèle	4
I.8 -Hydrologie générale	4
I.9- Réseau hydrographique	4
I.10 -Population actuelle	4
I.11- Le vent	5
I.12- Humidité	5
I.13-Evapotranspiration potentielle	7
I.14-Raccordement aux réseaux d'AEP de la zone d'étude	7
I.15-Ressources en eau potable de la zone d'étude	8

Remarque

## Chapitre II: Estimation de la population

Introduction	9
II -1.Estimation de la population à l'horizon d'étude	9
II - 2. Choix de la dotation	10
II - 3- Calcule de consommation moyenne journalière	11
II -4- Evaluation des besoins en eau	11
II .4. 1 - Besoins domestiques	12
II .4. 2 - Besoins scolaires	12
II .4. 3 - Besoins socioculturels	12
II .4. 4 - Besoins sanitaires	13
II .4. 5 - Besoins collectives	13
II -5-Variation de la consommation journalière	13
II .5 . 1- Coefficient d'irrégularité journalière maximum	13
II .5 . 2 - Coefficient d'irrégularité minimum journalier	14
II .5.3 -Coefficient d'irrégularité maximale horaire (Kmax,h)	15
II .5.4 -Coefficient d'irrégularité minimale horaire (Kmin,h)	16
II .6 - Détermination des débits horaires	16
II .6.1 - Débit moyen horaire	17
II .6.2-Détermination du débit maximum horaire	17
II .6.3-Détermination du débit minimum horaire	17

II .7-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	17
Remarque	19
<b>Chapitre III : LES RESERVOIRS</b>	
Introduction	20
III -1. Fonction des réservoirs	20
III -1-1. Fonctions techniques des réservoirs existants	20
III -1-2. Fonctions économiques	21
III -2- Classifications des réservoirs	21
III -2-1 Classification selon le matériau de construction	21
III -2-2 Classification selon la situation des lieux	21
III -2-3 Classification selon l'usage	21
III -2-4 Classification selon des considérations esthétiques	21
III -2-5 Classification selon la forme géométrique	21
III -2-6 les réservoirs en charge (sous pression)	22
III-3.Emplacement des réservoirs	22
III-4.Construction des réservoirs	22
III-5.Equipementdu réservoir	23
III -5-1 départ de la conduite de distribution	23
III -5-2 trop plein	23
III -5-3 Vidange	23
III -5- 4 robinet – flotteur	23
III -5-5 Réception de l'adduction	24
III-6.Calcul les volumes des réservoirs	25
III-6-1.Calcul le volume de réservoir de ville de Sidi Ourieche	25
III-6-2. Calcul de la capacité de la bache de la station de pompage projeté	26
III-6-3. Calcul de la capacité du réservoir tampon	29
III-7. Entretien des réservoirs	31
III-8. Hygiène et sécurité	31
Remarque	31
<b>Chapitre IV: Adduction de réseau</b>	
Introduction	33
IV-1. Types d'adduction	33
IV-1-1. Adduction gravitaire	33
IV-1-2. Adduction par refoulement	33
IV-1-3. Adduction mixte	33
IV-2.Types d'écoulement dans les conduites d'adduction	33
IV-2-1. Ecoulement à surface libre	33
IV-2-2. Ecoulement en charge	34

IV-3. Quelques notions simples sur l'adduction	34
IV-3-1. Choix du tracé	34
IV-3-2. La ligne piézométrique	34
IV-3-3. L'air dans les tuyauteries	34
IV-4. Choix du type du matériau de la tuyauterie	35
IV-5. Tracé et dimensionnement d'une adduction	36
IV-5-1. Choix du site de stockage	36
IV-5-2. Etude technico-économique de l'adduction	36
IV-6. Méthode de calcul	36
IV-7. Préposition des variantes	41
IV-8. Analyse des variantes	
IV-9. Dimensionnement de la conduite de refoulement	42
IV-10. Dimensionnement de la conduite gravitaire réservoir tampon - réservoir 7600m <sup>3</sup>	46
Remarque	48
<b>Chapitre V: Pompage</b>	
Introduction	49
V.1. Définition	49
V.2- Point de fonctionnement	49
V.3- Choix des pompes	50
V-4. Considération particulières	50
V-4-1. Vibration des pompes	50
V-4-2. Bruit de pompe	50
V.5. Couplage des pompes	51
V.6- Choix du nombre de pompe	51
V-7- Détermination de point de fonctionnement	56
V-8. Equipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe	57
V-8-1. Equipements en amont de la pompe	57
V-8-2. Equipements en aval de la pompe	58
V.9. Etude de la cavitation	59
V-10. Calage de la pompe	61
V-11. Choix du moteur électrique	61
V-12. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil	62
V-12-1. choix du bâtiment	62
V-12-2. Partie supérieur (bâtiment)	63
Remarque	65
<b>Chapitre VI : Protection des conduites</b>	
Introduction	66



VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier	66
VI.1.1. Les causes du coup de bélier	66
VI.1.2 Les conséquences du coup de bélier	67
VI-1.2.Les risques dus aux coups de bélier	67
VI.1.3-Analyse physique du phénomène	68
VI.2- Moyen de protection des installations	71
VI-3. Calcul des réservoirs d'air	73
Remarque	77
<b>Chapitre VII: Organisation de chantier</b>	
Introduction	78
VII.1- Réalisation du réseau d'AEP	78
VII.2-Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	78
VII.3-Excavation des tranchées	79
VII.3.1-Enlèvement de la couche végétale	79
VII.3.2-Excavation	79
VII.4-Travaux concernant l'adduction	79
VII.5.Travaux concernant les stations de pompage	80
VII.6-Maçonnerie	81
VII-7. Calcul des volumes des travaux de l'adduction	81
VII-7-1. Déblais d'excavation	81
VII-7.2. Volume de lit de sable	83
VII-7-3. Volume de la conduite	84
VII-7-4. Remblais compacté	85
VII-8-. Calcul du volume des travaux de la station de pompage	86
VII.9.Choix des engins de terrassement	90
VII.9.1.Pelle hydraulique	90
VII.9.2.Bulldozer	91
VII.9.3.Chargeur	91
VII.9.4.Compacteur	92
VII-10. Planification des travaux	92
VII-11. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)	93
Remarque	94
<b>Conclusion générale</b>	

# liste des Tableaux

Tableau I-1 : Précipitations Moyennes Interannuelles période 1950-2004.....	3
Tableau I-2 : Températures Moyennes .....	4
Tableau I-3 : Moyennes Interannuelles de la vitesse du vent .....	5
Tableau I-4 : Répartition de l'humidité moyenne (période d'observation 1950-2004) .....	6
Tableau I-5 : Répartition Mensuelle de l'évapotranspiration potentielle de la Région de Oulhaça (période d'observation : 1950-2004).....	7
Tableau I-6 : Taux de raccordement aux réseaux d'AEP .....	7
Tableau II-1: Répartition de la population à l'horizon d'étude .....	10
Tableau II-2 : Répartition de la dotation de la ville d'Oulhaça à l'horizon d'étude .....	11
Tableau II-3 : Besoins domestiques .....	12
Tableau II-4 : Besoins scolaires .....	12
Tableau II-5: Les besoins socioculturels.....	12
Tableau II-6 : Les besoins sanitaires.....	13
Tableau II-7: Les besoins collectives.....	13
Tableau II-8: Récapitulatif de la consommation moyenne journalière .....	13
Tableau II-9 : Calcul de la consommation maximale et minimale journalière .....	15
Tableau II-10: $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitants .....	16
Tableau II-11 : $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitants .....	16
Tableau II -12 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants .....	18
Tableau II -13 : Variation des débits horaires de la ville d'Oulhaça .....	19
Tableau III -1 : Les dimensions de réservoir 7600 m <sup>3</sup> .....	26
Tableau III-2: Détermination de la capacité de bache de la station de pompage .....	27
Tableau III-3 : Les dimensions de la bache de station de pompage .....	29
Tableau III-4: Les dimensions de réservoir tampon .....	30
Tableau IV-1 : Coefficients K, m, $\beta$ pour différents types du tuyau .....	38
Tableau IV-2 : Calcul des frais d'amortissement de la conduite de refoulement.....	43
Tableau IV-3: Calcul de gradient .....	

Tableau IV -4: Calcule des hauteurs manométriques totales (Hmt) .....	44
Tableau IV -5 : Consommation en Kwh et prix de l'exploitation .....	45
Tableau IV -6: Bilan de tronçon (SP – réservoir tampon) .....	45
Tableau IV -7 : Tableau récapitulatif de la conduite gravitaire RT-R7600m3 .....	48
Tableau V-1: Variantes des pompes multicellulaires à axe horizontal .....	54
Tableau V -2 : Caractéristique de pompe .....	56
Tableau V -2: Tableau donnant $(H_p, H_C) = f(Q)$ .....	56
Tableau V -3 : Pression de vapeur d'eau en fonction de la température.....	60
Tableau V-4 : Pression atmosphérique en fonction de la cote .....	60
Tableau V -5 : Choix du type de bâtiment .....	62
Tableau VI -1 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement .....	74
Tableau VI -2 : Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.....	75
Tableau VI -3 : Calcul de volume de réservoir d'air .....	75
Tableau VI -4 : Les dimensions de réservoir d'air .....	76
Tableau VII -1 : Calcul du volume des déblais .....	83
Tableau VII -2 : Calcul du volume du lit de sable .....	84
Tableau VII -3 : Calcul du volume de la conduite.....	85
Tableau VII -4 : Volumes des volumes de remblais de l'adduction .....	85
Tableau VII -5 : Volumes des travaux de l'adduction .....	86
Tableau VII -6: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station .....	86
Tableau VII -7 : les travaux de la station de pompage.....	89
Tableau VII -8 : La liste des taches .....	93
Tableau VII -9 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.....	94

# liste des figures

Figure I-1 : Carte géographique .....	2
Figure I-2 : Distribution mensuelle de l'humidité .....	6
Figure I-3 : Les infrastructures hydriques .....	8
Figure II-1 : Evolution de nombre de la population en différentes horizons .....	10
Figure II-2: Représentation des consommations journalières .....	15
Figure III-1 : Equipement du réservoir .....	24
Figure IV-1 : Courbe de variation du coût total d'énergie en fonction du diamètre .....	46
Figure V-1: Représentation de pompe PM150/7A .....	55
Figure V-2: Courbe caractéristique de pompe choisie .....	55
Figure V-3 : Point de fonctionnement des pompes de la station SP .....	57
Figure VI-1: Première phase du coup de bélier .....	68
Figure VI-2 : Deuxième phase du coup de bélier .....	69
Figure VI-3: Troisième phase du coup de bélier .....	70
Figure VI-4 : Quatrième phase du coup de bélier .....	70
Figure VI-5 : Soupape de décharge type LEZIER .....	71
Figure VI-6 : Reservoir hydropneumatique .....	72
Figure VI-7 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement .....	72
Figure VI-8 : Les dimensions de réservoir d'air .....	76
Figure VI-9 : Les accessoires de raccordement de réservoir anti bélier .....	77
Figure VII-1 : Pelle hydraulique .....	90
Figure VII-2 : Bulldozer .....	91
Figure VII-3 : Chargeur .....	91

## List des planches

**Planche n°1** : Vue en plan du système d'adduction d'eau projeté

**Planche n°3** : Plan de station de pompage de la ville de Oulhaça (W.AIN TEMOUCHENT)

**Planche n°2** : Plan de réservoir de capacité  $7600\text{m}^3$  de Oulhaça W. (AIN TEMOUCHENT)

**Planche n°4** : Profil en long de la conduite de refoulement

**Planche n°5** : Profil en long de la conduite gravitaire

**Planche n°6** : Les accessoires dans un réseau d'AEP

## **INTRODUCTION GENERALE**

Les capacités offertes par les projets de dessalement ouvrent de nouvelles perspectives dans le domaine de l'alimentation en eau potable en Algérie. Notamment le projet de la station de dessalement de la plage El Hillal (commune de Sidi Ben Adda), qui présente une production journalière de l'eau potable de 3000 m<sup>3</sup>/J

Pour rappel cette station de dessalement a été mise en service est avant la fin de l'année 2008, qui a pour objectif l'alimentation de toute la wilaya d'Ain Temouchent avec le groupement urbain de la wilaya d'Oran (en attendant la mega station de dessalement de Mers el Hadjaj). La réalisation de ce projet permettra de résoudre le problème d'A.E.P de la ville de Oulhaça, en projetant de réaliser une adduction pour cette ville et cela sera fait à l'aide de station de pompage qui va refouler l'eau vers le réservoir tampon de Sidi Aissa, pour arriver au second réservoir de Oulhaça.

# **Chapitre I :**

## **Présentation de la ville**

## **Introduction**

La description de la situation de la zone d'étude, nous permet d'assurer une bonne prise en charge et, de mener à bien notre travail. Pour cela, on la fait de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

### **I.1-Situation géographique:**

La Daïra de Oulhaça, est située à la limite ouest de la wilaya de AinTemouchent, se présente comme une zone montagneuse, prédominée par une mono-activité : l'agriculture, et par sa façade maritime au Nord et par la présence d'un patrimoine historique riche et diversifié, la Daïra de Oulhaça offre un potentiel touristique important à promouvoir, dans la jeune wilaya de Ain Temouchent, ainsi que le développement d'une économie de montagne basée sur le secteur agricole.

La Daïra de Oulhaça a une relation fréquente avec le chef-lieu de la Daïra de Beni Saf et le chef-lieu de la wilaya de AinTemouchent et ceci est dû principalement à la RN35 qui relie Ain Temouchente à Tlemcen et qui se trouve à 16 Km du chef-lieu de la Daïra de Oulhaça ; d'autre part, le CW103 leur permet d'être incessamment reliés.

Ses limites se présentent comme suit :

- Au Nord, par la mer méditerranée.
- Au Sud, par la wilaya de Tlemcen.
- A l'Est, par les communes de Beni Saf et Emir Abdelkader.
- A l'Ouest, par la commune de Souk El Khemis.



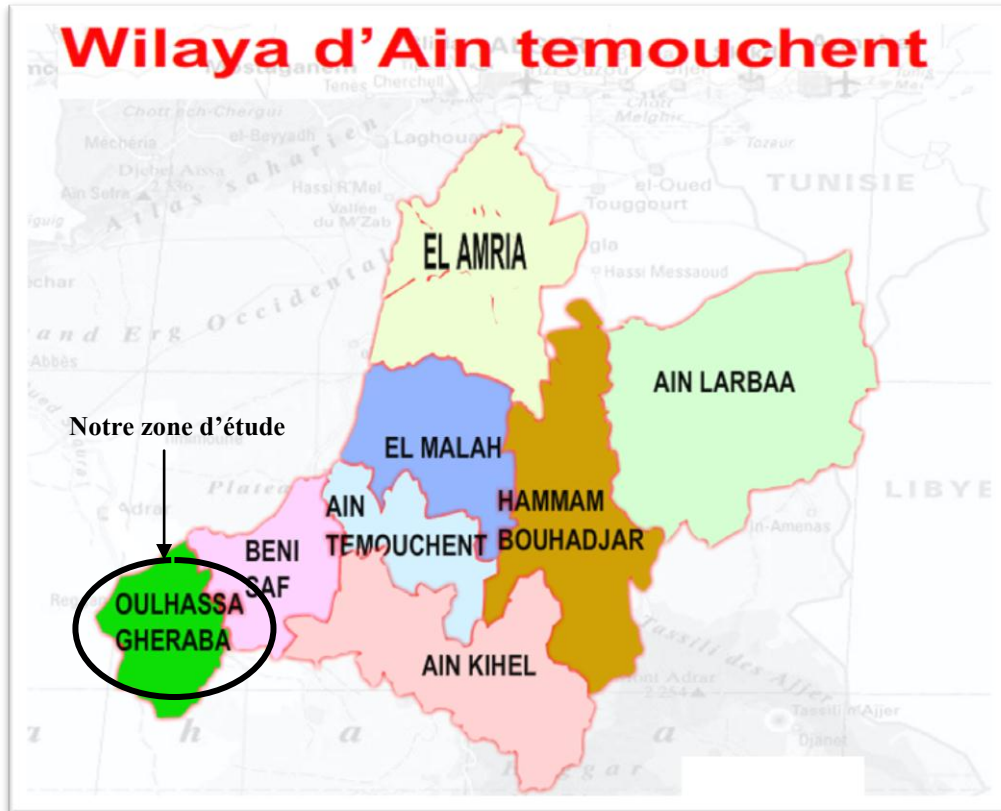


Figure I-1 : Carte géographique

## I.2- Situation topographique :

### Relief :

Le relief de Oulhaça se caractérise par les prédominances des piémonts et des montagnes, le littoral au Nord de la daïra de Oulhaça forme une façade maritime très abrupte, et dans quelques endroits excessivement érodés (djebel Boukaltoum) ; le sol y est stérile et rocailleux.

### Géologie

C'est un massif constitué de roches éruptives (basalte surtout) et métamorphiques, en plus des matériaux fins provenant de dépôts fluviaux. La qualité pédologique du sol est souvent médiocre (argileux, marneux, squelettique...).

### I.3 –Situation climatique :

Le climat de Oulhaça est semi-aride avec deux saisons : l'une sèche et chaude, l'autre humide et douce .La proximité de la mer atténue cette semi aridité .La zone subit l'influence d'un microclimat doux et humide, conditionné par l'ensemble montagneux face à la mer (Protection contre les vents marins asséchants).

### I.4- Pluviométrie :

La daïra reçoit un total pluviométrique entre 350mm et 500mm /an. La répartition des pluies est inégale durant l'année.

**Tableau I.1 : Précipitations Moyennes Interannuelles période1950-2004 :**

Station	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Année
<b>Oulhaça 1950-2004 P (mm)</b>	15	41	56	64	57	59	55	49	35	9,7	2,3	2,3	444,8
<b>Nb jours de Pluie</b>	04	07	05	06	08	06	08	07	06	05	03	05	72

Sources: l'ANRH d'Oran

### I.5Température :

Les observations climatiques sont généralement irrégulièrement effectuées, surtout en ce qui concerne la température à l'échelle horaire ou journalière. Mais d'une manière grossière et conformément au but de notre projet, les données ont aisément réajustées à l'échelle mensuelle ou annuelle, chose qui nous a permis d'affiner convenablement ce paramètre en terme de connaissance des caractéristiques climatiques de la région.

Les températures sont irrégulières et variables avec minima relatifs mensuels en hiver, et l'absolu, en janvier et février avec des valeurs avoisinant 1°C. Le maximum étant situé en juin avec une température de 42 °C sensiblement élevée.

**Tableau I.2: Températures Moyennes :**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aout	Année
Oulhaça	23.7	19.8	15.4	12.2	11.4	12.5	14.0	15.8	18.5	22.2	25.0	26.0	18.0

Source l'ANRH d'Oran

### **I.6 Le régime des vents :**

Les vents d'Ouest et de Nord-Ouest sont dominants : froids en hiver, chauds en été. L'intérieur est protégé grâce à l'ensemble montagneux de la façade maritime qui le conditionne. Des masses d'air venant de l'Atlantique et celles venant du Sud –Est peuvent engendrer en été la remontée du sirocco.

### **I.7 Le gèle :**

Dans la daïra de Oulhaça et spécifiquement dans la zone Nord ou la mer est présent, la gelée est absente, ce qui favorise le développement de certaines cultures précoces.

### **I.8 Hydrologie générale :**

En absence d'une étude hydrogéologique de Oulhaça le potentiel hydrique demeure méconnu. Ces ressources sont limitées en raison des débits obtenus à travers les puits et les sources captés.

### **I.9 Réseau hydrographique :**

Le réseau hydrographique de la daïra de Oulhaça se caractérise par la présence d'une série d'oueds intermittents que l'on trouve généralement dans la zone méditerranéenne. Le régime des eaux est très irrégulier. En hiver, les oueds sont généralement en crues pendant la raison des pluies, alors qu'en été, ils sont presque à sec. L'eau est beaucoup plus abondante à l'intérieur.

### **I.10 –Population actuelle :**

D'après le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en juin 2008, la population du chef-lieu de Daïra de Oulhaça, s'élève à P=21089 habitants (d'après les données recueillies au niveau de l'APC). Entre 1987 et 2008, le taux d'accroissement intercensitaire était de T=1.5% presque égale à la moyenne évaluée pour la même période.

