

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable des centres et agglomération de la zone nord du Constantine à partir du transfert de Beni Haroun.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0019-16

APA Citation (توثيق APA):

Hamdane, Mohamed zakaria (2016). Alimentation en eau potable des centres et agglomération de la zone nord du Constantine à partir du transfert de Beni Haroun[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**Option : Alimentation en eau potable**

*En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**THEME :**

**Alimentation en eau potable des centres et agglomération de la zone nord du Constantine à partir du transfert de béni Haroun**

**PRESENTE PAR :**

**Mr HAMDANE MOHAMED ZAKARIA**

**Devant les membres du jury**

<b><u>Nom et Prénoms</u></b>	<b><u>Grade</u></b>	<b><u>Qualité</u></b>
Mme AMMOUR. F	M.A.A	présidente
Mme KAHLERRAS .M	M.A.A	examinatrice
Mme SALHI . S	M.A.A	examinatrice
Mme HADJ SADOK.N	M.A.A	examinatrice
Mr TOUMI. S	M.A.A	promoteur

**Session : Septembre 2016**

## *Remerciements*

*Au terme de ce travail. Il m'est agréable d'exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à Mr. Toumi .S de m'avoir encadré. Je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont guidé dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.*

*J'adresse également mes sincères remerciements à :*

*Mme Ammour F qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.*

*Aux membres de jury :*

- Mme Kahleras M*
- Mme Salhi C*
- Mme Hadj Sadok N*

*Qui m'ont fait l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.*

*Hamdane Mohamed Zakaria.*

## *Dédicaces*

*A tous ceux qui me sont chers.  
A une Algérie prospère.*

*Hamdane Mohamed Zakaria.*

## ملخص :

نصادف القنوات تحت الضخ لأنابيب النقل ذو السيلان بالجاذبية و بالدفع و في حالة التوزيع ابتداء من الخزان.  
بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد دراستها و تقدير حاجياتها من الماء , اختبرنا شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه, من الناحية التقنية و الاقتصادية, فهذان الجانبين مرتبطان بينهما.  
ترفع المياه ترفع بواسطة محطات الضخ في أنابيب الدفع , لذلك درسناها بطريقة معمقة .  
بعد ذلك درسنا بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة, من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية.  
و أخيرا تطرقنا إلى طريقة انجاز المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

## Résumé

Les conduites en charge se rencontrent, tant en adduction gravitaire ou par refoulement qu'en distribution à partir d'un réservoir.

D'abord nous présentons notre zone d'étude et estimons ses besoins en eau ainsi que les conditions dans lesquelles devra être établie

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par des stations de pompage, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement des stations de reprise de la chaîne d'adduction.

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

## Abstract

The load pipes meet together so much in gravitary adduction or by repression in distribution from the reservoir. We will examine, after the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water, the conditions in which we will establish our mixed adduction (gravitary-repression) from a technical and economic point of view, those two aspects being, in fact, bound together. In the repression pipe waters are raised by pumping plants, we will study their conditions of establishment of retake plants of the adduction chain. 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 used for it function

# SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b> .....	1
------------------------------------	---

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

Introduction.....	2
I.1. Situation géographique.....	2
I.2. Situation géologique.....	3
I.3. Situation topographique.....	4
I.4. Situation climatique.....	5
I.5. Situation hydraulique.....	6
Conclusion.....	6

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

Introduction.....	7
II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude.....	7
II.2. Estimation des besoins en eau potable.....	9
II.3. L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	9
II.3.1. Les besoins domestiques.....	9
II.3.2. Facteurs de majoration.....	11
II.3.2.1. Majoration climatique.....	11
II.3.2.2. Majoration autres usagers.....	12
II.3.2.3. Calcul des pertes du réseau.....	13
II.4. Besoins globaux actuels et futurs.....	13
II.4.1. Besoins du jour moyen.....	13
II.5. Les consommations maximale et minimale journalière.....	15
II.5.1. Consommation maximale journalière.....	15
II.5.2. Consommation minimale journalière.....	16
II.6. Variation des débits horaires pour 2040.....	16
II.7. Adéquation Besoins – Ressources.....	24
Conclusion.....	24