### I.11 Le vent :

Le vent est un des éléments les plus caractéristiques du climat, la possibilité de procéder à un projet d'aménagement quelconque, particulièrement dans l'édifice des ouvrages d'art, lui confère un intérêt important en matière de connaissance des vitesses maxima dont la région est soumise. Les potentialités d'évapotranspiration sont également liées aux mouvements de l'air qui conditionnent les variations du bilan hydrique à l'échelle des valeurs moyennes mensuelles et annuelles. Les vents dominants suivent deux directions préférentielles opposées :

- **Les vents de Mer :**

Direction Nord- Ouest, c'est une légère brise, les vitesses des vents varient entre 6,3 km/h le jour et 12,8 km/h la nuit et leurs fréquences maximums est entre juillet et aout.

**Tableau I. 3 : Moyennes Interannuelles de la vitesse du vent :**

Stations	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev		Avr	Mai	Jun	Jui	Aout	Année
Vmoy (m/s)	7.9	6.8	2.5	2.2	1.7	3.4	22	7.4	9.5	9.8	5.3	16.2	21.64
Vmax (m/s)	7.2	6.8	8.2	10.5	8.7	10.3	2.4	10.6	10.5	6.3	4.7	15.3	27.3
NbJ>20m/s	0.7	1.2	1.1	2.1	1.4	2.2	2.4	3.8	2.2	0.6	0	0.4	18.1
VmxAbs	24	24	24	29	28	32	32	30	27	19	16	18	32

Source l'ANRH d'Oran

### I.12 Humidité :

On a traité les données de la station de Ain Témouchent (Trois Marabouts), en saison estivale, il y'a moins humidité, mais plus humide en saisons pluvieuses en raison des masses d'air très chargées en vapeur d'eau venant précipiter leur tribut de pluie directement sur le relief en montagne. L'humidité relative annuelle moyenne est évaluée respectivement à environ 69%.

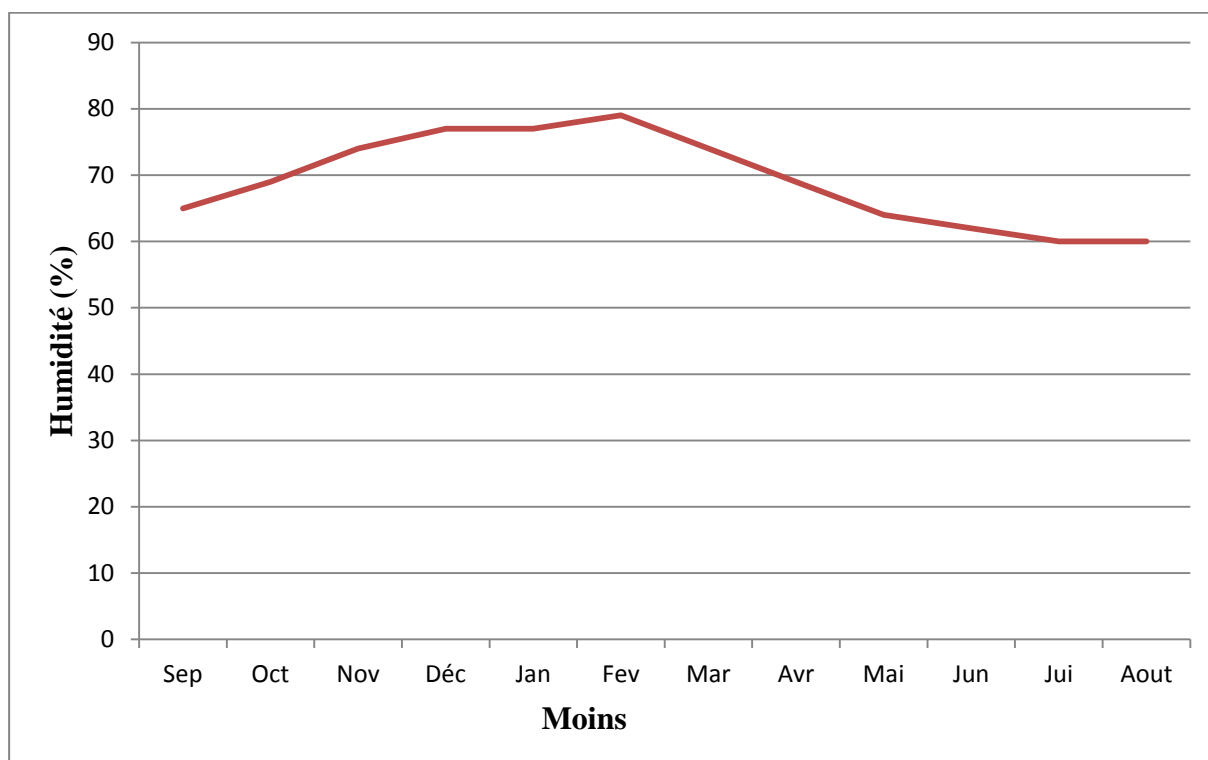
## Chapitre I : Présentation de la ville

On lit sur le graphe que l'humidité relative dans cette zone ne s'abaisse jamais, en toutes saisons, en dessous de 50%. L'apport de sécheresse est expliqué par la conjugaison des facteurs locaux tels que le relief sans couverture végétale et la position de la région sous le vent des crêtes orientales de la Tafna qui, le plus souvent, appauvrissent l'invasion des masses d'air en vapeur d'eau (Graphe n°I-1).

**Tableau I.4: Répartition de l'humidité moyenne (période d'observation 1950-2004) :**

Station	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aout	Année
A.Temou	65	69	74	77	77	79	74	69	64	62	60	60	<b>69</b>
A.Temou	<b>69</b>			<b>78</b>			<b>69</b>			<b>61</b>			<b>69</b>
Saisons	Automne			Hiver			Printemps			Eté			<b>Moy</b>

Source l'ANRH d'Oran



**Graphe I-1 : Distribution mensuelle de l'humidité**

### I.13 Evapotranspiration potentielle :

La répartition mensuelle illustre notamment le type de variations irrégulières dont les écarts par rapport à la moyenne sont nettement considérables pendant la journée. C'est l'effet caractéristique du climat continental qui agit directement sur le comportement des facteurs évaporant. La tranche d'eau maximale brute évaporée annuellement sur une surface libre est estimée à près de 1247mm.

**Tableau I. 5 : Répartition Mensuelle de l'évapotranspiration potentielle de la Région de Oulhaça (période d'observation : 1950-2004) :**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Année
ETP en mm	130	88	59	44	47	59	89	113	132	156	173	157	1247
%	10.4	7.1	4.8	3.6	3.8	4.8	7.1	9.1	10.6	12.5	13.9	12.6	100

Source l'ANRH d'Oran

### I-14. Raccordement aux réseaux d'AEP de la zone d'étude :

On a dans le tableau la population et les besoin en eau de la commune de Oulhaça et Sidi Ouriache et le taux de raccordement en %

**Tableau I.6 : Taux de raccordement aux réseaux d'AEP**

Commune	Population (hab.)	Besoin en eau (m <sup>3</sup> /j)	Taux de couverture (%)	Population actuelle (j/hab.)	Linéaire Pose en AEP (m)	Taux de raccordement (%)
Oulhaça	15 423	2 578	43	70	74688	98
Sidi Ouriache	5 846	948	100	140	5650	97

Source DRE de AinTemouchent

### I.15 Ressources en eau potable de la zone d'étude

La zone d'étude se trouve dans le bassin Oranie chott chergui (voir carte ci-dessous) La région est caractérisé par la présence de nombreuses infrastructures hydriques tel que les forages, les transferts à partir des systèmes Beni Bahdel et le système Tafna. Néanmoins ces ressources ne peuvent plus répondre aux besoins des populations à causes des années de sécheresse que connaît l'Oranie. A titre d'exemple la station de traitement de Dzioua pour un débit a traité installé de  $300.000 \text{ M}^3/\text{J}$ , fonctionne actuellement à moins 20% de sa capacité.

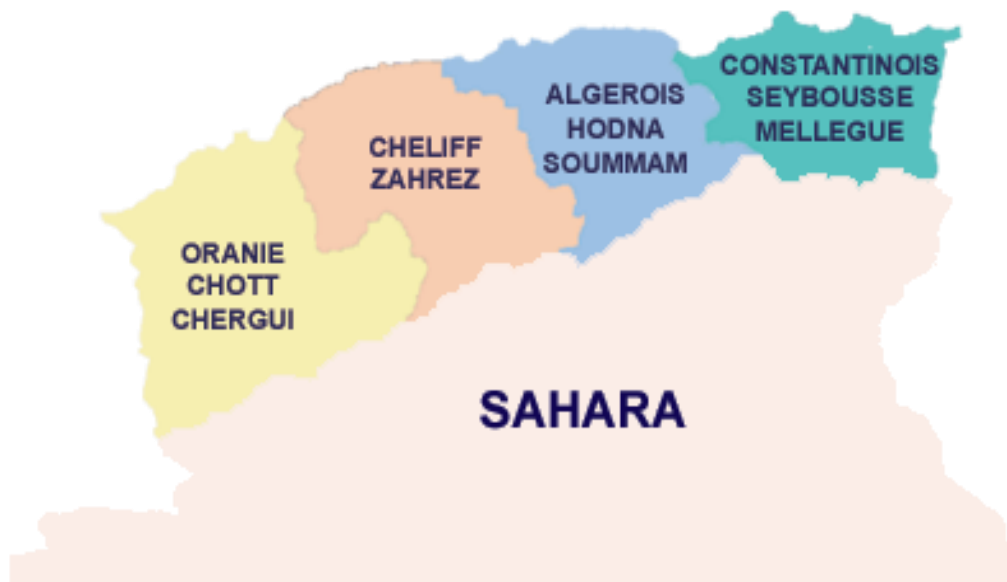


Figure I-3 : Les infrastructures hydriques

#### Remarque :

Dans ce chapitre nous avons essayé de présenter la ville, connaître la topographie, le climat. Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui l'amélioration du système d'adduction de la ville.

# **Chapitre II**

## Estimation de la population



### **Introduction :**

Le calcul des besoins en eau d'alimentation pour une agglomération exige une fixation impérative des normes de consommations unitaires qui doivent rester valables tant que les critères qui ont contribué à l'établissement de ces normes restent inchangés.

En règle générale, les normes objectives résultent de l'adéquation des critères sociopolitiques et socio-économique procèdent à la fois de :

- La volonté politique des pouvoirs publics qui fixent pour chaque période de planification les objectifs qualitatifs et quantitatifs du secteur de l'alimentation en eau potable.
- des ressources en eau susceptibles d'être mobilisés pour satisfaire les besoins en eau domestiques (qualité et quantité) ...etc.

Pour l'essentiel, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau d'alimentation postule la satisfaction d'un niveau sanitaire générale en étroite une relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays.

### **II -1.Estimation de la population à l'horizon d'étude :**

Pour estimer la population on utilise la formule suivante :

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

Avec :

$P_n$  : Est la population à l'horizon 2030.

$P_0$  : Population de recensement

$\tau$  : Taux d'accroissement de la population en %

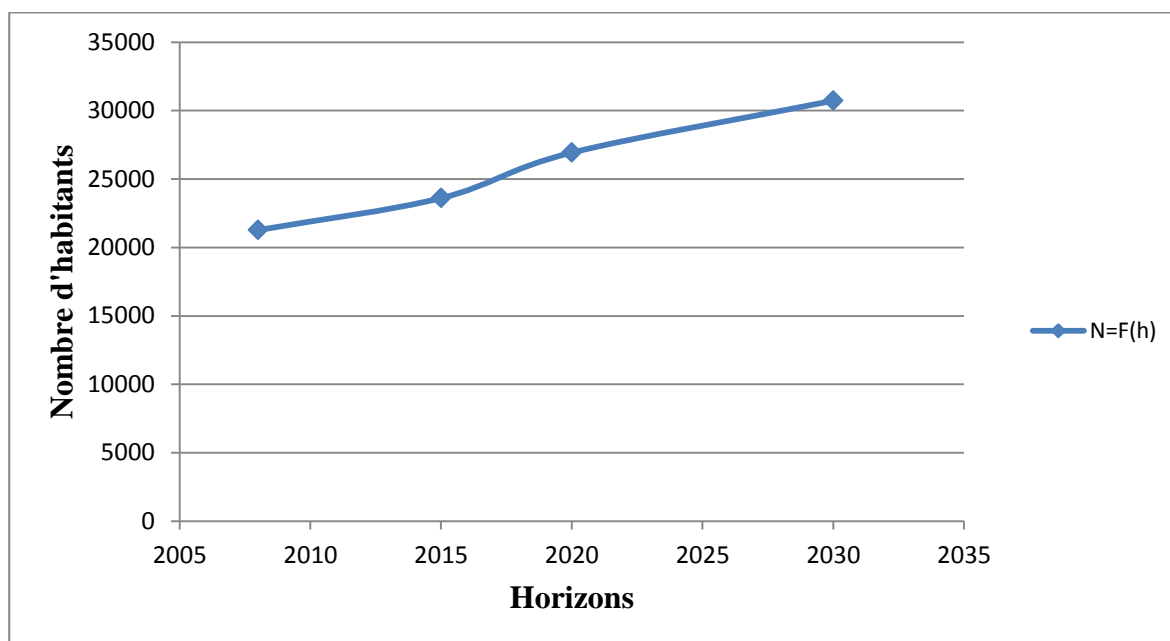
$n$  : Nombre d'années séparant les deux horizons

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008, la population du chef lieu de daïra de Oulhaça s'élève à  $P= 21269$  habitants (d'après les données rceuillies au niveau de l'APC).

Alors l'évolution de la population sera comme suit :

**Tableau (II .1) : Répartition de la population à l'horizon d'étude**

Années	Taux d'accroissement	Population
2008	–	21269
2015	1.50	23605
2020	1.59	26929
2030	1.59	30721



**Figure II-1 : Evolution de la population à différentes horizons.**

## II - 2. Choix de la dotation :

En plus de la situation économique du consommateur, la disponibilité des ressources, l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, ces facteurs accusent une variation saisonnière .une variation qui est traduite par un minimum en hiver et un maximum en été, résultant d'une consommation plus élevée au temps chaud et humide et en se basant sur les

tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour excluant l'industrie se situe comme suit :

**Commune rurale** : considérée comme étant une agglomération de moins de 2000 hab. 125 l/j /hab.

**Dotation pour différentes populations :**

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

Mais actuellement pour le calcul des besoins domestiques futur de la ville de OULHACA, la consommation journalière pour chaque habitant à différents horizons est donnée dans le tableau ci-dessous, ces dotations sont fournies par La subdivision d'hydraulique de la ville de OULHAÇA.

**Tableau (II .2) : Répartition de la dotation de la ville de Oulhaça à l'horizon d'étude :**

HORIZONS	POPULATION HAB	DOTATION L/J/HAB
2015	23605	150
2020	26929	250
2030	30721	250

**II - 3- : Calcule de la consommation moyenne journalière :**

La consommation moyenne journalière est obtenue par la formule :

$$Q_{moy.j} = \frac{Dot_i N_i}{1000} \quad (m^3 / j) \quad (II - 2)$$

Avec  $Q_{moy.j}$  : consommation moyenne journalière ( $m^3 / j$ )

Dot: Dotation journalière (l/j/hab).

$N_i$  : Nombre de consommateurs. (hab).

**II -4- Evaluation des besoins en eau :**

**Majoration des besoins au futur :**

Les fuites d'eau sur le réseau sont parfois importantes, elles se produisent en grande partie sur les branchements particuliers. Pour un réseau ancien elles peuvent atteindre jusqu'à

## Chapitre II : Estimation de la population

30% environ de débit total, ces fuites dépendent de l'état du réseau. Elles sont évaluées principalement par une mesure nocturne du débit (c à d là où les robinets sont fermes). Actuellement en Algérie les fuites sont estimées à 10 % de la consommation moyenne journalière, les tableaux suivants représentent les besoins pour différents équipements :

Toutes ces données nous ont été communiquées par l'Assemblée Populaire Communale de OULHAÇA.

### II .4. 1 - Besoins domestiques :

**Tableau (II-3) :**

Horizon	Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Majoration Fuites 10 % (m <sup>3</sup> /j)	Besoins Totaux (m <sup>3</sup> /j)
2015	23605	150	3540,75	354,075	3894,825
2020	26929	250	4039,35	403,935	4443,285
2030	30721	250	4608,15	460,815	5068,965

### II .4. 2 - Besoins scolaires :

**Tableau (II-4) :**

Equipements	Effectifs (élevés.)	Dotation (l/j/élève)	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
19 Ecoles primaires	2348	30	70,44
1 Lycées+ 4 CEM	1965	30	58,95
Total			129,39

Source DRE de Ain Temouchent

### II .4. 3 - Besoins socioculturels :

**Tableau (II-5) :**

Equipements	Effectifs (personnes.)	Dotation (l/j/personne)	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
1 centre culturel	534	20	10,68
12 Mosquées	1200	50	60
Total			70,68

Source DRE de Ain Temouchent

**II .4. 4 - Besoins sanitaires :**

**Tableau (II-6) :**

Equipements	Effectifs (lits)	Dotation (l/j/lit)	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
1Polyclinique+12salle de santé	180	300	54
Total			54

Source DRE de Ain Temouchent

**II .4. 5 - Besoins collectives :**

**Tableau ( II-7) :**

Equipements	Effectifs (unités)	Dotation Pour l'unité	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Douches	80 douches	(5m <sup>3</sup> /douche)	400
Hamam	140 personnes	150 (l/personne)	21
Total			421

Source DRE de Ain Temouchent

**Tableau (II -8) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.**

Besoins Domestiques (m <sup>3</sup> /j)	Besoins scolaires (m <sup>3</sup> /j)	Besoins Socioculturels (m <sup>3</sup> /j)	Besoins Sanitaires (m <sup>3</sup> /j)	Besoins collectives (m <sup>3</sup> /j)	Total (m <sup>3</sup> /j)
5068,965	129,39	70,68	54	421	5744,035

**II -5-Variation de la consommation journalière :**

**II .5 . 1- Coefficient d'irrégularité journalière maximum :**

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum (K<sub>max.j</sub>) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moyj}}} \quad (\text{II-3})$$

Avec :  $K_{\max j} \in [1,1 - 1,3]$

On prend  $K_{\max,j}=1,2$ .

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier

### II .5 . 2 - Coefficient d'irrégularité minimum journalier :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moyj}}} \quad (\text{II - 4})$$

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

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

#### a)-Consommation maximale journalière :

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est maximale. Il est donné par la formule :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moyj}} K_{\max j} \quad (\text{II - 5}) .$$

$K_{\max j}$  : Coefficient d'irrégularité maximum journalier =1,2.

#### b)-Consommation minimale journalière :

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est minimale. Il est donné par la formule :

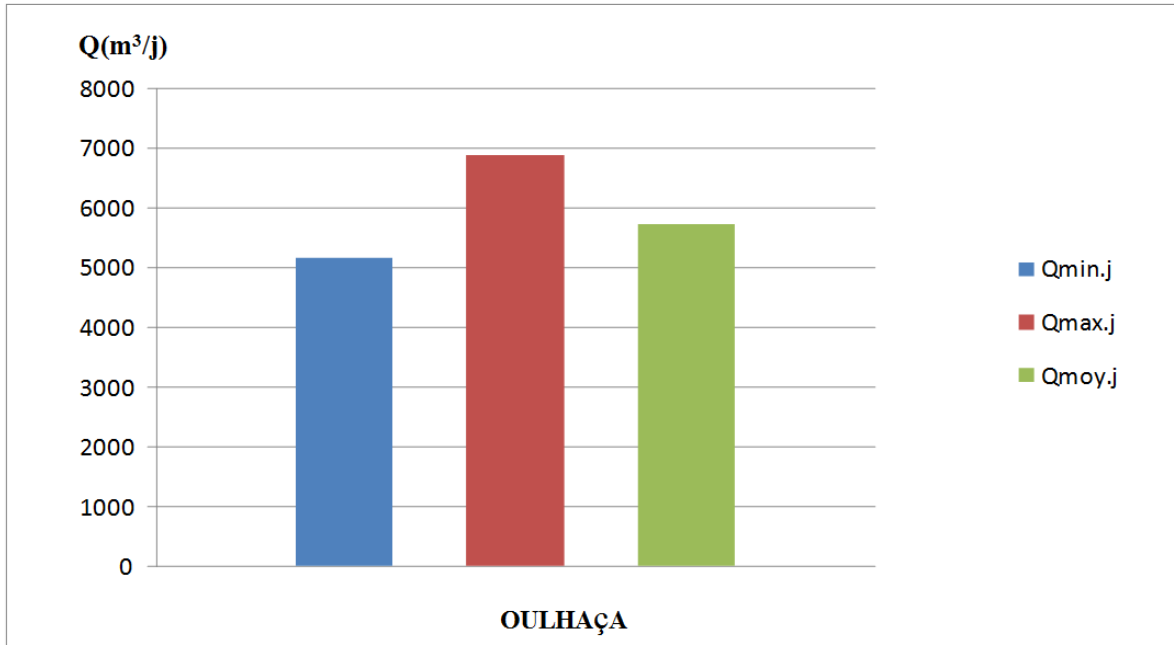
$$Q_{\min j} = Q_{\text{moyj}} K_{\min,j} \quad (\text{II - 6})$$

$K_{\min,j}$  : Coefficient d'irrégularité minimum journalier =0,9.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau (II .9) : calcul de la consommation maximale et minimale journalière :**

Ville	$Q_{moy.j}$ ( $m^3/j$ )	$K_{min.j}$	$Q_{min.j}$ ( $m^3/j$ )	$K_{max.j}$	$Q_{max.j}$ ( $m^3/j$ )
OULHAÇA	5744,035	0,9	5169 ,63	1,2	6892,842



**Figure II-2 : Représentation des consommations journalières.**

**II .5.3 -Coefficient d’irrégularité maximale horaire ( $K_{max,h}$ ) :**

Ce coefficient représente l’augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l’accroissement de la population ainsi que le degré du 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 :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \tag{II-7}$$

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-10) donne Sa variation en fonction du nombre d’habitants.