## **Chapitre III : Ouvrages de stockage**

Introduction.....	25
III.1. Définition.....	25
III.2. Fonctions des réservoirs.....	25
III.2.1. Fonction techniques des réservoirs.....	25
III.2.2. Fonctions économiques des réservoirs.....	26
III.3. Classification des réservoirs.....	26
III.4. Emplacement des réservoirs.....	27
III.5. Capacité de réservoirs.....	27
III.5.1. La méthode analytique.....	27
III.5.1.a. Réservoir de distribution (Hamma-Bouziiane).....	28
III.5.1.b. Réservoir de distribution (Zighout-Youcef).....	30
III.5.1.c. Réservoir tampon (Djbél-Ouahch) et le brise charge.....	32
III.6. Détermination de résidu maximum dans les réservoirs.....	32

III.6.1.Méthode graphique.....	32
III.7- Les équipements des réservoirs.....	33
III.7.1. La conduite d'arrivée.....	33
III.7.2. La Conduite de départ.....	33
III.7.3. La Conduite du trop-plein.....	33
III.7.4. La Conduite de vidange.....	33
III.7.5. La Conduite BY-PASS.....	33
III.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	33
III.8. Entretien des réservoirs.....	34
III.9. Hygiène et sécurité.....	34
III.10.Traversée des conduites dans les parois du réservoir.....	34
Conclusion.....	37

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

Introduction.....	38
IV.1- Définition.....	38
IV.2- Type d'adduction.....	38
IV.2.1- Adduction gravitaire.....	38
IV.2.2- Adduction par refoulement.....	38
IV.2.3- Adduction mixte.....	38
IV.3- Type d'écoulement.....	39
IV.3.1- Ecoulement à surface libre.....	39
IV.3.2- Ecoulement en charge.....	39
IV.4- Principe du choix du tracé.....	39
IV.5- Choix du matériau de la conduite.....	39
IV.6- Conduites d'adduction.....	40
IV.6.1- Méthodologie et hypothèses de calcul hydraulique.....	40
IV.6.1.1- Cas gravitaire.....	40
IV.6.1.1.1- Le diamètre avantageux.....	40
IV.6.1.1.2- La vitesse d'écoulement.....	41
IV.6.1.2- Cas de refoulement.....	42
IV.6.1.2.1- Calcul des pertes de charge.....	43
IV.6.1.2.2- Calcul de la hauteur manométrique totale.....	44
IV.6.1.2.3- Puissance absorbée par la pompe.....	44
IV.6.1.2.4- Energie consommée par la pompe.....	44
IV.6.1.2.5- Frais d'exploitation.....	44
IV.6.1.2.6- Frais d'amortissement.....	45
IV.6.1.3- Vérification du coup de bélier.....	45
IV.7- Proposition des variantes de tracée.....	47
IV.7.1-Variante N°01.....	47
IV.7.2-Variante N°02.....	48
IV.8- Etude des variantes.....	49
IV.8.1. Dimensionnement Partie gravitaire.....	50
IV.8.1.1- tronçon1 : Réservoir el guemmas vers la station de pompage.....	50
IV.8.1.1.2.Calcul de la perte de charge pour le diamètre 800mm.....	51
IV.8.1.1.3.calcul des paramètres hydrauliques tu tr1.....	51
IV.8.1.2- tronçon2 : Réservoir Djbel Ouahch vers le brise charge Didouche mourad.....	52
IV.8.1.2.1-Calcul de la perte de charge pour le diamètre 600mm.....	53

IV.8.1.2.2calcul des paramètres hydrauliques du tr2.....	53
IV.8.1.3- tronçon3: Le brise charge vers le réservoir Didouche- Mourad.....	54
IV.8.1.3.1-Calcul de la perte de charge pour le diamètre 800mm.....	55
III.8.1.3.2-calcul des paramètres hydrauliques du tr3.....	55
IV.8.1.4- tronçon4 : Réservoir Didouche Mourad vers le réservoir Hamma bouziane.....	56
IV.8.1.4.1-Calcul de la perte de charge pour le diamètre 500mm.....	57
IV.8.1.4.2.calcul des paramètres hydrauliques du tr4.....	57
IV.8.2. Dimensionnement Partie refoulement.....	58
IV.8.1-Refoulement : SR N°1- Réservoir projeté Djbel ouahch.....	58
IV.8.1.1-Calcul des frais d'exploitation.....	59
IV.8.1.2-Calcul des frais d'amortissement.....	60
IV.8.1.3- Bilan des coûts (Exploitation - amortissement).....	60
III.9-vérification du coup de bélier.....	62
Conclusion.....	63

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

Introduction.....	64
V.1. - Les différents types des pompes centrifuges.....	64
V.2- Choix des pompes.....	65
V.3. Choix du nombre de pompes.....	65
V.4- Couplage des pompes.....	66
V.5- Dimensionnement des pompes de la station de pompage.....	67
V.5.1-courbe caractéristique de la station de pompage.....	68
V.5.2-courbe caractéristique de la conduite (station de pompage-réservoir).....	70
V.5.3-point de fonctionnement.....	71
V.6.Etude de cavitation.....	71
V.6.1.Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe.....	71
V.6.2.Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement.....	72
V.6.3. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible.....	72
V.7. Choix du moteur électrique.....	74
V.7.1. Critères de choix du moteur électrique.....	74
V.8- Encombrement des pompes choisies.....	76
V.9. choix du bâtiment.....	76
V.9.1. Dimensionnement de bâtiment de station pompage.....	77
Conclusion.....	79

## **Chapitre VI : Pose de canalisation**

Introduction.....	80
VI.1- Pose des canalisations.....	80
VI.1.1-Le Principe de pose des canalisations.....	80
VI.2-Accessoires.....	82
VI.2.1- Vannes de sectionnement.....	82
VI.2.2- Ventouses.....	83
VI.2.3-Vidange.....	85
VI.2.4- Clapet anti retour.....	85
VI.2.5-Organes de raccordement.....	86

VI.2.6-By-pass.....	86
VI.2.7-Crépines.....	86
VI.2.8-Organes de mesure.....	87
VI.2.8.1-Mesure de débit.....	87
VI.2.8.2-Mesure de pression.....	88
VI.3- Profils en long et conditions de pose des conduites.....	90
Conclusion.....	92

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

Introduction.....	93
VII.1 - les différents travaux concernant l'adduction.....	93
VII.1.1 - Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	93
VII.1.2 - Nivellement de la plate-forme de pose.....	93
VII.1.3- Exécution des tranchées.....	93
VII.1.4- Pose du lit de sable.....	94
VII.1.5- Pose des conduites.....	94
VII.1.6- Epreuve de joint et de la canalisation.....	95
VII.1.7- Remblayage des tranchées.....	95
VII.1.8- Nivellement et compactage.....	95
VII.2-Travaux concernant le réservoir (Hamma-bouziane).....	96
VII.3.Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	96
VII.3.1-Déblais d'excavation.....	96
VII.3.1.1-la profondeur de la tranchée.....	96
VII.3.1.2-Largueur de la tranchée.....	96
VII.3.2- Lit de sable.....	97
VII.3.3-Remblais compacté.....	98
VIII.3.3.1-Volume de la conduite.....	98
VIII.3.3.2-Volume du remblai.....	98
VII.4- Détermination de la capacité du godé.....	99
VII.4.1- Rendement d'exploitation de la pelle choisie.....	99
VII.4.2- La durée d'excavation.....	99
VII.5- Planification des travaux de l'adduction.....	100
VII.5.1-Définitions des tâches et leurs durées.....	100
VII.6- Devis estimatif d'établissement de la conduite de transfert.....	101
Conclusion.....	102