**Tableau (II .10) :  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d'habitants**

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **30721 hab**, donc  $\beta_{\max} = 1,15$ , d'où la valeur de  $K_{\max,h}$  sera :

$$K_{\max,h} = 1,5 \cdot 1,15 = 1,725$$

$$\mathbf{K_{\max,h} = 1,725}$$

#### II .5.4 -Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{\min,h}$ ) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \quad (\text{II-8})$$

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  $\alpha_{\min} = 0,4$ .
- $\beta_{\min}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (II-11) donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau (II .11) :  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitants**

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Donc pour notre cas on prend  $\beta_{\min} = 0,6$ ; d'où la valeur de  $K_{\min,h}$  sera :

$$K_{\min,h} = 0,4 \cdot 0,6 = 0,24.$$

$$\mathbf{K_{\min,h} = 0,24}$$

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

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.



### II .6.1 - Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = \frac{Q_{\text{max,j}}}{24} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad (\text{II-9})$$

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

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

Donc :  $Q_{\text{moy,h}} = 6892,842/24 = 287,2 \text{ m}^3/\text{h}$  .

$$Q_{\text{moy,h}} = 287,2 \text{ m}^3/\text{h}$$

### II .6.2-Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{max,h}} = K_{\text{max,h}} \cdot Q_{\text{moy,h}} \quad (\text{II-10})$$

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

-  $K_{\text{max,h}}$  : coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

On a donc :

$$Q_{\text{max,h}} = 1,725 \cdot 287,2 = 495,42 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{max,h}} = 495,42 \text{ m}^3/\text{h}$$

### II .6.3-Détermination du débit minimum horaire :

Elle correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Elle est calculée comme suit :

$$Q_{\text{min,h}} = K_{\text{min,h}} \cdot Q_{\text{moy,h}} \quad (\text{II-11})$$

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

-  $K_{\text{min,h}}$  : coefficient d'irrégularité minimal horaire ;

on a donc :

$$Q_{\text{min,h}} = 0,24 \cdot 287,2 = 68,93 \text{ m}^3/\text{h}$$

### II .7-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 .12):

**Tableau (II .12): Répartition des débits horaires en fonction du nombre d’habitants :**

Heures (h)	Nombre d’habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

**Remarque :**

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

Pour notre cas on choisie la répartition variant entre **10000** et **50000** hab. (puisque le nombre d’habitants à l’année **2030** sera **30721** hab.), dont la partition est indiquée dans le tableau (II .13):

**Tableau (II .13) : variation des débits horaires de la ville de Oulhaça :**

Heures	Consommation total Q max .j=6892,842m <sup>3</sup> /J		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0-1	1.5	103,4	1.5	103,4
1-2	1.5	103,4	3	206,8
2-3	1.5	103,4	4.5	310,2
3-4	1.5	103,4	6	413,6
4-5	2.5	172,32	8.5	585,89
5-6	3.5	241,25	12	827,14
6-7	4.5	310,18	16.5	1137,33
7-8	5.5	379,11	22	1516,44
8-9	6.25	430,8	28.25	1947,22
9-10	6.25	430,8	34.5	2378,02
10-11	6.25	430,8	40.75	2808,82
11-12	6.25	430,8	47	3239,62
12-13	05	344,64	52	3584,25
13-14	05	344,64	57	3928,9
14-15	5.5	379,11	62.5	4308,07
15-16	06	413,57	68.5	4721,6
16-17	06	413,57	74.5	5135,16
17-18	5.5	379,11	80	5514,33
18-19	05	344,64	85	5858,88
19-20	4.5	310,18	89.5	6169,13
20-21	04	275,71	93.5	6444,72
21-22	03	206,78	96.5	6651,42
22-23	02	137,85	98.5	6789,11
23-24	1.5	103,4	100	6893,33
total	100			

**Remarque:**

Dans ce chapitre, on a essayé de calculer et estimer les besoins en eau de chaque commune à l'horizon de calcul. A la fin de transférer cette quantité vers les consommateurs il est indispensable de dimensionner les ouvrages de stockage qui est l'objectif du chapitre suivant.

# **Chapitre III**

## Etude des réservoirs

## **Introduction :**

Les réservoirs sont des ouvrages hydraulique leurs rôle a sensiblement changé au cours du temps, servant tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle principal fut ensuite de parer à un incident survenu dans l'adduction. Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples.

### **III -1. Fonction des réservoirs :**

➤ Les fonctions d'un réservoir dans un système d'alimentation en eau sont de deux natures complémentaires l'une à l'autre à savoir :

- Des fonctions techniques.
- Des fonctions économiques.

#### **III -1-1. Fonctions techniques des réservoirs existants :**

- Régularité dans le fonctionnement du pompage ou les pompes vont refouler suivent un régime constant.
- Assurer la continuité de l'approvisionnement étant donné les répercutions susceptibles d'être provoquées par un arrêt de distribution de l'eau conséquent à un arrêt de pompage suite à :

Un accident au niveau de la conduite principale d'adduction ou même un simple nettoyage.

Un accident au niveau de la prise d'eau.

Une coupure d'électricité.

- Le réservoir est un régulateur de pression et de débit.

Le réservoir joue le rôle d'un réacteur chimique à la sortie d'une usine de traitement.

- Les réservoirs assurent un volume d'eau pour combattre les incendies.

Etanches

- Construits avec des matériaux qui ne soit pas susceptibles d'altérer l'eau
- A l'abri de toute contamination d'eau susceptible
- Etablir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température

### **III -1-2. Fonctions économiques :**

- Réduction du coût de l'investissement sur les ouvrages de production puisque dans le cas d'une adduction on dimensionne selon le débit ( $Q_{moyh}$ ) pour une adduction continue et ( $q_{st}$ ) pour une adduction discontinue à la présence d'un réservoir et avec le débit ( $Q_{maxh}$ ) dans le cas contraire.
- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes.
- Grâce aux réservoirs le pompage peut avoir lieu la nuit pendant les heures creuses de la sonelgaz.

### **III -2- Classifications des réservoirs :**

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

#### **III -2-1 Classification selon le matériau de construction :**

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoir métalliques ;
- Réservoir en maçonnerie ;
- Réservoir en béton armé ou précontraint ;

#### **III -2-2 Classification selon la situation des lieux :**

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- Réservoir en terre ;
- Réservoir semi-enterré (sur surface) ;
- Réservoir sur élevés ou sur tour.

#### **III -2-3 Classification selon l'usage :**

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- Réservoir de traitement.

#### **III -2-4 Classification selon des considérations esthétiques :**

Selon des servitudes d'esthétisme on peut affirmer les fonctions d'un réservoir comme on peut l'intégrer au paysage.

#### **III -2-5 Classification selon la forme géométrique :**

Généralement on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

- réservoir cylindrique ;

- Réservoir rectangulaire (carré).

Comme on trouve parfois des réservoirs à formes quelconques (sphérique, conique, ...).

### **III -2-6 les réservoirs en charge (sous pression) :**

Ces réservoirs maintiennent une pression supérieure à l'atmosphérique au-dessus du plans d'eau par un dispositif de compression. On les retrouve généralement dans le cas d'une injection directe par pompage dans le réseau.

### **III-3.Emplacement des réservoirs :**

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème.

Lorsque les habitations d'une agglomération se trouvent pratiquement sur un terrain plat, la pression de service nécessaire n'est assurée que par un réservoir dont la côte du radier est beaucoup plus élevée que toute côte du réseau urbain.

On doit donc assurer cette pression que par un réservoir surélevé dont la côte est déterminée ainsi que son emplacement. On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- ▶ Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau, d'autres considérations interviennent dans le choix du site d'un réservoir notamment la question foncière, l'aspect économiques et les conditions topographiques.
- ▶ l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- ▶ lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.
- ▶ la côte radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigé dans le réseau.
- ▶ l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante ;

### **III-4.Construction des réservoirs :**

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée, à cet effet. Seront choisis pour la construction du réservoir des matériaux durable.

Le béton armé présente l'avantage de ne pas être atteint par la rouille, tout en préservant l'eau des variations de température.

Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité sera prévu pour les voiles du réservoir.

Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçus de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (serpent, souris ...etc.).

Toute vanne sera disposée dans une chambre de manœuvre.

### **III-5.Equipementdu réservoir :**

#### **III -5-1 Départ de la conduite de distribution**

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20m au-dessus du radier, afin d'éviter l'introduction dans la canalisation des boues ou des sables, qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

Comme il y a lieu de réserver un minimum d'eau de 0,5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. En cas d'abaissement maximal du plan d'eau, de ce fait, nous évitons la pénétration d'air dans la conduite de distribution, pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas de rupture de cette dernière.

#### **III -5-2 Trop plein**

La conduite du trop-plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir quand le robinet flotteur ne fonctionne pas, elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir.

Elle comportera au départ un événement et elle débouchera à un exutoire voisin par mesure de précaution sur une éventuelle pollution ou introduction d'insectes ou moustiques, on aménage un joint hydraulique. Constitué par un siphon à l'extrémité de cette conduite.

#### **III -5-3 Vidange**

La conduite de vidange part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein. Elle comporte un robinet vanne.

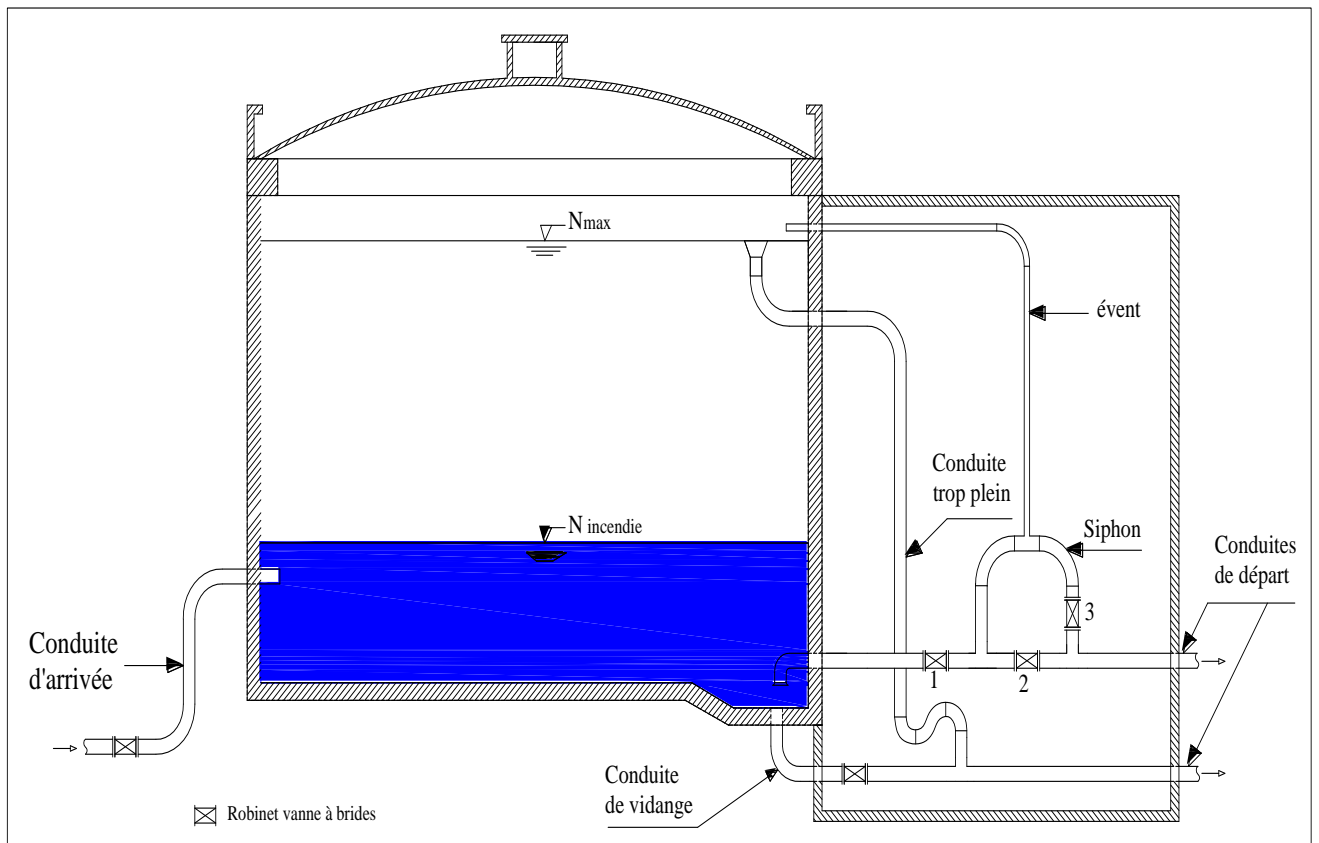
#### **III -5- 4 Robinet – flotteur**

Le réservoir équipé d'un robinet- flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint, et s'ouvre quand ce niveau est descendu.



### III -5-5 Réception de l'adduction

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve un niveau maximal. L'obturation va se faire par un robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.



1, 2,3: Vanne d'incendie (papillon)

**Figure N° III .1 : Equipement du réservoir**

### III-6. Calcule les volumes des réservoirs :

#### III-6-1. Calcule le volume de réservoir de ville de Sidi Ourieche :

On a le cas d'une conduite gravitaire à débit limité constant, si l'on dispose d'un débit limité constant à une cote supérieure à celle du réservoir, on peut avoir intérêt à effectuer une alimentation discontinue, afin de diminuer le volume de réservoir pour que le débit horaire disponible  $Q_a$  soit supérieur au débit moyen horaire  $Q_{moyh}$  de la journée.

Il est bien évident que si  $Q_a \geq K_p Q_{moyh}$ , le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile.

Dans notre cas on a :  $Q_{moyh} < Q_a \leq K_p Q_{moyh}$

Dans ce cas le défaut d'alimentation le plus important se situe lors de la pointe de la matinée entre environ 7h et 11h où la consommation peut atteindre  $K_p Q_{moyh}$ . Pendant ces quatre heures, il faudra fournir en plus de l'alimentation à débit constant  $Q_a$  un volume d'eau égale à :

$$V_r = 24 Q_{maxj} + 4 \cdot (K_p Q_{moyh} - Q_a) \quad (III-1)$$

On a : -  $Q_{maxj} = 6892,842 \text{ m}^3 / j = 287,2 \text{ m}^3 / h$

-  $K_p Q_{moyh} = 430,8 \text{ m}^3 / h$

-  $Q_a = 287,2 \text{ m}^3 / h$

$$V_r = 24 \cdot 287,2 + 4(430,8 - 287,2) = 7467,235 \text{ m}^3$$

On préconise un volume de  $120 \text{ m}^3$  comme réserve d'incendie.

$$V_t = 7467,235 + 120 = 7587,235 \text{ m}^3$$

On prend  $V_r = 7600 \text{ m}^3$

#### Dimensionnement du réservoir :

➤ Calcul de la section de la cuve du réservoir :

$$S_R = \frac{V_R}{H_R} \quad (III-2)$$

$S_R$  : Surface (section) de la cuve du réservoir en  $\text{m}^2$

$V_R$  : Volume du réservoir ( $\text{m}^3$ )

$H_R$  : Hauteur du réservoir (m), varie entre (3 et 6) m.

$$S_R = \frac{7600}{6} = 1266,67 \text{ m}^2$$

$$S_R = 3,14 \times \frac{D_R^2}{4} \quad (\text{III-3})$$

$D_R$  : Diamètre du réservoir (m)

D'où :

$$D_R = \sqrt{\frac{S_R \times 4}{3,14}}$$

$D_R = 40 \text{ m}$

Les résultats sont représentés dans le tableau récapitulatif :

**Tableau III-1 : Les dimensions du réservoir 7600 m<sup>3</sup> :**

$V$ (m <sup>3</sup> )	$S_{RESERVOIR}$ (m <sup>2</sup> )	$H_{RESERVOIE}$ (m)	$D_{RESERVOIR}$ (m)
7600	1266,67	6	40

**II-6-2. Calcul de la capacité de la bêche de la station de pompage projeté :**

La station de pompage (SP) est alimentée gravitairement avec un débit de 6892,842 m<sup>3</sup>/J.  
Alors le volume de la bêche de (SP) est déterminé par la méthode analytique.

### Chapitre III : Les Réservoirs

Tableau III-2: Détermination de la capacité de la bache de la station de pompage

Heure	Refoulement	Q <sub>sppe</sub>	Stockage	distribution	Résidus
1	%	%	%	%	%
0-1	4,17	–	4,17	–	4,17
1-2	4,17	–	4,17	–	8,34
2-3	4,17	–	4,17	–	12,51
3-4	4,17	–	4,17	–	<b>16,68</b>
4-5	4,17	5	–	0,83	15,85
5-6	4,17	5	–	0,83	15,02
6-7	4,17	5	–	0,83	14,19
7-8	4,17	5	–	0,83	13,36
8-9	4,17	5	–	0,83	12,53
9-10	4,17	5	–	0,83	11,7
10-11	4,17	5	–	0,83	10,87
11-12	4,17	5	–	0,83	10,04
12-13	4,17	5	–	0,83	9,21
13-14	4,17	5	–	0,83	8,38
14-15	4,17	5	–	0,83	7,55
15-16	4,17	5	–	0,83	6,72
16-17	4,17	5	–	0,83	5,89
17-18	4,17	5	–	0,83	5,06
18-19	4,17	5	–	0,83	4,23
19-20	4,17	5	–	0,83	3,4
20-21	4,17	5	–	0,83	2,57
21-22	4,17	5	–	0,83	1,74
22-23	4,17	5	–	0,83	0,91
23-24	4,17	5	–	0,83	0,08
Somme	100	100			

### Chapitre III : Les Réservoirs

Le pompage s'effectue en 20heures (20h/24h)

L'eau arrive au réservoir de la station de pompage en (24h/24h)

Alors le volume de la bache de la station de pompage est :

$$\text{Avec : } V_{\text{bache}} = \frac{a * Q_{\text{max},j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

$V_{\text{bache}}$  : capacité de la bache ( $\text{m}^3$ ),

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

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

$$V_{\text{bache}} = \frac{16,68 * 6892,842}{100} = 1668\text{m}^3 \quad (\text{m}^3)$$

On préconise un volume de  $120\text{m}^3$  comme réserve d'incendie.

$$V_t = 1668 + 120 = 1788\text{m}^3$$

On choisit un volume normalise de **1800 m<sup>3</sup>**.

#### **Dimensionnement du réservoir :**

➤ Calcul de la section de la cuve du réservoir :

$$S_R = \frac{V_R}{H_R} \quad (\text{III} - 2)$$

$S_R$  : Surface (section) de la cuve du réservoir en  $\text{m}^2$

$V_R$  : Volume du réservoir ( $\text{m}^3$ )

$H_R$  : Hauteur du réservoir (m), varie entre (3 et 6) m.

$$S_R = \frac{1800}{5} = 360\text{m}^2$$

$$S_R = 3,14 \times \frac{D_R^2}{4} \quad (\text{III} - 3)$$

$D_R$  : Diamètre du réservoir (m)

D'où :

$$D_R = \sqrt{\frac{S_R \times 4}{3,14}}$$

$$D_R = 21,41 \text{ m}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau récapitulatif :

**Tableau III-3 : Les dimensions de la bache de station de pompage :**

$V$ ( $m^3$ )	$S_{RESERVOIR}$ ( $m^2$ )	$H_{RESERVOIE}$ ( $m$ )	$D_{RESERVOIR}$ ( $m$ )
1800	360	5	22

### III-6-3. Calcul de la capacité du réservoir tampon :

Le réservoir tampon assure la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire en direction de réservoir de Sidi Ourieche.