<b>Introduction générale.....</b>	<b>103</b>
-----------------------------------	------------

# LISTE DES TABLEAUX

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

<b>Tableau I.1:</b> La pluviométrie annuelle la ville Constantine.....	5
<b>Tableau I.2 :</b> Température en fonction d'altitude.....	5

## Chapitre II - Estimation des besoins en eau

<b>Tableau II.1:</b> Evolution de la population.	
<b>Tableau II.2:</b> Récapitulation de la consommation domestique (Didouche-Mourad) .	
<b>Tableau II.3:</b> Récapitulation de la consommation domestique (Zighout-Youcef).	
<b>Tableau II.4:</b> Récapitulation de la consommation domestique (Hamma-Bouziane).	
<b>Tableau II.5:</b> Typologie agglomération / Strates de population.	
<b>Tableau II.6:</b> Table de coefficient de majoration géo-climatique	
<b>Tableau II.7:</b> table de débit climatique.	
<b>Tableau II.8:</b> Facteur de majoration (autres usagers).	
<b>Tableau II.9:</b> table du débit pour les autres usagers.	
<b>Tableau II.10:</b> Débit de la perte.	
<b>Tableau II.11:</b> tableau de la consommation totale (Didouche-Mourad).	
<b>Tableau II.12:</b> tableau de la consommation totale (Zighout-Youcef).	
<b>Tableau II.13:</b> tableau de la consommation totale (Hamma-Bouziane).	
<b>Tableau II.14:</b> Tableau du débit maximal journalier.	
<b>Tableau II.15:</b> Tableau du débit minimal journalier.	
<b>Tableau II.16:</b> Répartition horaire du débit maximum journalier.	
<b>Tableau II.17:</b> Variation du débit horaire (Didouche Mourad).	
<b>Tableau II.18:</b> Variation du débit horaire(Zighout Youcef).	
<b>Tableau II.19:</b> Variation du débit horaire (Hamma Bouziane).	
<b>Tableau II.20:</b> tableau global.	

## Chapitre III - Ouvrages de stockage

<b>Tableau III.1:</b> Evaluation du volume résiduel du réservoir Hamma-Bouziane	
<b>Tableau III.2:</b> Evaluation du volume résiduel du réservoir Zigout-Youcef	
<b>Tableau III.3:</b> Evaluation du volume du réservoir tampon et le brise charge	

## Chapitre IV - Etude de l'adduction

<b>Tableau IV.1 :</b> Coefficients $K'$ , $m$ , pour différents types du tuyau.	
<b>Tableau IV.2:</b> Diamètre calculé pour tr1	
<b>Tableau IV.3:</b> Paramètres hydrauliques du tronçon 1	
<b>Tableau IV.4:</b> Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire tr 2	
<b>Tableau IV.5:</b> Paramètres hydrauliques du troncon2	
<b>Tableau IV.6:</b> Nouveaux Paramètres hydrauliques du troncon2	
<b>Tableau IV.7:</b> Diamètre calculé pour tr 3	
<b>Tableau: IV.8 :</b> Paramètres hydrauliques du tronçon 3	
<b>Tableau: IV.9 :</b> Nouveaux Paramètres hydrauliques du tronçon 3	
<b>Tableau IV.10:</b> Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire troncon4	

**Tableau IV.11:** Paramètres hydrauliques du tronçon 4  
**Tableau IV.12 :** Nouveaux Paramètres hydrauliques du tronçon 4  
**Tableau IV.13:** Variation des HMT en fonction du diamètre  
**Tableau IV.14 :** Variation des frais annuels d'exploitation en fonction du diamètre  
**Tableau IV.15:** Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre  
**Tableau IV.16 :** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation  
**Tableau III.17:** les caractéristiques de conduite de refoulement  
**Tableau IV.18 :** Tableau du coup de bélier