#### Estimation de la capacité de réservoir tampon

La capacité de réservoir tampon est déterminée en fonction du temps de fermeture de la vanne à l'aval de l'adduction gravitaire, et aussi une réserve d'incendie qu'on préconise en cas d'incendie.

La capacité totale de réservoir sera :  $V_t = V_r + V_{inc}$  ( $m^3$ )

La méthode de détermination du volume de réservoir tampon n'est le même que celle la détermination des volumes de réservoir d'alimentation

-Soit  $Q_0$  le débit traité dans la conduite gravitaire, soit  $T$  le temps de fermeture linéaire de RV

Arrêt de la station de pompage,  $RT$  commence à se vider, le RV entre en action de fermeture pour un instant «  $t$  » le débit sera :  $Q = Q_0 (1 - t/T)$

Et le volume  $dV$  de  $RT$  sera :  $dV = Q_0 (1 - t/T) dt$

Afin d'éviter la création d'un coup bélier importante il nous faut choisir un robinet vanne avec une fermeture lente.

Le robinet vanne à un temps de fermeture d'une durée de 1,5h donc le volume résiduel de réservoir sera :

$$V_r = Q_0 t / 2 = 287,2 \cdot 1,5 / 2 = 215,4 m^3$$

On préconise un volume de  $120 m^3$  comme réserve d'incendie.

$$V_t = 215,4 + 120 = 335,4 m^3$$

On prendre  $V_t = 350 m^3$

**Dimensionnement du réservoir tampon :**

➤ Calcul de la section de la cuve du réservoir :

$$S_R = \frac{V_R}{H_R} \quad (\text{III - 2})$$

$S_R$  : Surface (section) de la cuve du réservoir en  $m^2$

$V_R$  : Volume du réservoir ( $m^3$ )

$H_R$  : Hauteur du réservoir (m), varie entre (3 et 6) m.

$$S_R = \frac{350}{4} = 87.5m^2$$

$$S_R = 3,14 \times \frac{D_R^2}{4} \quad (\text{III - 3})$$

$D_R$  : Diamètre du réservoir (m)

D'où :

$$D_R = \sqrt{\frac{S_R \times 4}{3,14}}$$

$$D_R = 10,55m$$

Les résultats sont représentés dans le tableau récapitulatif :

**Tableau III-4 : Les dimensions de réservoir tampon :**

$V$ ( $m^3$ )	$S_{RESERVOIR}$ ( $m^2$ )	$H_{RESERVOIE}$ ( $m$ )	$D_{RESERVOIR}$ ( $m$ )
350	87,5	4	11

### **III-7. Entretien des réservoirs :**

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

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

- Isolement et vidange de la cuve et élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés et Remise en service ;

### **III-8. Hygiène et sécurité :**

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les réservoirs d'eau sont :

- couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau ;

Mais ils ne sont pas aérés par des orifices grillagés, donc nous proposons de faire ces dernières.

### **Remarque :**

Dans ce chapitre on a donné un aperçu sur l'importance des réservoirs dans un système d'adduction d'eau, en effet la réalisation de notre projet de transfert des eaux vers la ville de Oulhaça nécessite la construction de réservoir.

En effet le réservoir tampon est projeté à une cote de 403,52 m NGA qui a pour but d'assurer le rôle de relais les tronçons de refoulement- gravitaire.



# **Chapitre IV**

## Adduction du réseau

## Introduction

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

Plusieurs variantes de transfert des eaux de champ de captage de station de pompage vers la ville de Oulhaça peuvent se projeter. Il s'agit de trouver celle qui répondra aux normes hydrauliques cités et ne présente pas des contraintes pendant la réalisation et enfin celle que est la plus économique.

### IV-1. Types d'adduction

Selon leurs fonctionnements hydrauliques les adductions sont classées en trois parties :

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

#### ➤ **IV-1-1. Adduction gravitaire**

Dans ce cas le transport est engendré par la combinaison : force de gravité et conditions topographiques. 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.

#### ➤ **IV-1-2. Adduction par refoulement**

L'écoulement dans ce type est assuré par une pression engendrée par des machines hydroélectriques. 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.

#### ➤ **IV-1-3. Adduction mixte**

Dans certains cas, la topographie impose une adduction mixte gravitaire-refoulement ou refoulement-gravitaire. Ce pourra être le cas lorsque la distance entre le captage et le réservoir est important et le terrain très accidenté, ce qui suppose un profil accidenté

#### ➤ **IV-2. Types d'écoulement dans les conduites d'adduction :**

On peut avoir deux types d'écoulement:

#### ➤ **IV-2-1. Ecoulement à surface libre**

C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts. Ce type d'écoulement est fonction de la pente. la forme de canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale.

➤ **IV-2-2. Ecoulement en charge**

L'eau remplit totalement les conduites et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépend des conditions régnant aux limites amont et aval de la conduite et du débit instantané.

**IV-3. Quelques notions simples sur l'adduction :**

**IV-3-1. Choix du tracé :**

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi l'acheminement du matériel.
- Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables.
- Dans les terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé ou l'adduction sera mixte (refoulement – gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il a lieu.
- Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement ;
- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouvert afin d'éviter les butées importants.

**IV-3-2. La ligne piézométrique :**

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- De localiser les points hauts,
- D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,
- D'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse.

### **IV-4. Choix du type du matériau de la tuyauterie :**

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs exigences telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et au trafic de surcharge (poids lourd) ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement ;

- De prix de la fourniture et de transport ;
- La disponibilité sur le marché (surtout local)

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer ; L'acier- la fonte - le béton -le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou bas densitéPEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est le PE (polyéthylène) vu les avantages qu'elle présente.

## IV-5. Tracé et dimensionnement d'une adduction

Le tracé et le dimensionnement d'une adduction seront établis après avoir soigneusement étudiés les besoins (quantité d'eau à fournir, et type d'agglomération...) Il faudra ensuite sélectionner la source répondant à ces contraintes, et définir un stockage éventuel (capacité et localisation).

### IV-5-1. Choix du site de stockage :

Le choix du site de stockage est un élément délicat, on tâchera de répondre aux normes suivantes

- ▶ Assurer une pression de 5 à 10 ni sur chaque fontaine (le débit normal d'un robinet est de 0,2 l/s) ;
- ▶ Etre plus près des usagers ;

### IV-5-2. Etude technico-économique de l'adduction

L'étude de dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

## IV-6.Méthode de calcul :

### A/ cas de refoulement :

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter, ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONIN et BRESSE et MUNIER et VUIBERT, ces formules sont données comme suit :

La formule de BONNIN :  $D = \sqrt{Q}$  (IV-1)

La formule de BRESSE :  $D = 1,5 \sqrt{Q}$  (IV-2)

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre;

Q : Débit véhiculé en m<sup>3</sup>/s;

Formule de MUNIER

$$D_{ec} = (1 + 0.02n) \sqrt{Q} \quad (IV-3)$$

Avec :

n : nombre d'heures de pompage.

Q: débit en m<sup>3</sup>/s.

Formule de VUIBERT (en 1948, pour les conduites en fonte)

$$D_{\text{éco}} = 1,35 \times (e/f)^{0,154} \times Q^{0,46} \quad (\text{pompage de } 10\text{h}/24\text{h}) ; (IV-4)$$

$$D_{\text{éco}} = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \quad (\text{pompage continue}) ; \quad (IV-5)$$

Avec : Q : représente le débit refoulé en m<sup>3</sup>/s ;

e: prix du kWh d'énergie ;

f : prix de kg de fonte ;

**Remarque :**

Les formules de Bresse, Bonnin et Munier donnent un calcul direct et rapide du diamètre d'une canalisation en fonte dans une installation de petite ou moyenne importance.

La formule *de Bresse* n'est valable que pour les petits projets (longueur des conduites ≤ 1 Km). Puisque ces deux formules (BRESSE, BONNIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, on ne peut pas les utiliser sans commettre une erreur sur son évaluation.

**a) Calcul des pertes de charge linéaires :**

La formule de calcul des pertes de la charge linéaire, dite de Darcy Weisbach est donnée par l'équation suivante :

$$\Delta H_l = \frac{\lambda \cdot l}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} = JL \quad (IV-6)$$

Avec :

J : désigne le gradient de perte de charge (m/m)

V : Vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).

g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s<sup>2</sup>)

λ : Coefficient de frottement linéaire qui peut être donné par : Formule de Colbrook et formule de Nikuradsé

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

**b) Pertes de charge singulières :**

On considère généralement que les pertes de charge singulières sont égales à 10% des pertes de charge linéaires.

Dans notre cas on prend  $\Delta H_s = 10\% \cdot \Delta H_l = 0,1 \cdot \Delta H_l$

Par suite la perte de charge totale sera donnée comme suivant :

$$\Delta H_T = \Delta H_l + \Delta H_s = 1,1 \cdot \Delta H_l \quad (\text{IV-7})$$

Avec :

$\Delta H_{\text{tot}}$  : Perte de charge totale (m)

$\Delta H_{\text{sing}}$  : Perte de charge singulière (m)

$\Delta H_{\text{lin}}$  : Perte de charge linéaire (m).

A la fin on trouve :

$$\Delta H_T = 1,1 \cdot J \cdot L$$

L : Longueur géométrique (m)

**c) Calcul du coefficient de frottement :**

Le calcul du coefficient de frottement se fait comme suit :

En premier approximation la valeur de  $\lambda$  est déterminée par la formule de NIKURADZE

$$\lambda = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \quad (\text{IV-8})$$

Par des itérations successives on calcul la valeur approchée du coefficient de frottement par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \text{Log} \left( \frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV-9})$$

Avec :

$\lambda$  : Coefficient de perte de charge ;

D : Diamètre du tuyau, ou diamètre hydraulique (m) ;

V : Vitesse d'écoulement en m/s ;

g : Accélération de pesanteur. (g=9,81) ;

Re : Nombre de REYNOLDS ;

$\varepsilon$  : coefficient de rugosité équivalente de la paroi (pour les tubes en PEHD)

D ≤ 200mm ,  $\varepsilon = 0,01\text{mm}$  ;

D > 200mm ,  $\varepsilon = 0,02\text{mm}$  ;

**B/ cas gravitaire :**

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un dans une conduite est celle de DARCY :

$$\Delta H = \frac{K' \cdot Q^\beta}{D^m} \cdot L \quad (m) \quad (IV-10)$$

K' : Coefficient de frottement ;

Q : débit véhiculé (m<sup>3</sup>/s) ;

L : longueur de la conduite gravitaire (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

B, m : coefficients dépendant du type de matériau et de type d'écoulement.

Tableau IV-1 : Coefficients K, m, β pour différents types du tuyau

Tuyau	K	m	β
Acier et fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Nous avons utilisé les conduites en (PEHD), qui est un matériau de plastique, alors on prend les coefficients K=0,001052, m=4,774 et β=1,77.

**a) Hauteur manométrique total HMT :**

Elle correspond à la hauteur géométrique d'une longueur équivalente aux pertes de charge linéaires et singulières au refoulement.

$$HMT = H_g + \Delta H_t \quad (IV-11)$$

ΔH<sub>t</sub> : Perte de charge totale.

H<sub>g</sub> : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan de pompage.

**b) Puissance des pompes :**

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

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{MT}}{\eta} \quad (Kw) \quad (IV-12)$$



Avec :

P : puissance de absorbée par la pompe ;

Q : Débit de la pompe ( $m^3/s$ ) ;

$H_{MT}$  : hauteur manométrique totale (m) ;

$\eta$  : Rendement de la pompe en %

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

**c) Energie consommée par la pompe :**

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule :

$$E = P.T.365 \text{ (Kwh)} \quad (IV-13)$$

Avec :

E : Energie totale dépensée par la pompe (kwh) ;

T : Temps de fonctionnement des pompes  $t = 20$  heures ;

P : Puissance absorbée (Kw)

**d) Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (Kwh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{exp} = E.P \quad (IV-14)$$

Avec :

$F_{exp}$  : frais d'exploitation (DA) ;

E : Energie totale dépensée par la pompe (kwh) ;

P : prix du kwh = 3,5 (DA/kwh) (source d'information Sonelgaz) ;

▪ **Vérification de la vitesse d'écoulement**

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

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

La vitesse est calculée comme suite :

$$V = \frac{Q}{S} ; \quad (IV-15)$$

Avec :

Q: Le débit max horaire qui transite dans la conduite en ( $m^3/s$ ).

S:La section de la conduite en ( $m^2$ ).

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

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} ; \quad (IV-16)$$

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

**e) Frais d'amortissement :**

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 20 ans (durée de vie) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A"

$$A = I + \frac{I}{(1 + I)^n - 1} \quad (IV-17)$$

Avec :

A : annuité d'amortissement de la conduite ;

I : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie) ;

n : durée de vie de la conduite = 20 ans ;

Donc :

$$A = 0,08 + \frac{0,08}{(1 + I)^n - 1} = 0,10185$$

**A=0.10185**

On déduit les frais d'amortissement annuels en multipliant les prix de revient de la canalisation par l'annuité "A".

**IV-7 Proposition des variantes :**

Deux variantes ont été proposées sur carte d'état-major.

➤ **1<sup>ère</sup> variante (retenue)**

Le projet de réseau du transfert, concernant la première variante dont la quasi-totalité est en gravitaire, à partir du réservoir 10.000 m<sup>3</sup> de côte 370 NGA est caractérisé par :

la projection de réservoirs pour chaque localité desservie un linéaire total de près de 65 km

La partie refoulement vers le couloir de Oulhaça. Comprend l'utilisation d'une station de pompage pour atteindre le point culminant du réservoir sidi Aissa

➤ **2<sup>ème</sup> variante (non retenue)**

Même chemin d'adduction que la première variante seulement que nous avons changé la cote d'emplacement du réservoir tampon à 415 m et la cote d'emplacement du réservoir de Oulhaça à 398 m.

**IV8 : Analyse des variantes :**

Le choix de la variante à adopter doit d'abord passer par une étude préliminaire qui va départager les variantes entre elles et bien sûr le choix portera sur celle qui est la plus économique et qui respecte les caractéristiques hydrauliques.

✓ Variante N°1 :

C'est une adduction mixte refoulement-gravitaire, donc pour le dimensionnement ces deux parties doivent être étudiées appart, de plus il faut dimensionner le réservoir tampon reliant les deux adductions.

Donc on va dimensionner un diamètre économique et un diamètre avantageux, cela dit le calcul exact du diamètre est la laborieux et ça nécessite l'étude préalable de la station de pompage donc pour pouvoir départager les variantes on va opter pour l'une des formules simplifiés du calcul du diamètre économique, et notre choix porte sur l'application de la formule de Bonin avec  $Dec = (Q)^{0,5}$

donc on trouve les résultats suivants :

- Pour le coté refoulement, comme sus cité on applique la formule de Bonin et on trouve que  $Dec = 315$  mm

- Pour la partie gravitaire, on a les côtes aux extrémités qui sont respectivement 403,52m NGA et 389,18m NGA, en appliquant la formule de pertes de charges

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m} \text{ avec } K' = 0,001052, \beta = 1,77 \text{ et } m = 4,774$$

Donc on calcule le diamètre  $D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}} = 373$  mm

Donc on adopte deux diamètres avantageux de 315 mm et 400 mm en série.

Et la  $H_{mt} = H_g + \sum \Delta h$

Pour le calcul des pertes de charge du côté refoulement Lref=6279m

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{ec}^m} = 15,25\text{m}$$

D'où Hmt = 166 + 15,25 = 181,25 m

✓ Variante N°2 :

• Pour le coté refoulement, comme sus cité on applique la formule de Bonin et on trouve que Dec= 315 mm

• Pour la partie gravitaire, on a les côtes aux extrémités qui sont respectivement 415m

NGA et 398m NGA, en appliquant la formule de pertes de charges  $\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m}$

avec K'=0,001052,  $\beta=1,77$  et  $m=4,774$

$$\text{Donc on calcule le diamètre } D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}} = 351,7\text{mm}$$

Donc on adopte deux diamètres avantageux de 315 mm et 400 mm en série.

Et la  $H_{mt} = H_g + \sum \Delta h$

Pour le calcul des pertes de charge du côté refoulement Lref=6279m

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{ec}^m} = 7,45\text{m}$$

D'où Hmt = 166 + 7,45 = 173,45 m

On opte pour la variante N°1 parce que Hmt de 1<sup>er</sup> variante elle est plus grande que Hmt de 2<sup>ème</sup> variante et le réservoir tampon et le réservoir de Oulhaça de 1<sup>er</sup> variante est plus économique que la 2<sup>ème</sup> variante.

#### IV-8. Dimensionnement de la conduite de refoulement :

C'est la conduite qui reliant la station de pompage projetée, au réservoir tampon de Sidi Aissa. Le débit qui arrive de station de pompage est de (95,7 l/s) et que le même qui se refoule vers le réservoir tampon Sidi Aissa.

Le pompage s'effectue en 20 heures (20h/24h). Les caractéristiques de la station de pompage sont :

$$Q=95,7 \text{ L/s} = 0,0957\text{m}^3/\text{s}$$

## Chapitre IV : Adduction de réseau

On utilise la formule de bonnin pour calculer le diamètre.

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0957} = 309 \text{ mm}$$

Tableau N°IV-2 : Calcul des frais d'amortissement de la conduite de refoulement (SP-réservoir tampon) :

Diamètre (mm)	Prix de m, l (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
250	4340,56	1800	7813008	795754,86
315	6881,37	1800	12386466	1261561,56
400	11116,05	1800	20008890	2037905,45
500	17335,76	1800	31204368	3178164,88

### *f) Frais d'exploitation :*

On détermine les pertes de charges ( $\Delta H$ ) engendrées dans les canalisations  $D_1, D_2, \dots, D_n$ . Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales ( $H_{mt}$ ) correspondant à chaque canalisation  $D_1, D_2, \dots, D_n$ .