### **Chapitre V - Etude du pompage**

**Tableau V.1:**Caractéristiques des pompes de la station de pompage  
**Tableau V.2 :** les caractéristiques des pompes de la SP  
**Tableau V.3:** Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.  
**Tableau V.4:** Coefficient de correction en fonction de la puissance.  
**Tableau V.5 :** Choix du type de bâtiment  
**Tableau V.6 :** dimensions du bâtiment de la station de pompage

### **Chapitre VI - Pose de canalisation et accessoires**

**Tableau VI.1:** le choix de la ventouse en fonction du diamètre de la conduite

### **Chapitre VIII - Organisation de chantier**

**Tableau VII.1:** calcul du volume du déblai de l'adduction  
**Tableau VII.2:** calcul du volume du lit de sable  
**Tableau VII.3:**calcul du volume des conduites  
**Tableau VII.4:**Volumes des travaux de l'adduction  
**Tableau VII.5 :** Capacité du godet en fonction du volume de terrassement  
**Tableau VII.6:** Temps de réalisation des opérations de l'adduction  
**Tableau VII.7 :** Devis estimatif de l'établissement de la conduite de transfert

## **LISTE DES FIGURES**

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

**Figure I.1:** la situation géographique.....3

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

**Figure II.1:** Evolution de la population.

**Figure II.2:** Répartition des besoins en eau par commune

**Figure II.3 :** histogramme de la consommation pour toute l'agglomération (Didouche)

**Figure II.4 :** courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération (Didouche)

**Figure II.5 :** histogramme de la consommation pour toute l'agglomération (Zighout)

**Figure II.6 :** courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération (Zighout)

**Figure II.7 :** histogramme de la consommation pour toute l'agglomération (Hamma)

**Figure II.8 :** courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération (Hamma)

### **Chapitre III – Ouvrages de stockage**

**Figure III.1:** Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

**Figure III.2:** Traversée des conduites (Gaine en fon)

**Figure III.3:** Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

### **Chapitre IV - Etude de l'adduction**

**Figure IV -1 :** schéma de la variante N01

**Figure IV -2 :** schéma de la variante N02

### **Chapitre V - Etude du pompage**

**Figure V.1:** Couplage de deux pompes en série

**Figure V.2:** Couplage de deux pompes en parallèle

**Figure V.3:** courbes caractéristiques des pompes de la SP

**Figure V.4:** courbe de la hauteur en fonction du débit :  $H=f(Q)$  des pompes de SP

**Figure V.5:** courbe caractéristique de la conduite de refoulement

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

### **Chapitre VI - Pose de canalisation et accessoires**

**Figure VI.1 :** Pose de canalisation dans un fourreau

**Figure VI.2:** les différents types de vannes

**Figure VI.3:** Les différents types de ventouses

**Figure VI.4 :** Clapet anti retour

**Figure VI.5 :** un coude

**Figure VI.6 :** un Tés

**Figure VI.7:** une crépine

**Figure VI.8 :** Diaphragme

**Figure VI.9:** Venturi

**Figure VI.10 :** Tuyère

**Figure VI.11 :** Manomètre à aiguilles

**Figure VI.12:** Manomètre à soufflet

**Figure VI.13:** schéma des différentes couches de remblai

## **Chapitre VII - - Organisation de chantier**

**Figure VII.1 :** une pelle mécanique

**Figure VII.2 :** la pose de lit de sable et les conduites

**Figure VII.3 :** les phases de remblais

**Figure VII.4:** Rouleau lisse

**Figure VII.5:** un angledozer

**Figure VII.6 :** *Réseaux à nœuds*

# **LISTE DES PLANCHES**

- Planche numéro 1** : Plan de masse de la zone nord du Constantine
- Planche numéro 2** : Trace en plan des adductions au nord du Constantine
- Planche numéro 3** : plan du réservoir
- Planche numéro 4** : Profil en long partie gravitaire
- Planche numéro 5** : Profil en long partie refoulement