### **Calcul de gradient j :**

$$J = \frac{\lambda}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad (\text{IV-18})$$

Avec  $V=Q/S$

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en générales négligées. Etant donné que le débit Q de refoulement est le même, on peut dresser le tableau suivant :

**Tableau N°IV-3 : calcul de gradient :**

Diamètre (mm)	Epaisseur en mm	Surface (m <sup>2</sup> )	Vitesse (m/s)	$\lambda$	Gradient(j)
250	22,7	0,033	2,9	0,012	0,025
315	28 ,6	0,052	1,84	0,0116	0,0077
400	36,3	0,084	1,14	0,0111	0,0022
500	45,4	0,13	0,74	0,0106	0,00072

**Tableau N°IV-4 : calcul des hauteurs manométriques totales (Hmt) :**

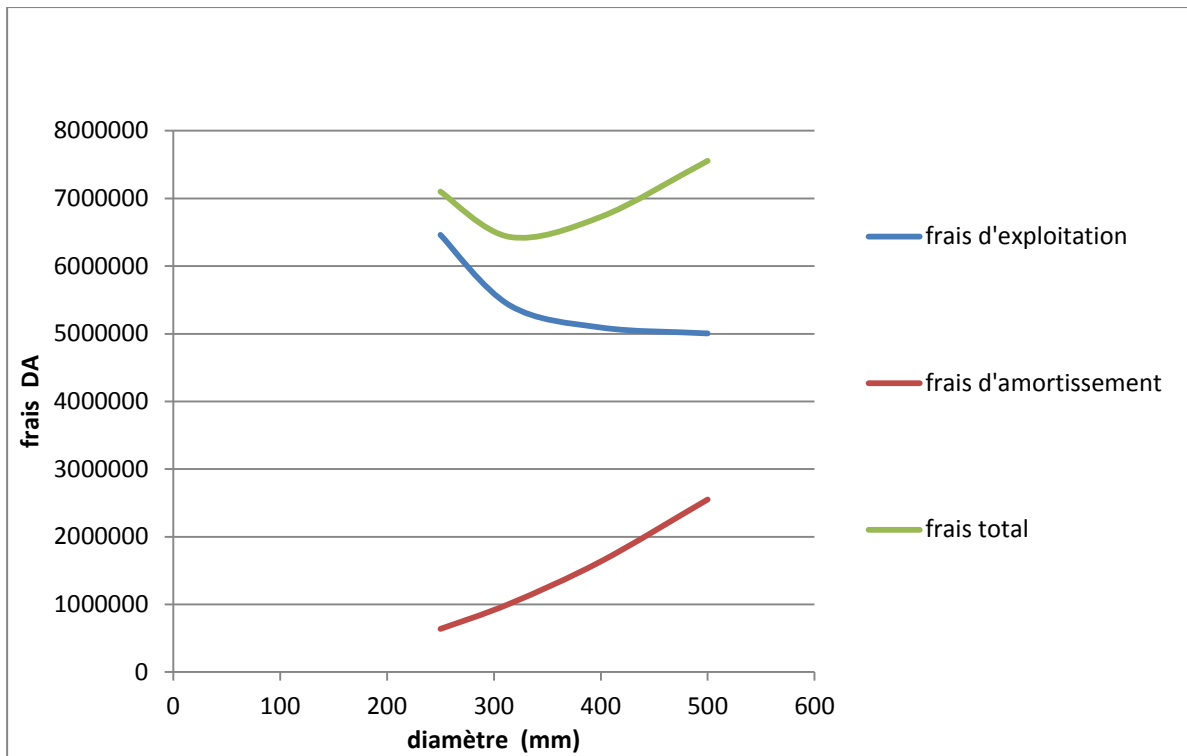
Diamètre (mm)	Gradient(j) de P.d.c	Longueur (L) de conduite (m)	Perte de charge (m)	Perte de charge totale (m)	Hg	$H_{mt}=H_g+\Delta H$
250	0,025	1800	45	49,5	166	215,5
315	0,0077	1800	13,86	15,25	166	181,25
400	0,0022	1800	3,96	4,35	166	170,35
500	0,00072	1800	1,296	1,43	166	167,43

**Tableau N°IV-5: consommation en Kwh et prix de l'exploitation :**

Diamètre (mm)	$H_{mt}=H_g+\Delta H$	$N=gQH_{mt}/\eta$ (KW)	Kwh annuels $N \times t \times 365$	Prix du Kwh(DA)	Prix de l'énergie (DA)
250	215,5	252,9	1846170	3,5	6461595
315	181,25	212,06	1548038	3,5	5418133
400	170,35	199,31	1454963	3,5	5092370,5
500	167,43	195,9	1430019,63	3,5	5005068,7

**Tableau N°IV-6 : Bilan de tronçon (SP – réservoir tampon) :**

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Totaux (T) (DA)
250	795754,86	6461595	7257349,86
315	1261561,56	5418133	6679694,56
400	2037905,45	5092370,5	7130275,95
500	3178164,88	5005068,7	8183233,58



**Figure N°IV-4 : Courbe de variation du coût total d'énergie en fonction du diamètre**

Conclusion : D'après les tableaux précédents, on constate que le diamètre économique est celui de 315mm.

#### **IV-9. Dimensionnement de la conduite gravitaire réservoir tampon - réservoir 7600m<sup>3</sup> :**

Le calcul du tronçon RT-Ch (réservoir tampon- réservoir 7600m<sup>3</sup>).se fait de telle façon à ce que le tronçon doit véhiculer en 24 heures la totalité du débit refoulé par le pompe installée au niveau de station de pompage, qui fonctionne 20h/24h.

Puisque le tronçon travaille en gravitaire, il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est calculé en faisant la différence entre la cote du terrain du réservoir tampon et la cote du trop-plein du réservoir de stockage qui se trouve au pied du réservoir 7600m<sup>3</sup>.

$$\Delta H = 403,52 - 395,18 = 8,34 \text{ m.}$$

$$Q = 6892,842 / 24 = 287,2 \text{ m}^3/\text{h} = 0,08 \text{ m}^3/\text{s}; L = 6279 \text{ m.}$$



La formule de DARCY donne :

$$\Delta H = \frac{k' \cdot Q^\beta \cdot L}{D^m} \Rightarrow D = \sqrt[m]{\frac{k' \cdot Q^\beta}{\Delta H}} \cdot L \quad (\text{IV-15})$$

$k'$  : coefficient de frottement ;

$Q$  : débit véhiculé (m/s) ;

$L$  : longueur de la conduite (m) ;

$D$  : diamètre de la conduite (m) ;

➤  $\beta, m$  : coefficients dépendant du type de matériau, et de régime d'écoulement.

$$D = \sqrt[4,772]{\frac{0,001052 \cdot (0,08)^{1,77} \cdot 6279}{8,34}} = 0,373m \Rightarrow D = 373mm$$

On voit que le diamètre : (315 < D < 400) mm Alors si on calcule les vitesses d'écoulement pour chaque diamètre :

DN=400mm

$$V = \frac{4Q}{3,14D^2} = \frac{4 \cdot 0,08}{3,14 \cdot 0,4^2} = 0,67m/s$$

DN = 315m

$$V = \frac{4Q}{3,14D^2} = \frac{4 \cdot 0,08}{3,14 \cdot 0,315^2} = 1,03m/s$$

**Remarque :** Les deux diamètres donnent des vitesses admissibles.

### Calcul des longueurs des diamètres normalisés :

$$\Delta H = \frac{K' \cdot Q^B \cdot L_{315}}{D_{315}^m} + \frac{K' \cdot Q^B \cdot L_{400}}{D_{400}^m}$$

$$\Delta H = \frac{0,001052 \cdot 0,08^{1,77} \cdot X}{0,315^{4,774}} + \frac{0,001052 \cdot 0,08^{1,77} \cdot (L - X)}{0,4^{4,774}} = 8,34m$$

$$\Delta H = 0,00298X + 0,000955(L - X) = 8,34m$$

$$X = 2,34 / 0,00203 = 1152,7$$

$$X_{315} = 1152,7\text{m}$$

$$L - X = 6279 - 1152,7 = 5126,3\text{m}$$

$$L_{400} = 5126,3\text{m}$$

**Tableau N°IV-7 : tableau récapitulatif de la conduite gravitaire RT-R7600m<sup>3</sup>**

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Vitesse (m/s)	Prix de m, l (DA)	Prix total (DA)	Frais d'amortissement (DA)
315	1152,7	1,03	6881.37	7932155,2	648374,366
400	5126,3	0,67	11116.05	56984207,12	4657889,09

**Remarque :**

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau d'adduction, nous avons opté pour un réseau mixte (refoulement - gravitaire) qui répond aux critères souhaitée. L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler notre projet par une étude technico- économique de l'adduction :

L'adduction par refoulement constituée une station de pompage, La conduite de refoulement à une longueur de 1800 m et un diamètre de 315mm.

L'adduction gravitaire à une longueur totale des conduites de 6279 m et des diamètres de 400 mm, 315mm.

# **Chapitre V**

Pompage

## **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 de station de pompage projetées le long de l'adduction.

Dans le domaine du pompage de l'eau (alimentation en eau potable), les pompes les plus fréquemment utilisées sont les pompes centrifuges.

Le bon fonctionnement de la station de pompage, est assuré par l'exploitation des équipements et la gestion technique des installations, il passe par la recherche d'une adéquation permanente entre ressources en eau et besoins.

## **V.1.Définition**

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents. La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- horizontal
- vertical
- oblique

## **V.2- Point de fonctionnement:**

Le point de fonctionnement d'une pompe est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe  $Q=f(H)$  (donnée par le constructeur) et la caractéristique de la conduite  $Q=f(H)$ . La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Cette condition dans la plupart des cas n'est pas généralement satisfaite, c'est pourquoi on sera contraint d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. Afin de l'adapter à des conditions de marche données. A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager

- Modification de la vitesse de rotation ;
- Modification du temps de pompage ;
- Rognage,
- la réduction du diamètre de la roue, pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée

### **V.3- Choix des pompes :**

Les hauteurs manométriques en fonctions de débits sont données les graphes (courbes caractéristiques) de divers groupes centrifuges, ces caractéristiques permettent de choisir les types des pompes en évitant le phénomène de cavitation.

Un grand intérêt est porté à une pompe pouvant fonctionner dans une zone à rendement maximal, ce qui entraîne réduction de l'énergie à fournir.

#### **► V-4. Considération particulières :**

##### **► V-4-1. Vibration des pompes**

Beaucoup de pompes d'AEP vibrent. Ces vibrations sont causées par un déséquilibre des parties mécaniques en rotation et par des pulsations du débit générées par les aubes de la roue mobile et par les forces hydrodynamiques radiales produites par la masse du fluide en rotation dans les roues. Quelques roues vibrent beaucoup moins car elles ne produisent pas de pulsation à la pression. La vibration générée par le déséquilibre résiduel des pompes ayant un corps en forme de volute est négligeable par rapport aux autres facteurs de vibrations. Si le fabricant améliore les procédures d'équilibrage, cela n'a pas d'incidence notable sur le taux de vibrations de la pompe.

##### **► V-4-2. Bruit de pompe**

Différents facteurs ont une influence sur le niveau de bruit de la station de pompage :

- les vibrations de la pompe,
- les vibrations de la canalisation transmises par les pulsations de pression ou d'autres vibrations,
- le débit dans la tuyauterie. Les coudes, vannes, téés causent des turbulences génératrices de bruit,
- les caractéristiques acoustiques de la station,
- le flux d'arrivée dans la station,
- la cavitation de la pompe.

Le niveau de bruit d'une station se compose de tous les éléments ci-dessus, et des informations sur le seul niveau de bruit de la pompe ne sont pas très utiles et difficiles à mesurer sur site. Le bruit émis par la tuyauterie est souvent le plus important, à cause de la grande surface d'émission de vibrations.

Une mesure correcte du niveau de bruit de la pompe suppose qu'elle soit faite dans un local insonorisé, avec les tuyauteries de refoulement à l'extérieur. Il n'y a pas de standard de mesure de bruit disponible concernant les pompes des eaux claires. Un protocole de mesure

du niveau de bruit des pompes est difficile à mettre en œuvre, du fait de toutes les difficultés pratiques que cela entraîne.

Le bruit dans les stations de pompage n'est pas un problème fréquent. Une station construite pour un immeuble d'habitation ou de bureaux peut parfois provoquer des nuisances sonores. Dans les situations extrêmes, il est toujours possible d'isoler les tuyauteries, les moteurs des installations et la pompe pour minimiser le bruit.

### V.5. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

### V.6- Choix du nombre de pompe:

Pour le choix des pompes on a deux types de pompe qu'on peut les utilisés, des pompes centrifuges type à axe horizontal à double flux, et les pompes centrifuges monocellulaire à axe horizontal.

Donc notre choix est basé sur le nombre, et le type des pompes à utiliser.

Le choix du nombre de pompe repose sur les critères suivants :

- Le nombre doit être minimum;
- Assurer le rendement maximal de pompe ;
- Puissance absorbé minimum;
- $(NPSH)_r$  minimum.
- ☛  $n=2P$  avec  $n$  : nombre de pompe

❖ Pompe de secours :

Si  $n < 4$  on a 1 seul pompe de secours

Si  $4 \leq n \leq 6$  on a 2 pompe de secours

Si  $n > 6$  on a 3 pompe de secours

**Pour le choix de variante on respecte les critères de choix suivants :**

- Doit assurer  $Q_{cal}$  et  $H_{cal}$
- Meilleur rendement
- Anticavitationnel
- Encombrement

- Vitesse de rotation élevée
- Répondre à la construction la plus économique
- Puissance absorbé minimum
- Etre fabrique en série
- Pression effective d'aspiration doit être max

**Choix du nombre pour la pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal :**

1/ pour n=1 :

Pour une seule pompe on a :

$$Q_{cal} = \frac{Q}{n} = \frac{0,0957}{1} = 0,0957 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{V-1})$$

$$H_C = H_g + \Delta H + P_{exh} \quad (\text{V-2})$$

$P_{exh}$  : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur) = (1,0÷1,5) m ;

On prend  $P_{exh} = 1,0\text{m}$

Avec

$$\Delta H = \frac{8\lambda l}{g\pi^2 \cdot D^5} \cdot Q^2 = A \cdot Q^2 \quad (\text{V-3})$$

$$\Delta H = \frac{8 \cdot 0,0116 \cdot 1800}{9,81 \cdot 3,14^2 \cdot 0,315^5} \cdot 0,0957^2 = 556,8 \cdot 0,0957^2 = 5,1\text{m} \quad (\text{V-4})$$

D'autre part on a  $H_{cal} = 166 + 5,1 + 1 = 172,1 \text{ m}$

D'où d'après le catalogue on trouve que cette pompe à comme caractéristiques :

Diamètre d'aspiration  $D_a = 200 \text{ mm}$

Diamètre de refoulement  $D_r = 150 \text{ mm}$

Débit  $Q = 0,0957 \text{ m}^3/\text{s}$

Hauteur manométrique totale  $H = 172,1 \text{ m}$

La vitesse de rotation  $n = 1450 \text{ tr}/\text{min}$

Puissance absorbée  $P_a = 212\text{Kw}$ .

$NPSH_r = 4,7 \text{ m}$

Le rendement  $\eta = 76,7 \%$

**2/ pour n=2 :**

$$Q_{cal} = \frac{Q}{n} = \frac{0,0957}{2} = 0,048 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_C = H_g + \Delta H + P_{exh} \quad (\text{V-5})$$

$P_{exh}$  : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur) = (1,0÷1,5) m ;  
On prend  $P_{exh} = 1,0\text{m}$

Avec

$$\Delta H = \frac{8,0,0116.1800}{9,81.3,14^2.0,315^5} \cdot 0,048^2 = 556,8.0,048^2 = 1,28\text{m} \quad (\text{V-6})$$

D'autre part on a  $H_{cal} = 166 + 1,28 + 1 = 168,28 \text{ m}$

D'où d'après le catalogue on trouve que cette pompe a comme caractéristiques :

Diamètre d'aspiration  $D_a = 125\text{mm}$

Diamètre de refoulement  $D_r = 100 \text{ mm}$

Débit  $Q = 0,048 \text{ m}^3/\text{s}$

Hauteur manométrique totale  $H = 168,28 \text{ m}$

La vitesse de rotation  $n = 2950 \text{ tr}/\text{min}$

Puissance absorbée  $P_a = 219\text{Kw}$ .

$NPSH_r = 6,42 \text{ m}$

Le rendement  $\eta = 73,9 \%$

**1/ pour  $n=4$  :**

Pour une seule pompe on a :

$$Q_{cal} = \frac{Q}{n} = \frac{0,0957}{4} = 0,024\text{m}^3/\text{s}$$

$$H_C = H_g + \Delta H + P_{exh} \quad (\text{V-7})$$

$P_{exh}$  : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur) = (1,0÷1,5) m ; On prend  $P_{exh} = 1,0\text{m}$

Avec

$$\Delta H = \frac{8,0,0116.1800}{9,81.3,14^2.0,315^5} \cdot 0,024^2 = 556,8.0,024^2 = 0,32\text{m} \quad (\text{V-8})$$



## Chapitre V : Pompage

D'autre part on a  $H_{cal} = 166 + 0,32 + 1 = 167,32$  m

D'où d'après le catalogue on trouve que cette pompe a comme caractéristiques :

Diamètre d'aspiration  $D_a = 150$  mm

Diamètre de refoulement  $D_r = 125$  mm

Débit  $Q = 0,024$  m<sup>3</sup>/s

Hauteur manométrique totale  $H = 167,32$ m

La vitesse de rotation  $n = 1450$  tr/min

Puissance absorbée  $P_a = 245$  Kw.

NPSHr = 1,56 m

Le rendement  $\eta = 69,2$  %

**Tableau V-1 : Variantes des pompes multicellulaire à axe horizontal**

N	Q (m <sup>3</sup> /s)	Hc(m)	Type de la pompe	$\eta$ (%)	N (tr/min)	Pabs (KW)	NPSHr (m)
<b>1</b>	<b>0,0957</b>	<b>172,1</b>	<b>PM150/7A</b>	<b>76,7</b>	<b>1450</b>	<b>212</b>	<b>4,7</b>
2	0,048	168,28	PM100/3A	73,9	2950	219	6,42
4	0,024	167,32	PM125/10E	69.2	1450	245	1,56

**Remarque :**

On remarque qu'on a des bonnes caractéristiques pour la variante N°1 donc on prend une installation d'une pompe.

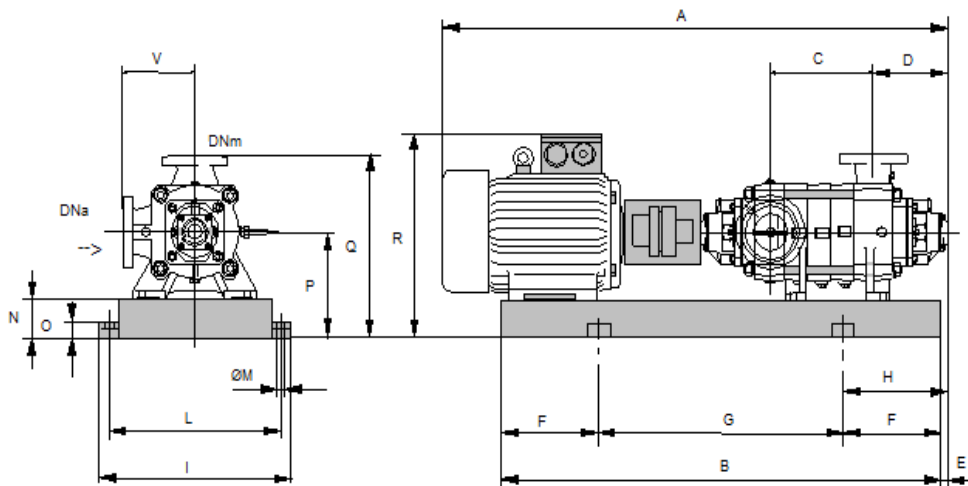


Figure V-1 : Représentation de pompe PM150/7A

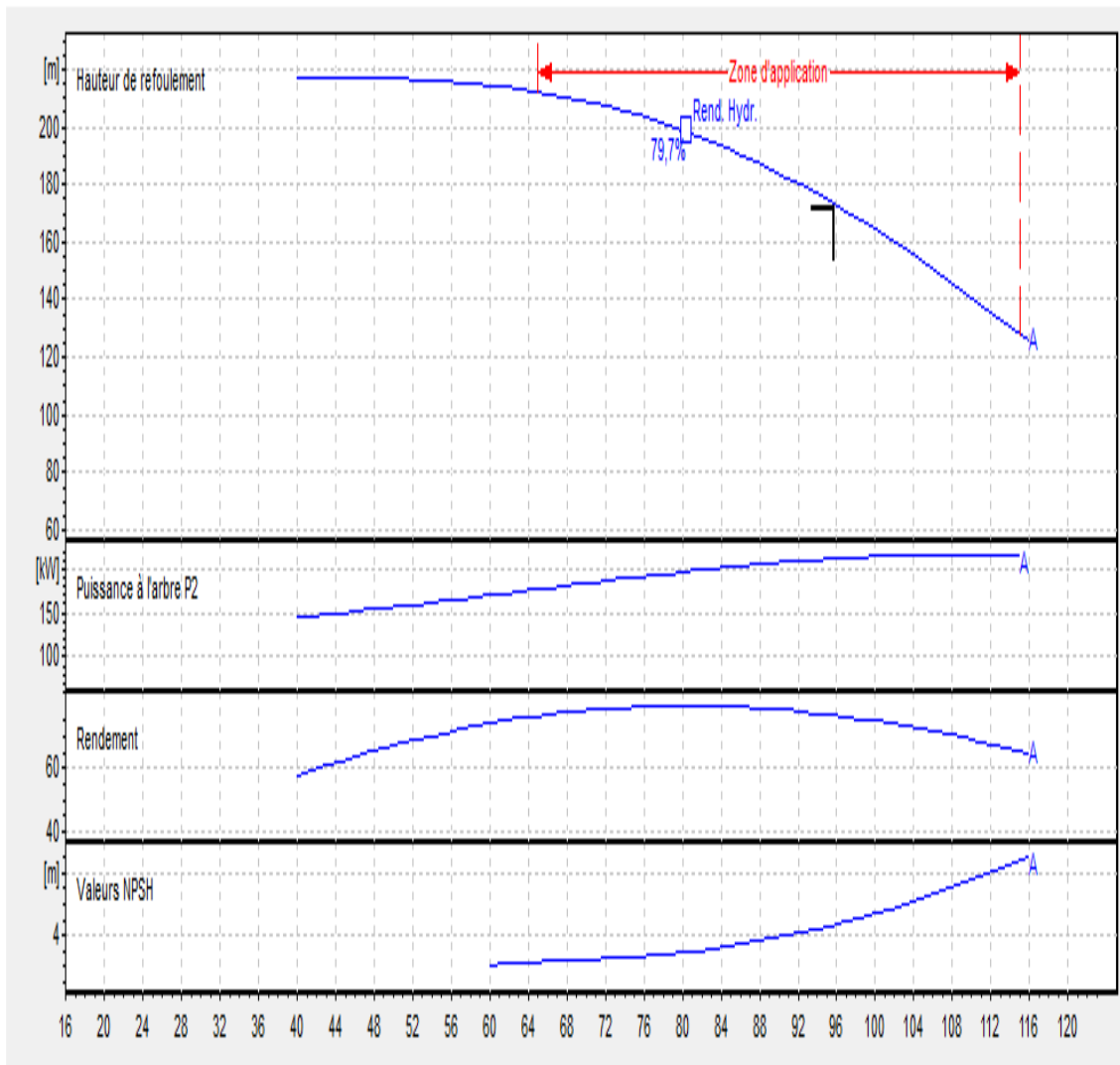


Figure V-2 : courbe caractéristique de pompe choisie

**V.7- Détermination de point de fonctionnement :**

Le point de fonctionnement d'une pompe c'est le point de l'intersection de la courbe de (H-Q) et la courbe (Hc-Q).Donc d'après les graphes on peut déterminer la hauteur de bon fonctionnement  $H_A$ , le rendement  $\eta_A$ , ainsi que le débit de ce point de fonctionnement A.