## INTRODUCTION

En tant qu'élément de base indispensable à la vie, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnement de première importance. Cette ressource vitale devient de plus en plus rare dans le monde entier. En effet, son inégale répartition, la croissance démographique, aux quelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses ont rendu le problème d'eau très crucial ces dernières décennies. Plusieurs pays se sont lancés dès lors à la recherche de nouvelles sources innovatrices. Pour palier à cette menace.

L'Algérie, en tant que pays déficitaires, s'est engagée dans un vaste programme de valorisation des eaux non conventionnelles depuis quelques années. En effet le pays a fait des investissements énormes dans le cadre du dessalement de l'eau de mer. Il poursuit ses efforts dans la mobilisation et le traitement des eaux pluviales afin de promouvoir leur utilisation à des fins domestiques et agricoles.

Notre projet a pour but, d'améliorer les conditions de vie des habitants des localités du nord de la wilaya de Constantine. en effet, les villes de Hamma Bouziane , Zighout Youcef , Didouche Mourad sont alimentées à partir des forages et quelque ouvrage de stockage de capacité insuffisante. C'est un renforcement de l'AEP de ces communes, à partir du barrage de Beni Haroun.

Pour se faire, on a suivi les étapes de calcul suivant :

- L'estimation des besoins en eau et la détermination du capacité des réservoirs
- Le dimensionnement de la conduite
- L'étude de pompage
- Les moyens déployés pour l'exécution de ce projet

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

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

## ***Chapitre III : Ouvrages de stockages***

## ***Chapitre IV : Calcul d'adduction***

## *Chapitre V : Etude du pompage*

## ***Chapitre VI : Pose de canalisation***

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

## **Chapitre -I-**

### **PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

#### **Introduction**

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons :

Les données relatives à l'agglomération, les données hydrauliques propres au système d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie, la climatologie et la sismicité du site qui nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

#### **I.1. Situation géographique**

Constantine est la capitale de l'Est algérien, Elle occupe une position géographique centrale dans cette région, étant une ville charnière entre le Tell et les Hautes plaines, au croisement des grands axes Nord-Sud (Skikda-Biskra) et Ouest-Est (Sétif-Annaba).

Elle est également la métropole de l'Est du pays et la plus grande métropole intérieure du pays, elle assure des fonctions supérieures notamment culturelles et industrielles.

Constantine se situe à 431 km à l'est de la capitale Alger, à 130 km à l'est de Sétif, à 119 km au nord de Batna, à 198 km au nord-ouest de Tébessa, à 146 km au sud de Jijel et respectivement à 89 km et à 156 km au sud-ouest de Skikda et d'Annaba.

Administrativement, les trois communes attributaires de ce projet sont telle que :

- ✓ **Hamma Bouziane** : limitée par:
  - la commune de beni hmidene au nord
  - les communes de ibn ziad et Constantine au Sud
  - la commune de didouche- Mourad à l'Est
  - les communes de Messaoud-Moudjreieu à l'Ouest

- ✓ **Didouche Mourad** : limitée par :
  - les communes de Constantine au Sud
  - la commune ibn Baddis l'Est
  - la commune de beni hmidene à l'Ouest
  
- ✓ **Zighout-Youcef** : limitée par :
  - La wilaya Skikda au Nord
  - la commune de Didouche-Mourad au Sud



*Figure I.1 : Carte des communes de la wilaya de Constantine.*

## I.2. Situation géologique

Le site est constitué de l'aval à l'amont par le massif d'Aïssa Mimoun de nature essentiellement argileuse et marneuse où pointent les niveaux de grès numidiens. La partie basse est constituée par les terrasses alluviales du Sébaou.