$H_C = H_g + \Delta H$  (V-9)  
Avec

$$\Delta H = \frac{8\lambda l}{g\pi^2 \cdot D^5} \cdot Q^2 = A \cdot Q^2 \quad (V-10)$$

Tq les caractéristiques suivantes

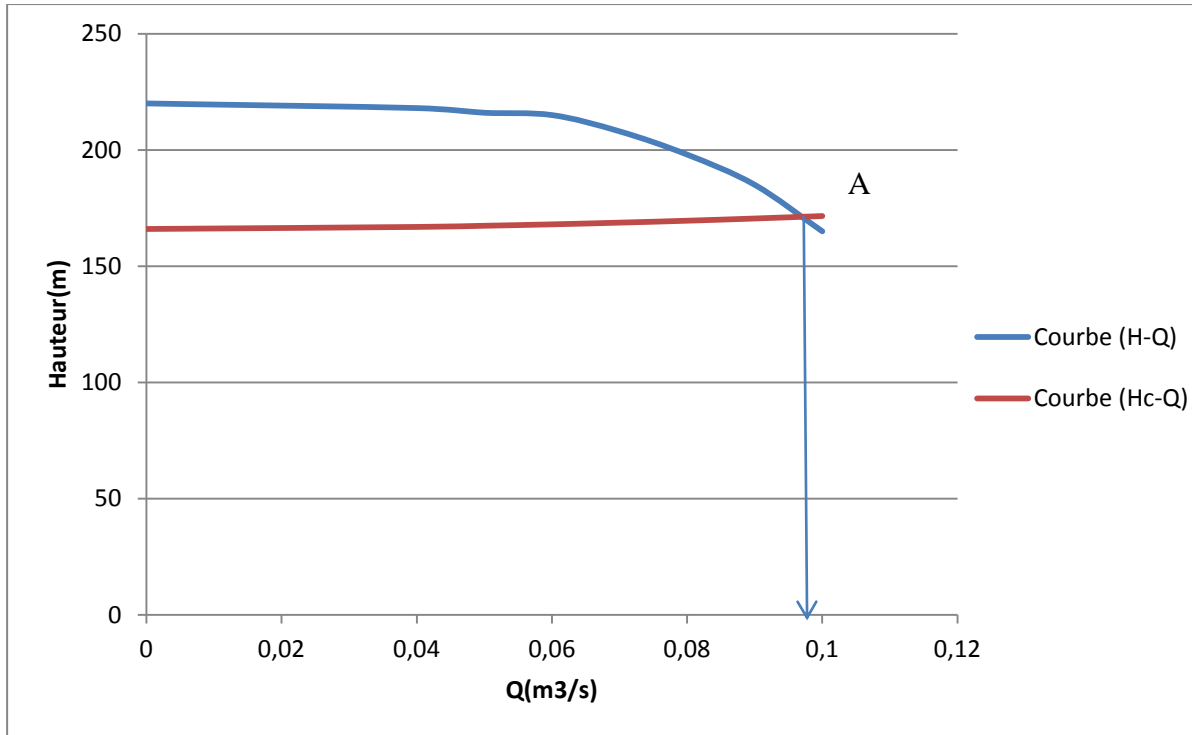
Tableau V-2 :

Q(m <sup>3</sup> /s)	HMT(m)	Hg (m)	L (m)	D (mm)	η %	A
0,0957	172,1	166	1800	315	76,7	556,8

- La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation a la forme suivante :  $H_c = 166 + 556,8 \cdot Q^2$

Tableau V-3: tableau donnant (Hp, Hc)= f(Q).

<b>Q (L/s)</b>	0	40	50	60	70	80	90	100
<b>Q (m3/s)</b>	0	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,1
<b>H(m)</b>	220	218	215	214	210	198	185	165
<b>Δh(m)</b>	0	0,89	1,39	2	2,73	3,56	4,51	5,57
<b>Hc(m)</b>	166	166,89	167,39	168	168,73	169,56	170,51	171,57



**Figure V-3 : Point de fonctionnement des pompes de la station SP**

$$\{Q_d = 0.0957 m^3 / s \approx Q_A = 0.0968 m^3 / s$$

Comme le débit demandé est presque le même que le débit au point de fonctionnement, donc on ne fait pas les modes de réglages.

## **V-8. Equipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :**

### **V-8-1. Equipements en amont de la pompe :**

#### **\*Conduite d'aspiration :**

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanent des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

#### **\* Joint :**

La conduite d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes d'entrée d'air, dans ce cas préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés.

#### **\* Joint de démontage :**

Comme son nom l'indique, ce joint est nécessaire lors de montage et le démontage de la pompe.

### \* **Convergent d'aspiration :**

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses.

### \* **Vanne papillon :**

Elle sera à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible.

### \* **Les ventouses :**

Elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et lutté contre la surpression lors de l'écoulement transitoire (coupe bélier).

## **V-8-2. Equipements en aval de la pompe :**

### \* **Joint de raccordement :**

La conduite de refoulement sera raccordée à la pompe de manière à ne transmettre aucun effort sur la pompe. Pour ça on peut utiliser un joint genre GIBAULT ou similaire.

### \* **Divergent :**

A la sortie de la pompe, la vitesse de l'eau peut être de 3 à 7m/s. dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentis cette vitesse pour la maintenir dans une plage de 1.2 à 1.5 m/s. le divergent à interposer à la sortie de la pompe pourra être un cône droit.

### \* **Clapet de refoulement :**

La sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau l'or de l'arrêt de la pompe.

Les clapets les plus utilisés sont les clapets à battant. Ils sont installés sur des conduites horizontales.

### \***Vanne de régulation :**

Elle est munie de capteurs qui suivent leurs indications le pourcentage d'ouvertures de la vanne de régulé.

### \* **Vanne de refoulement :**

La vanne de refoulement placée après la pompe et le clapet anti-retour, peut avoir plusieurs rôles. Cette vanne permettra tout d'abord d'isoler la pompe lors des entretiens et des démontages.

La vanne peut intervenir également lors de la mise en marche et de l'arrêt de la pompe dans le cas des pompes centrifuges. Pour celle-ci, en effet, la courbe de puissance absorbée montre que la puissance est minimale lorsque la vanne de refoulement est fermée. Il sera donc

intéressant, dans le cas de grosses puissances sont en jeu, de démarrer la pompe vanne fermée pour limiter la durée du démarrage.

La manœuvre progressive de la vanne de refoulement permettra par ailleurs, lors du démarrage et de l'arrêt du groupe, de limiter les coups de bélier dus aux variations brusques de la vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement.

Ainsi aura-t-on intérêt :

Lors de la mise en marche du groupe, à démarrer "en barbotage", puis à ouvrir lentement la vanne de refoulement.

Lors de l'arrêt du groupe, à fermer lentement la vanne de refoulement puis à couper l'alimentation du moteur.

La vanne de refoulement peut avoir éventuellement un rôle de réglage de débit. La perte d'énergie résultante rend cette méthode de réglage de débit tout à fait primaire.

Les vannes pourront être soit des vannes à opercules, soit des vannes papillon. Leur commande pourra se faire :

- Soit manuellement ;
- Soit par motorisation (électrique, pneumatique, hydraulique) ;

**\*Soupape de décharge :**

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installer avec le clapet.

**V.9 . Etude de la cavitation :**

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

La condition suivante doit être vérifiée :  $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (V.11)$$

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

On prend :  $r = 0,1$  m.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

## Chapitre V : Pompage

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)r - \frac{Pat}{\varpi} + r + \frac{T_v}{\varpi} + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (V.12)$$

- $T_v$  : tension de vapeur d'eau (m.c.e)

**TableauV-4** : Pression de vapeur d'eau en fonction de la température

<b>T° (°C)</b>	5	10	20	30	40	50	80	100
<b>T<sub>v</sub> (m.c.e)</b>	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C donc  $T_v=0,24$ m.c.e

**TableauV-5**:Pression atmosphérique en fonction de la cote :

<b>H(m)</b>	-50	0	100	300	500	1500	2000
<b>Pat(m)</b>	10,86	10,33	10,2	10,06	9,7	8,6	8,4

D'où on tire la valeur requise :

La cote de la station de pompage est de 237,52 m NGA alors  $Pat=10,09$ m.

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{k \times l \times Q^B}{D^m} = \frac{0,001052 \cdot 10 \cdot 0,0957^{1,77}}{0,3^{4,774}} = 0,05m$$

- $V_{asp}$  : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s)  $V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} \quad (V.13)$

- $D_a$  : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (V.14)$$

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

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot 0,0957}{\pi \cdot 0,3^2} = 1,35m/s$$

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - T_v - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} = 4,7 - 10,09 + 0,1 + 1,35 + 0,05 + 0,24 = 3,65m$$

$(NPSH)_d = 4,8$ m donc  $(NPSH)_d > (NPSH)_r$

La pompe ne cavite pas

### V-10. Calage de la pompe :

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

Pour les installations en charge :  $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r$  (V.15)

$\nabla_{axe}$  : Niveau de l'axe de la pompe (m NGA) ;

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

$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc}$  (V-16)

$C_p$  : cote de plan d'eau dans le réservoir (m NGA) ;

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

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

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

Le niveau minimum du plan d'eau d'aspiration :  $\nabla_{min} = 242,22m$

La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 242,22 - 3,65 + 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 238,67m$

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

Ce choix dépend de plusieurs critères tel que :

- ✓ Position de l'arbre du moteur (vertical, horizontale) ;
- ✓ Respecter la gamme de vitesse de rotation moteur pompe ( $\pm 200$  tr/min) ;
- ✓ la tension de la pompe
- ✓ Relation entre la puissance absorbée de la pompe et du moteur ;

Toujours, D'après le logiciel caprari les caractéristiques de moteur correspond à la pompe choisi sont récapitulées dans le tableau suivant :

Fréquence HZ	Type	Nombre de POLE	VITESSE Tr/mn	POIDS KG
50	3~	4	1450	2760



## V-12. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- choix du bâtiment
- partie souterraine
- partie supérieur (salle des machines, salle annexe)

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

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

- Bâtiments type Bloc ;
- Bâtiments type bache sèche ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée ;
- Bâtiments type surface ;
- Bâtiments type semi enterrée ;

### V-12-1.choix du bâtiment :

Tableau de choix du type de bâtiment :

paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q (m <sup>3</sup> /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à axe verticale ou horizontale	Pompe centrifuge	A axe verticale noyé	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	<0 -en charge	<0 >0	<0 >0	>0 aspiration
D : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1-2	1-3	-n'importe	importante

On choisit de projeter un bâtiment type sur sol car :

- Le débit journalier de la station de pompage est de 0,0957 m<sup>3</sup>/s.
- Les pompes choisies sont des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontale.

- **Modalité de construction du bâtiment :**

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

Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée (**H<sub>b</sub> : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,5 m ; 6 m....**)

La longueur du bâtiment **l<sub>b</sub> = 3, 6,15, 18, 21, 24 m .....**

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

Il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.

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

Distance entre les pompes entre **0,8 et 1,2 m ;**

Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de **l > 2m.**

Dimensions des portes **3×3 ; 3,6×3,6 ; 4×3 ; 4,2×4 ; 4,8×5,4**

La surface des fenêtres est prise entre **10 et 15 %** de la surface de la salle des machines

### **V-12-2. Partie supérieur (bâtiment) :**

#### **Hauteur du bâtiment :**

Elle est égale à  $H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$  avec :

$h_5$  : hauteur verticale tel que  $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{réserve}} = 0,855 + 0,3 + 0,5$

D'où  $h_5 = 1,655\text{m}$

$h_6$  : hauteur réservé à l'homme  $h_6 = 2,2\text{m}$

$h_7$  : hauteur du chariot  $h_7 = 0,3\text{m}$

$h_8$  : hauteur du profilées  $h_8 = 0,8\text{m}$

$h_9$  : hauteur de sécurité  $h_9 = 0,5\text{m}$

On obtient alors  $H_b = 1,655 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,45$  alors  $H_b = 5,5\text{m}$

#### **Largeur du bâtiment :**

$L = l_1 + l_2 + l_3 + l_4$

$l_1$  = distance entre le mur et le 1<sup>er</sup> organe tel que  $l_1 = 0,3\text{m}$

$l_2$  = distance entre les tubulures  $l_2 = 0,16\text{m}$

$l_3$  = longueur des accessoires d'aspirations

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{asp} + l_c + l_j$$

$l_j$  : Longueur des joints

$l_p$  : Longueur de la pompe = 1980mm = 1,980 m d'après le catalogue.

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

$l_c = 0,1$  m,  $l_{tr} = 0,3$  m,  $l_{asp} = 0,4$  m.

Donc :

$$l_3 + l_4 = 1,98 + 0,3 + 0,4 + 0,1 + 0,4 + 0,3 + 1 = 4,68 \text{ m}$$

$$l_3 + l_4 = 4,68 \text{ m}$$

$$D'où L = 0,3 + 0,16 + 4,68 = 5,14 \text{ m}$$

On obtient alors une largeur totale de  $L = 5,14$  m

### Longueur du bâtiment :

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

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

Avec :

$n_p$  : nombre de pompes = 1 pompes + pompe de secours

$L$  : Longueur de la pompe+ moteur ; 1980mm

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

Distance entre 2 groupe électropompes est  $L < 1$  m si  $U < 1000$  volts et  $L > 1,2$  m si  $U > 1000$  volts on prend  $L_r = 1$  m

$l_p.f$  : Longueur de la plateforme = 2,5m

$L_p$  : Longueur du bureau du personnel = 4m

$$L_b = 2 \cdot (1,98) + 1 + 1 + 2,5 + 4 = 12,46 \text{ m}$$

$$L_b = 12,5 \text{ m}$$

On obtient alors  $L_b = 12,5$  m.

### • DIMENSIONS DES PORTES

\*porte principale : 4,2\*3,2

\*porte secondaire : 2,2\*1,2

### • Le nombre de fenêtres :

$n_f = \sum \text{surfaces} / \text{surface fen\^etres} = (10-15)\%$  surface de la salle des machines.

$n_f = \sum S_f / S_f$  avec surface d'une fen\^etre normalis\^e = (1,2\*2,2) m

$$D'où  $n_f = 5,14 \cdot 11,5 \cdot 0,15 / (1,2 \cdot 2,2)$$$

Donc  $n_f = 4$  fen\^etres.

**Remarque :**

On est opté pour de pompe centrifuge multicellulaire a axe horizontale type CAPRARI pour la station de pompage .Cette pompe sera entraînée par de moteur électrique asynchrone triphasé; Pour assurer une bonne gestion et exploitation de la station de pompage, en respectant les diverses normes et les conditions de fonctionnement ainsi d'équiper la station des différents organes et accessoires.

# **Chapitre VI**

## Protection des conduites

### **Introduction**

Les conduites, en général sont posées en tranchée à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées.

Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées et ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fonte, acier, etc...

La protection contre le régime transitoire et la corrosion doit être effectuée pour les canalisations en contact avec la terre et fonctionnent en refoulement ou en charge à écoulement gravitaire.

Dans l'exploitation des systèmes hydrauliques (alimentation en eau potable) les ingénieurs sont confrontés aux problèmes récurrent du coup de bélier. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre ce phénomène.

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

#### **Définition**

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

Le coup de bélier ou les régimes transitoires sont des phénomènes complexes qu'il n'est pas possible de traiter de façon détaillée dans le cadre restreint de cette étude. Les régimes transitoires dépendent directement de variations brutales de la vitesse d'écoulement dans la conduite. Ces variations de vitesse sont à l'origine de variations de pression (également appelées coups de bélier) qui peuvent être positives ou négatives. Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier. Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

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

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

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

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

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

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

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

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

##### **a- Risque de forte 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 de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.

##### **b- 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 de protection interne.

##### **C- Fatigues des conduites :**

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites ce phénomène est très compliquée dans le cas où les conduites sont enterrées

**Les remèdes :**

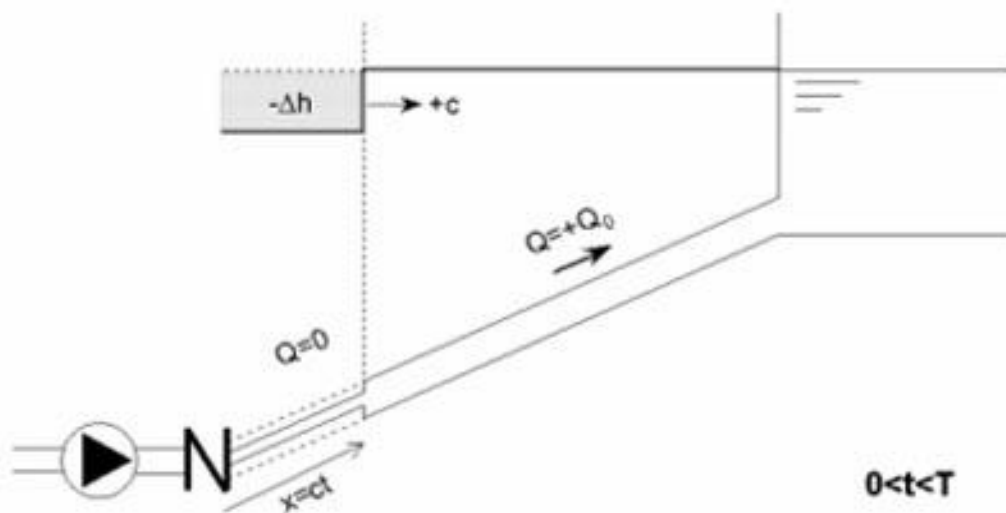
- Dimensionnement correct de la conduite tenant compte de la valeur majorant du coup bélien.
- Etudier et dimensionner les moyens anti-béliers pour :
  - Atténuer les surpressions et les dépressions.
  - Economie dans la fabrication des tuyaux

**VI.1.3-Analyse physique du phénomène**

• **Première phase**

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment alors pour éviter que la conduite ne se vide.

A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis que plus aucun débit ne provient de l'amont. L'eau ne se comporte alors plus de manière incompressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et, en conséquence, la contraction de la conduite.



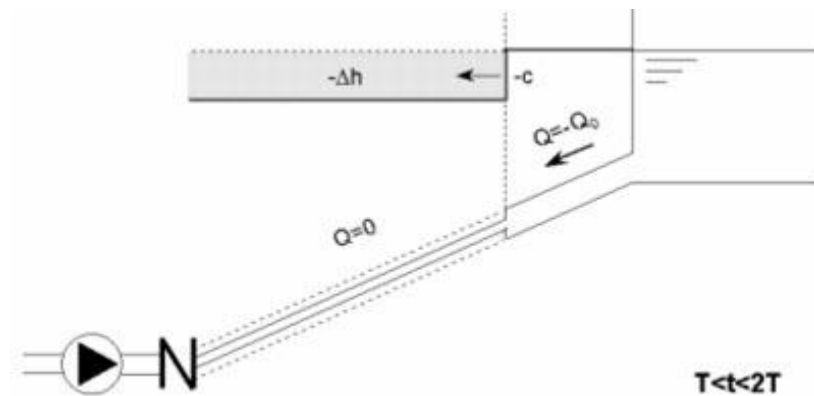
**Figure VI .1 : Première phase du coup de bélier**

• **2- Deuxième phase**

Ce phénomène crée une disponibilité temporaire de la masse du liquide qui permet de maintenir en mouvement, durant quelques instants encore, la couche de fluide



immédiatement en aval ; puis le mouvement cesse, la couche se décomprime et fournit un volume qui permet le mouvement de la couche suivante et ainsi de suite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques  $c$  jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée, soit après un temps  $T=L/c$ , où  $L$ 'est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.



**Figure VI .2 :Deuxième phase du coup de bélier**

- **3- Troisième phase**

Il en résulte que la pression au passage de la conduite dans le réservoir est inférieure à la pression dans le réservoir, ce qui provoque un écoulement en sens inverse. Cette onde se propage du réservoir vers la station de pompage et atteint le clapet au bout d'un temps  $2T$ , à compter du début du phénomène.

La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps  $3T$ .

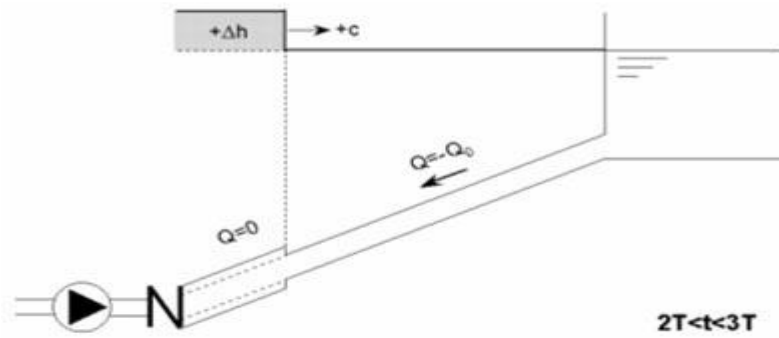


Figure VI .3 : Troisième phase du coup de bélier

#### 4- Quatrième phase

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propageant vers les pompes.

Au bout du temps  $4T$ , on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.

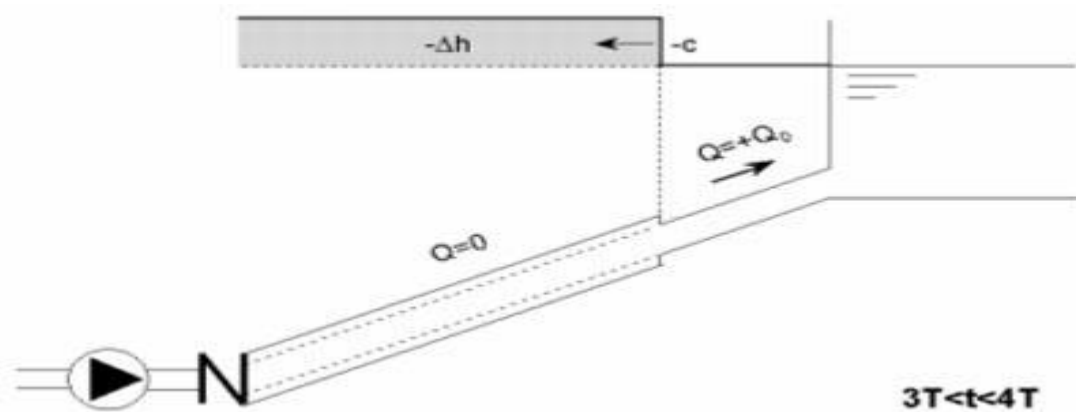


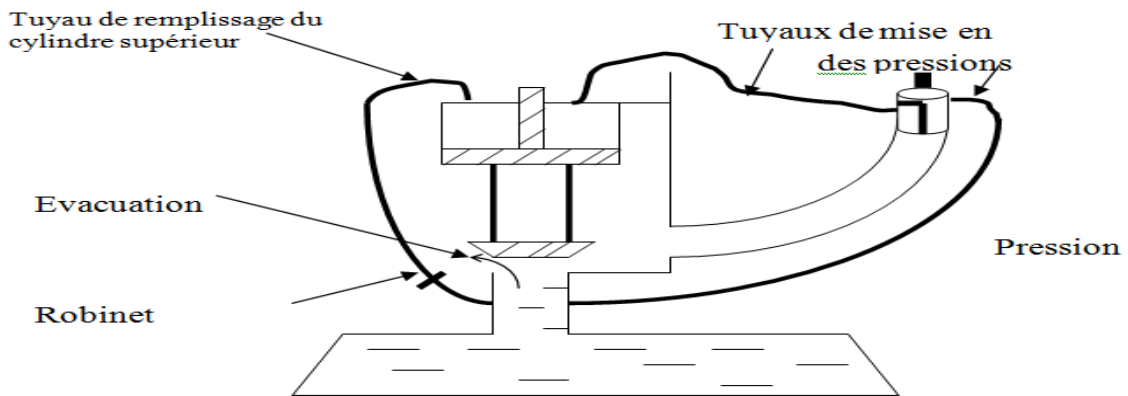
Figure VI .4 : Quatrième phase du coup de bélier

#### VI.2- Moyen de protection des installations :

Le coup de bélier peut provoquer la rupture de la conduite, la destruction de la pompe, la cavitation et même le découlement de la veine.

Il n'est pas possible de supprimer ces efforts néfastes aux installations, mais il existe des moyens destinés à les limiter à des valeurs compatibles avec la résistance des installations, ces moyens sont cités ci-dessous :

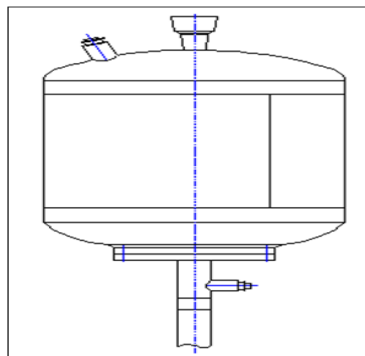
- **Volant d'inertie** : Le volant d'inertie calé sur l'arbre de groupe constitue un moyen permettant grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale d'allonger le temps d'arrêt le groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.
- **Soupape de décharge** : La soupape de décharge intervient uniquement dans la protection contre les surpressions, son utilisation nécessite un entretien permanent et une surveillance attentive.



**Figure VI.5: Soupape de décharge type LEZIER**

**Réservoir d'air :**

Le réservoir d'air raccordé à la conduite de refoulement immédiatement à l'aval du clapet ; consiste un moyen permettant de protéger l'installation contre les dépressions et les surpressions.

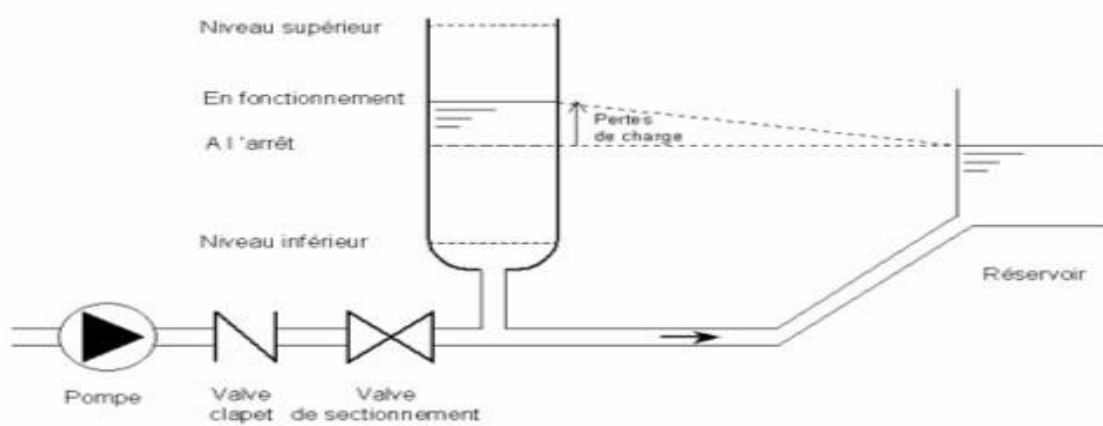


**Figure VI.6: Réservoir hydro-pneumatique**

- **Cheminée d'équilibre :** La cheminée d'équilibre est un réservoir à l'air libre, il joue le même rôle que le réservoir d'air mais pour des faibles ou moyennes hauteurs de refoulement.

Pour notre étude, on a choisi comme moyen de protection un réservoir d'air grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.



**Figure VI.7: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement**

### Remarque

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

### - VI-3. Calcul des réservoirs d'air

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

### Rôles de réservoir d'air anti-bélier :

- Atténuer les surpressions et les dépressions pour réduire la fatigue de la conduite.
- Alimentation de la veine liquide après arrêt du groupe.

Comme méthode de calcul, on distingue :

• **Méthode de VIBERT**

La méthode de VIBERT c'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air. Il donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

- ❖ Abstraction des pertes de charges dans les conduites.
- ❖ Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

• **Méthode de BERGERON**

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

**VI-4. Dimensionnement de réservoir d'air**

On calculera la célérité d'onde donnée en (m/s) à l'aide de la formule améliorée par SALAH BOUALEM pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times K \times a \times (1 - \nu_m^2) \times (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - \nu_s)}}} ; \quad \text{(VI-1)}$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2,07 \times 10^9$  Pascal ;

$\rho$  : Masse volumique de l'eau ;  $\rho = 1000$  kg / m<sup>3</sup> ;

$E_m$ : module de Young du matériau de la conduite ;  $E_m = 1,2 \times 10^9$  Pa pour la PEHD ;

$E_s$  : module de Young du sol ;  $E_s = 2 \times 10^8$  Pascal ;

$\nu_m$ : coefficient de poisson du matériau.  $\nu_m = 0,46$  (PEHD) ;

$\nu_s$ : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.  $\nu_s = 0,33$  ;

$e_m$ : Epaisseur de la conduite (m).  $e_m = 0,0286$ m pour la fonte ;

a : rayon intérieur de la conduite (m).

La charge tenant compte du coup de bélier en (m) :

$$Z = H_g + \frac{C \times V_0}{g} ; \text{(VI-2)}$$

$V_0$  : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

$H_g$  : la hauteur géométrique (m).

La charge statique absolue en (m) :

$$Z_0 : H_g + 10 ; \text{(VI-3)}$$

La charge maximale absolue en (m) :

$$Z_{\max} = Z + 10 ;(\text{VI-4})$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \times g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{L \times S}, \frac{Z_{\min}}{Z_0} ;(\text{VI-5})$$

A partir de  $\frac{U_0}{L \times S}$ , L et S, on tire  $U_0$ , donc :  $U_0 \times Z_0 = U_{\max} \times Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$  ;

Avec  $U_{\max}$  est le volume du réservoir d'air en (m<sup>3</sup>).

### Application

- Les données de base

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau VI.01:** Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Type de matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V <sub>0</sub> (m/s)	L (m)	H <sub>g</sub> (m)
PEHD	315	0,052	1,84	1800	166

- Calcul de la célérité d'onde C

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde 'C' sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau VI.02:** Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement.

K (Pa)	ρ (kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	v <sub>m</sub>	v <sub>s</sub>	E <sub>s</sub> (Pa)	E <sub>m</sub> (Pa)	e <sub>m</sub> (m)	C (m/s)
2,07×10 <sup>9</sup>	1000	0,258	0,46	0,33	2×10 <sup>8</sup>	1,2×10 <sup>9</sup>	0,0286	458,2

- Calcul de la capacité de réservoir d'air

La charge tenant compte du coup de bélier :

- $Z = H_g + \frac{C \times V_0}{g} = 166 + 85,94 = 251,94 \text{ m}$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 166 + 10 = 170 \text{ m}$$

La charge maximale absolue :

$$\left. \begin{aligned} Z_{\max} &= 251,94 + 10 = 261,94 \text{ m} \\ Z_{\max}/Z_0 &= 1,49 \\ h_0 &= \frac{V_0^2}{2 \times g} = 0,172 \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} = 9,77 \times 10^{-4} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{U_0}{LS} = 1,5 \times 10^{-2}$$

$$U_0 = LS \cdot 1,5 \times 10^{-2} = 1800 \cdot 0,052 \cdot 1,5 \cdot 10^{-2} = 1,4$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\max} \Rightarrow U_{\max} = 1,986 \text{ m}^3$$

Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau VI.03:** Calcul de volume de réservoir d'air.

$Z_0$ (m)	$Z_{\max}$ (m)	$V_0$ (m/s)	$g$ (m/s <sup>2</sup> )	$h_0$ (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{\min}}{Z_0}$	$U_0$ (m <sup>3</sup> )	$U_{\max}$ (m <sup>3</sup> )	$V_{\text{normalisé}}$ (litre)
176	261,94	1,84	9,81	0,172	$9,77 \times 10^{-4}$	0,015	0,705	1,4	1,986	3000

❖ **Caractéristiques finales du réservoir d'air**

D'après la figure (VI.8), les dimensions de réservoir d'air sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau VI.04:** Les dimensions de réservoir d'air.

$V_{\text{normalisé}}$ (litre)	<b>D</b> (mm)	<b>L</b> (mm)	<b>H</b> (mm)	<b>B</b> (mm)	<b>E</b> (mm)	<b>F</b> (mm)	<b>K</b> (mm)	<b>C</b> (mm)
3000	1200	3010	1770	1600	150	900	167	400

❖ Détails du réservoir d'air

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure (VI.8).

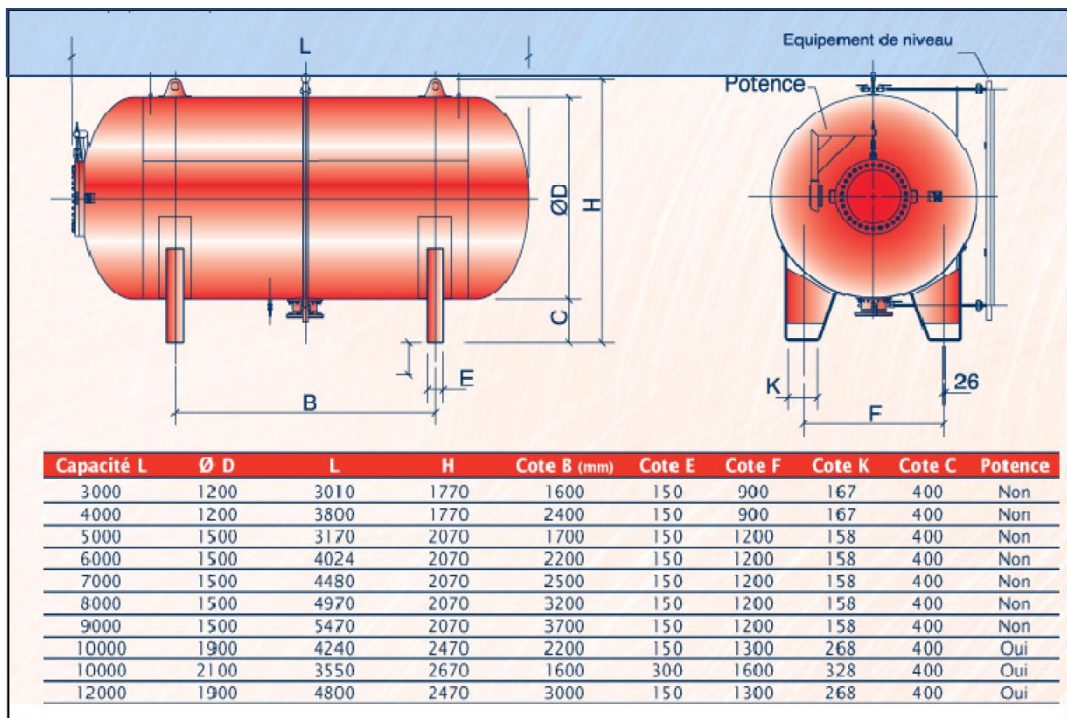
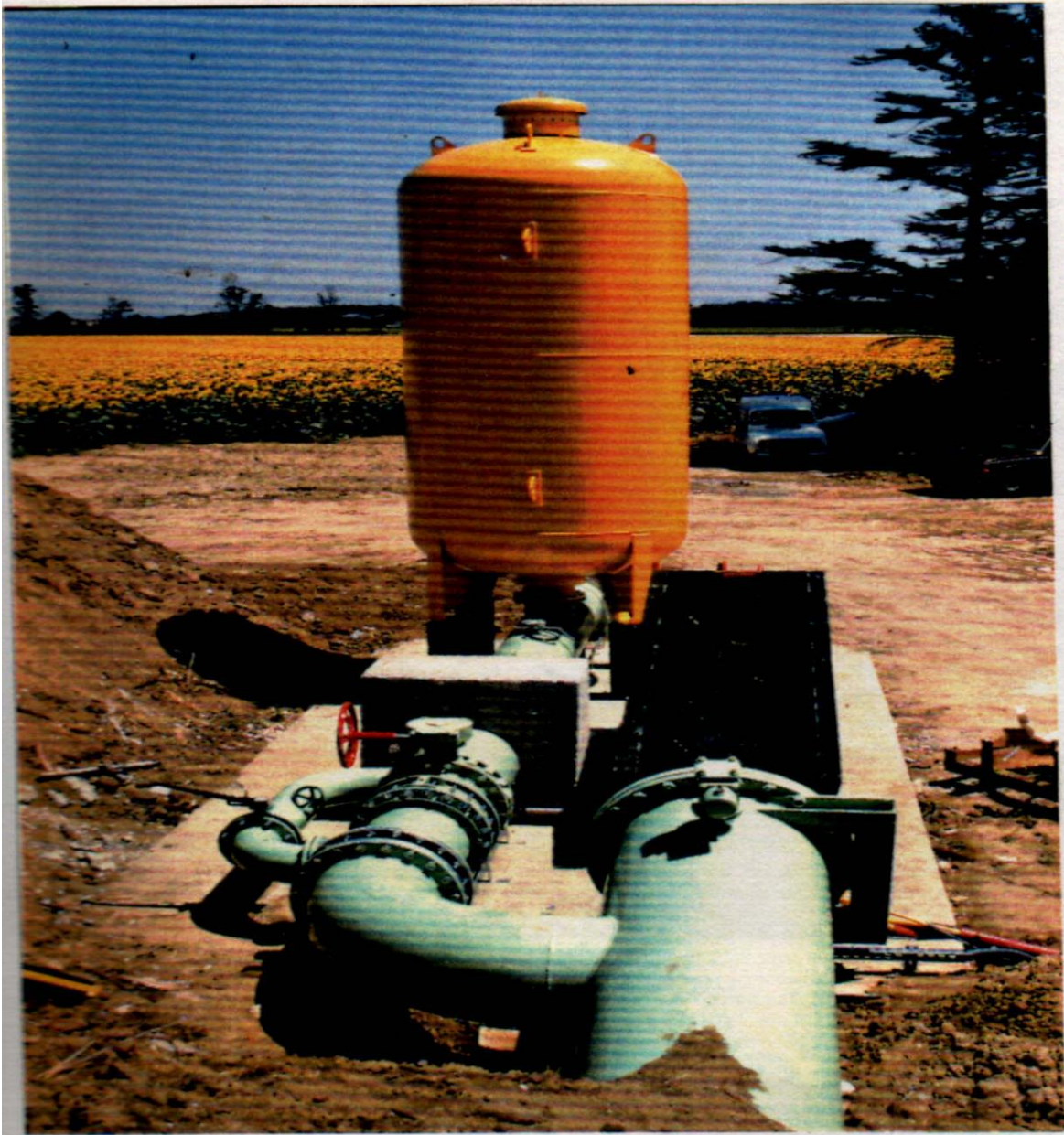


Figure VI-8 : Les dimensions de réservoir d'air





**Figure VI-9 : les accessoires de raccords de réservoir anti-bélier avec la conduite**

**Remarque :**

Dans tout projet de station de pompage, la protection anti-bélier doit donc être sérieusement prise en compte afin d'éviter des incidents aux conséquences graves.

Dans ce chapitre nous avons décrit les moyens de protection contre le régime transitoire. Pour le régime transitoire on arrive à prendre un réservoir d'air d'une capacité moyenne égale à  $3\text{m}^3$  pour la conduite de refoulement. Pour éviter et limiter le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il faut bien dimensionner le réservoir anti-bélier, ainsi que le dimensionnement correct de la conduite de refoulement.

# **Chapitre VII**

## Organisation de chantier

## **Introduction :**

On appelle travaux de terrassement l'ensemble des procédés d'extraction des terres (décapages, déblais et remblais).

L'exécution de ces principaux travaux fait signe de démarrage du chantier de construction de l'aménagement hydraulique et de proposer l'exécution des travaux la plus économiques. L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

### **VII.1- Réalisation du réseau d'AEP :**

L'exécution des différents travaux sur des chantiers de réalisation des réseaux d'AEP, demande différentes opérations telles que :

- implantation des tracés des tranchées.
- Aménagement du lit de pose des conduites.
- Pose des conduites.
- Epreuve des joints et de canalisations.
- Remblaiement de la tranchée.
- Protection contre la corrosion pour les conduites métalliques.

### **VII.2-Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :**

#### **a) Matérialisation :**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

#### **b) Nivellement :**

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au

nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

### **VII.3-Excavation des tranchées :**

Cette opération se divise en deux étapes :

#### **VII.3.1-Enlèvement de la couche végétale :**

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

#### **VII.3.2-Excavation :**

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée a excavée doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée «  $H_{tr}$  »
- La largeur de la tranchée «  $b$  »

### **VII.4-Travaux concernant l'adduction**

Les taches 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. 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, 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**

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

### **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.

## **VII.5.Travaux concernant les stations de pompage**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.

- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.

## VII.6-Maçonnerie

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines

## VII-7. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

### VII-7-1. Déblais d'excavation

Le volume des déblais ( $m^2$ ) est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers, Sachant que :

$$S_{exc} = b \times h_{tr} ; \quad (VII-1)$$

$S_{exc}$  : surface des déblais de chaque coupe ( $m^3$ );

$b$  : largeur de la tranchée (m);

$h_{tr}$  : profondeur de la tranchée (m);

#### a) La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

$$h_{tr} = D + h + h_1 ; \quad (VII-2)$$

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$h$  : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

$h_1$  : épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,15$  m.

#### b) Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + (0,3 \times 2) ; \quad (VII-3)$$

$D$  : diamètre de la conduite (m).

- **Cas de refoulement :**

$$S_{exc} = (0,315 + 0,3 \times 2) \times (0,15 + 0,315 + 1,2) = 1,52m^2$$

Donc le volume excavé en (m<sup>3</sup>) sera :  $V_{exc} = S \times L_{exc}$  ; (VII-4)

L : distance entre deux coupes consécutives en (m).

$$V_{exc} = 1,52 \times 1800 = 2736m^3$$

- **Cas gravitaire :**

- ❖ La première conduite de diamètre D=400mm.

$$S_{exc} = (0,4 + 0,3 \times 2) \times (0,15 + 0,4 + 1,2) = 1,75m^2$$

Donc le volume excavé en (m<sup>3</sup>) sera :  $V_{exc} = S \times L_{exc}$  ; (VII-5)

L : distance entre deux coupes consécutives en (m).

$$V_{exc} = 1,75 \times 5126,3 = 8971,025m^3$$

- ❖ La deuxième conduite de diamètre =315mm

$$S_{exc} = (0,315 + 0,3 \times 2) \times (0,15 + 0,315 + 1,2) = 1,52m^2$$

Donc le volume excavé en (m<sup>3</sup>) sera :  $V_{exc} = S \times L_{exc}$  ;

L : distance entre deux coupes consécutives en (m).

$$V_{exc} = 1,52 \times 1152,7 = 1752,104m^3$$

**Tableau VII.01:** Calcul du volume des déblais

Tronçon	$h_{tr}(m)$	$b(m)$	$S_{exc}(m^2)$	$L_{exc}(m)$	$V_{exc}(m^3)$
Conduite de refoulement	1,665	0,915	1,52	1800	2736
Conduite gravitaire de D=400mm	1,75	1	1,75	5126,3	8971,025
Conduite gravitaire de D=315mm	1,665	0,915	1,75	1152,7	1752,104
<b>TOTAL :</b>					<b>13459,13</b>

### VII-7.2. Volume de lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b \times e \times L ; \quad \text{(VII-6)}$$

e : épaisseur du lit de sable, e = 0,15 m ;

L : longueur de la tranchée (m).

b : largeur de tranché en (m)

Les résultats de calcul du volume du lit de sable sont représentés dans le tableau suivant.



**Tableau VII.02:** Calcul du volume du lit de sable.

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V <sub>s</sub> (m <sup>3</sup> )
Conduit de refoulement	0,915	0,15	1800	247,05
Conduit gravitaire de D=400mm	1	0,15	5126,3	768,945
Conduit gravitaire de D=315mm	0,915	0,15	1152,7	158,21
			<b>TOTAL</b>	<b>1174,205</b>

### VII-7-3. 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.

$$S_C = \frac{\pi \times D^2}{4} ; \quad \text{(VII-7)}$$

S<sub>C</sub> : section de la conduite (m<sup>2</sup>) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_C = S_C \times L ; \quad \text{(VII-8)}$$

V<sub>C</sub> : volume de la conduite (m<sup>3</sup>) ;

**Tableau VII.03:** Calcul du volume de la conduite.

Tronçon	D (mm)	S <sub>C</sub> (m <sup>2</sup> )	L (m)	V <sub>C</sub> (m <sup>3</sup> )
Conduite de refoulement	315	0,078	1800	140,4
Conduite gravitaire de D=400mm	400	0,1256	5126,3	643,86
Conduite gravitaire de D=315mm	315	0,078	1152,7	89,91
			<b>TOTAL</b>	<b>874,17</b>

**I. VII-7-4. Remblais compacté**

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_S - V_C ; \quad \text{(VII-9)}$$

V<sub>r</sub> : volume du remblai compacté en (m<sup>3</sup>) ;

V<sub>exc</sub> : volume du déblai (volume excavé) en (m<sup>3</sup>) ;

V<sub>C</sub> : volume occupé par la conduite de refoulement en (m<sup>3</sup>).

V<sub>S</sub> : volume du lit de sable en (m<sup>3</sup>).

**Tableau VII.04:** Volumes des volumes de remblais de l'adduction.

Tronçon	V <sub>Déblais</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>S</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>C</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>Remblais</sub> (m <sup>3</sup> )
Conduite de refoulement	2736	247,05	140,4	2348,55
Conduite gravitaire de D=400mm	8971,025	768,945	643,86	10383,83
Conduite gravitaire de D=315mm	1752,104	158,21	89,91	2000,22
<b>TOTAL</b>	<b>13459,13</b>	<b>1174,205</b>	<b>874,17</b>	<b>14732,6</b>

**Tableau VII.05:** Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
01	Déblais	m <sup>3</sup>	13459,13
02	Remblais	m <sup>3</sup>	14732,6
03	Lit de sable	m <sup>3</sup>	1174,205
04	Conduite	m <sup>3</sup>	874,17

### VII-8-. Calcul du volume des travaux de la station de pompage

**Tableau VII .6:** récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage en (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	Fenêtres	Portes	
					Secondaire	Principale
12,5	5,14	5,5	0,3	2,2×1,2	2,2×1,2	4,2×3,2

Poteaux : bxb =40x40.

Poutres : bxb = 40x40.

#### 1. Volumes

##### a. Décapage

$$Vd = e \times l \times L = 0,15 \times (12,5+1) \times (5,14+1) = 12,43 \text{ m}^3 \quad \text{(VII-10)}$$

$$Vd=12,43\text{m}^3$$

##### b. Excavation (Fouilles)

Pour une fouille  $V = 1,5 \times 15 \times 1,5 = 3,375 \text{ m}^3$

Pour 8 fouilles ;  $V_{exa} = 3,375 \times 8 = 27 \text{ m}^3$

$$V_{exa} = 27 \text{ m}^3$$

**c. Béton de propreté**

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$$V_{bp} = 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0,225 \text{ m}^3$$

Pour les 8 fouilles  $V_{bp} = 8 \times 0,225 = 1,8 \text{ m}^3$ .

$$\mathbf{V_{bp} = 1,8 \text{ m}^3}$$

**d. Béton armé**

▪ **Semelles**

$$V = 0,3 \times 1,5 \times 1,5 = 0,675 \text{ m}^3, V_s = 8 \times 0,675 = 5,4 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_s = 5,4 \text{ m}^3}$$

• **Demi – poteaux**

$$V = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 \text{ m}^3$$

On a 8 demi – poteaux, donc :

$$V_{dp} = 8 \times 0,16 \Rightarrow V_{dp} = 1,28 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{dp} = 1,28 \text{ m}^3}$$

▪ **Poutre inférieure**

$$V_{pinf} = (0,4 \times 0,4 \times 12,5 \times 2) + (0,4 \times 0,4 \times 5,14 \times 4) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 8) = 6,778 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{pinf} = 6,778 \text{ m}^3}$$

▪ **Chape inférieure**

La chape inférieure à une épaisseur de 7cm, on aura :

$$V = 0,07 \times 12,5 \times 5,14 = 4,5 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{cinf} = 4,5 \text{ m}^3}$$

▪ **Poteaux**

$V = 5,5 \times 0,4 \times 0,4 = 0,88 \text{ m}^3$  ; donc pour 8 poteaux est :

$$V_p = 8 \times 0,88 = 7,04 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_p = 7,04 \text{ m}^3}$$

- **Poutres supérieures**

$$V_{ps} = 6,778\text{m}^3.$$

- **Chape supérieure**

$$V_{cs} = 4,5\text{m}^3.$$

**e. Remblai**

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

- **Fouille**

$V_0 = 3,375\text{m}^3$ , est le volume d'une fouille.

$V_1 = 0,225\text{m}^3$ , est le volume occupé par le béton de propreté.

$V_2 = 0,16\text{m}^3$  est le volume occupé par le demi – poteau.

$V_3 = 0,675\text{m}^3$ , est le volume occupé par la semelle.

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 3,375 - (0,225 + 0,675 + 0,16) = 2,315\text{m}^3$$

Donc pour 8 semelles  $V = 2,315 \times 8 = 18,52\text{m}^3$

$$V = 18,52\text{m}^3$$

- **Remblai compacte de la dalle inférieure**

$$V_{rc} = 0,675 \times 12,5 \times 5,14 = 43,37\text{m}^3.$$

$$V_{rc} = 43,37\text{m}^3$$

- **Remblai compacte total**

$$V_t = 18,52 + 43,37 = 61,9\text{m}^3.$$

$$V_t = 61,9\text{m}^3.$$

**f. Maçonnerie**

- **Maçonnerie mur**

On utilise le type de briques ;

Briques (30x20x10) Si=0,06 m<sup>2</sup>

Surface du mur  $S = 2 \times 5,5 \times (12,5 + 5,14) = 194,04 \text{ m}^2$

$S_{\text{brique}} = 194,04 - 18,72 = 175,32 \text{ m}^2$

$Nb = 175,32 / 0,06 = 2922$  briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est :

$Nb + 50 = 2922 + 50 = 2972$  briques

▪ **Maçonnerie du niveau du demi-poteau a la poutre inférieure**

$S = 0,675 \times 2 \times (12,5 + 5,14) = 23,81 \text{ m}^2$

$Nb = 23,81 / 0,06 = 397$  briques.

**Nb. Tôt = 2972 + 397 = 3369 briques**

**Tableau VII.7:** les travaux de la station de pompage.

N°	Désignation de travaux ou matériel	Unité	Quantité
1	Décapage	m <sup>3</sup>	12,43
2	Excavation	m <sup>3</sup>	27
3	Remblai compacté	m <sup>3</sup>	61,9
4	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	1,8
5	Béton armé	m <sup>3</sup>	36,276
6	Maçonneries	Unité	3369

### VII.9.Choix des engins de terrassement

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée

### VII.9.1.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.



**Figure VII.1 : Pelle hydraulique**

### VII.9.2.Bulldozer

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneu. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.



**Figure VII.2 : Bulldozer**

### **VII.9.3.Chargeur**

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



**Figure VII.3: Chargeur**



#### VII.9.4. Compacteur

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.



**Figure VII.04:** Compacteur à rouleau lisse

#### VII-10. Planification des travaux

Un projet comporte un nombre de tâches plus ou moins grand à réaliser dans les délais impartis et selon un agencement bien déterminé.

Les principales opérations à exécuter sont :

- Préparation de l'espace de travail ;
- Décapage de la couche supérieure le long de l'adduction ;
- Décapage de la couche de végétation pour la station de pompage ;
- Exécution des tranchées ;
- Exécution des fouilles pour les regards ;
- La mise en place des canalisations en tranchée ;
- Construction des regards en béton armé ;
- Construction de la station de pompage ;

## Chapitre VII : Organisation de chantier

- Remblaiement des tranchées ;
- Faire des vérifications et des finitions du projet.

**Tableau VII.8:** La liste des tâches.

Note	Opération	TR (jours)
A	Préparation de l'espace de travail	5
B	Décapage de la couche supérieure le long de l'adduction	25
C	Décapage de la couche de végétation pour la station de pompage	5
D	Exécution des tranchées	230
E	Exécution des fouilles pour les regards	25
F	La mise en place des canalisations en tranchée	140
G	Construction des regards en béton armé	45
H	Construction de la station de pompage	120
I	Remblaiement des tranchées	30
J	Faire des vérifications et des finitions du projet	7

### VII-11. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent dans le tableau suivant.

**Tableau VII.9:** Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.

N°	Opération	TR (jours)	Précède	Succède
01	A	5	B-C	----
02	B	25	D-E	A
03	C	5	H	A
04	D	230	F	B
05	E	25	G	B
06	F	140	I	D
07	G	45	I	E
08	H	120	J	C
09	I	30	J	F-G
10	J	7	----	H-I

**Remarque :**

Dans ce chapitre nous avons fait en premier lieu un devis quantitatif pour la conduite de transfert, la station de pompage principale et l'ouvrage de décharge, et déterminé les engins adaptés pour chaque tâche.

## CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce présent travail, nous pouvons conclure que le renforcement du réseau d'alimentation de notre région d'étude, présenté dans le transfert des eaux potables de la station de dessalement de la plage El Hillal (commune de Sidi Ben Adda) vers les différents réservoirs de distribution, doit être composé de :

- Une station de pompage installée en charge refoule un débit de 95,7 l/s, à une HMT de 172,1 m et composée d'une pompe qui fonctionne avec une pompe de secours.
- La construction d'un réservoir d'eau de capacité 7600 m<sup>3</sup> pour l'alimentation de la ville de Oulhaça.
- Un réservoir tampon de capacité 350m<sup>3</sup>

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2030, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 30721 habitants.

La canalisation utilisée pour la réalisation de cette adduction est de type P.E.H.D.

Ce projet de fin d'étude nous a permis de découvrir le monde professionnel par la réalisation d'une telle étude à partir des données réelles.

On espère que cette étude va contribuer au remède du maximum des problèmes rencontrés et on souhaitant qu'elle présente un support important pour l'exécution du projet d'alimentation en eau potable de la ville de Oulhaça (W. Ain Temouchent).

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :**

[1] **DUPONT, A. (1979)** Hydraulique urbaine (Tome II), édition Eyrolles paris, 120

Pages.

[2] **LA VOISIER, L. (1994)** Mémento du gestionnaire d'AEP et de L'assainissement

Edition Loynnaise, 183pages.

[3] **BONIN, J. (1982)** Aide- mémoire d'hydraulique urbaine, édition Eyrolles paris,

220 Pages.

[4] **BOUZIANE F. Z, (2000) :** Alimentation en eau potable des centres ruraux de

SIDI AMER, MERAD ET MEUNACER (W. TIPAZA), mémoires de fin d'études

ENSH, 98 pages.

[5] **ABDERAHIME SAKINE. A(2001) :** Etude de réseau d'alimentation en eau

potable de la commune de AIN ROMANA (W. BLIDA), mémoire de fin

d'étude, 105 pages.

### Annexe1:

*Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :*

Heures	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
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	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

Extrait de l'ouvrage d'A.E.P d'Abramov (édition 1982).

ANNEXE II

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ  
DES RÉSERVOIRS D'AIR

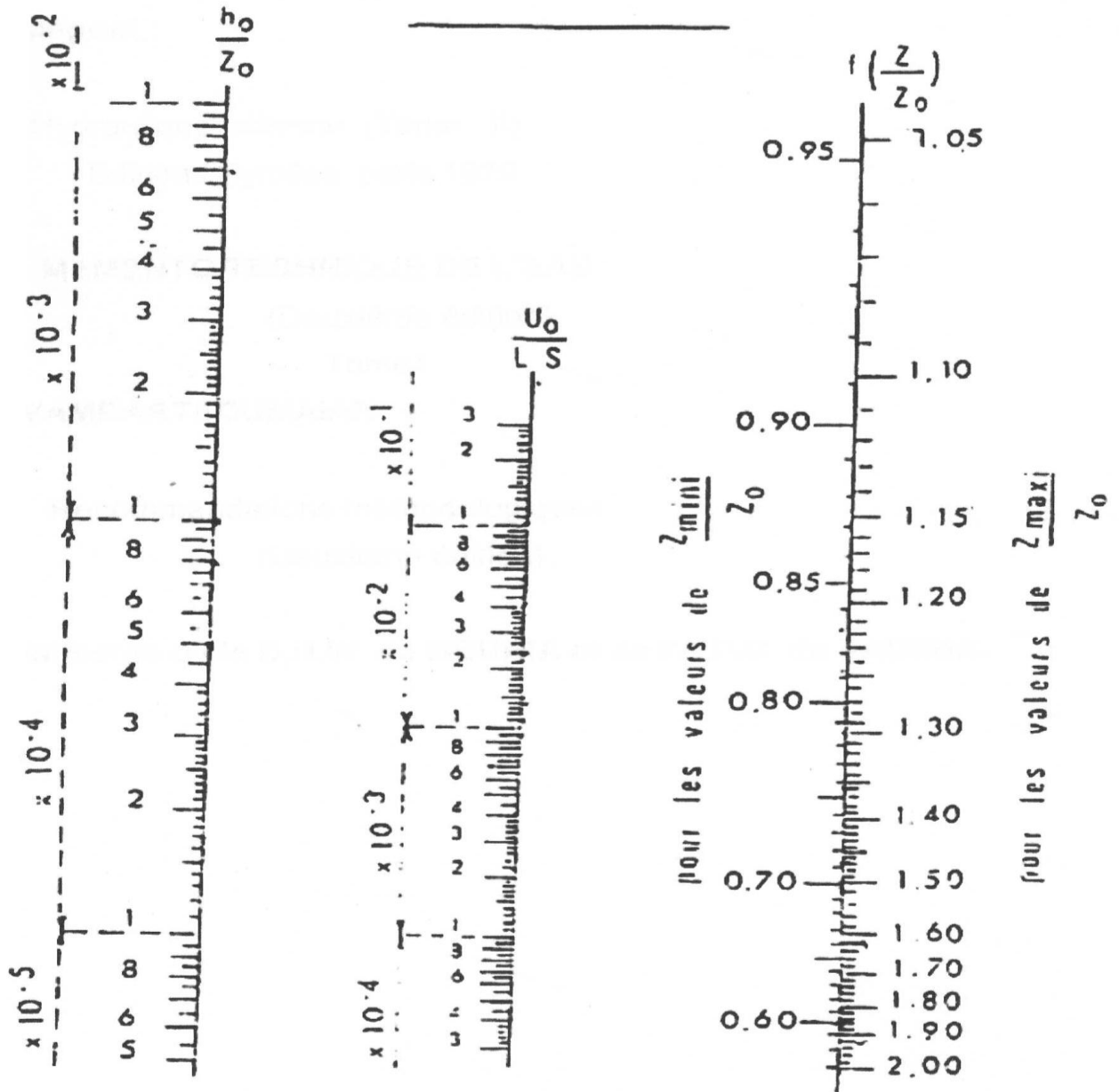


PLANCHE XXVII  
Abaque de VIBERT

## ANNEXE III

Tableau 3.1 : Prix des tubes en PEHD (eau potable PN16)

Diamètre en mm	Epaisseur en mm	prix du ml en da
20	2,3	34.64
25	3,0	56.20
32	3,6	88.30
40	4,5	136.47
50	5,6	211.40
63	7,1	337.16
75	8,4	473.63
90	8,2	571.69
110	10	844.30
125	11,4	1093.08
160	14,6	1786.51
200	18,2	2805.48
250	22,7	4340.56
315	28,6	6881.37
400	36,3	11116.05
500	45,4	17335.76
630	57,2	26341.10

Source : Chiali unité Mecheria