La ville s'étale sur un terrain caractérisé par une topographie très accidentée, marquée par une juxtaposition de plateaux, de collines, de dépressions et de ruptures brutales de pentes donnant ainsi un site hétérogène.

Elle s'étend sur un plateau rocheux à 649 mètres d'altitude, coupé des régions qui l'entourent par des gorges profondes où coule l'oued Rhummel qui l'isole, à l'est et au nord, des djebels Ouahch et Sidi Mcid, dominant de 300 mètres, à l'ouest, le bassin d'El-Hamma. Le choix de cet emplacement est avant tout une stratégie de défense. Aux alentours, la région est dotée de terres fertiles.

➤ **La sismicité :** l'analyse des informations sismologiques disponibles, depuis les plus anciens temps jusqu'à présent (données historiques et instrumentales) montre que la sismicité de la zone d'étude est déterminée par des séismes crustaux ( $5\text{km} \leq h \leq 60\text{km}$ ).

On déduit que la région de l'étude est considérée comme zone à moyenne sismicité.

### **I.3. Situation topographique**

La ville se caractérise par la discontinuité de son tissu urbain du fait des coupures naturelles liées à la topographie du site et d'autres artificielles.

Chaque portion d'espace correspond à un type d'habitat: l'habitat contigu d'origine coloniale à proximité du Rocher ; les ensembles d'immeubles construits par l'État sur les sites d'extension récente, les lotissements de villas de la nouvelle bourgeoisie sur les hauteurs. Sur les deux versants de Boumerzoug et sur les périphéries, s'étendent les quartiers spontanés des catégories populaires, ou des bidonvilles de catégories les plus déshéritées.

La ceinture du Grand Constantine a joué le rôle de déversoir des équipements les plus encombrants : aéroport, casse automobile, unité de redistribution des hydrocarbures ; avant de devenir le lieu de planification des extensions de la ville.

#### I.4. Situation climatique

Le climat de la wilaya de Constantine est méditerranéen

. La moyenne pluviométrique varie de 500 mm à 700 mm par an

- a) **Pluviométrie** : la zone connaît une pluviométrie importante. La précipitation moyenne annuelle varie de 600 à 500 mm/an.

*Tableau I.1 : La pluviométrie annuelle la ville Constantine*

Mois	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juill	Aout	sep	oct	nov	dec	anne
Pluie (mm)	80	60	60	50	40	20	0	10	20	40	50	80	<b>560</b>

- b) **Température** : les températures varient selon l'altitude.

*Tableau I.2 : Température en fonction d'altitude*

Mois	Janv	fev	mars	avr	mai	juin	juill	aout	sep	oct	nov	dec	anne
T <sub>MIN,MOY</sub> (c)	2	3	4	6	10	15	17	18	15	11	6	3	<b>9</b>
T <sub>MOY</sub> (c)	7	8	10	12	16	21	25	25	21	16	11	8	<b>15</b>
T <sub>MAX,MOY</sub> (c)	11	12	14	17	22	28	32	32	27	22	16	12	<b>21</b>

**I.5.Situation hydraulique**

L'hydrographie de la Constantine est caractérisée principalement par Oued Rhummel qui s'étale sur une longueur d'environ 100 km.

Actuellement, les localités de Hamma Bouziane , Zighout Youcef , Didouche Mourad sont alimentées à partir des forages et quelque ouvrage de stockage de capacité insuffisante

Selon le service gestionnaire ADE (Algérienne Des Eaux) la dotation actuelle est 200 l/j/hab.

**Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la région d'étude, connaître la situation géographique, situation géologique, la sismicité, situation topographique et la situation hydraulique

**Chapitre -II-****ESTIMATION DES BESOINS EN EAU****Introduction**

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...etc.). Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...etc.). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

**II.1- Evolution de la population à l'horizon d'étude**

Le nombre d'habitants, pour différent horizon, est établi à partir des résultats du recensement de l'Office Nationale de Statistique (ONS) de l'année 2008, et des taux de croissance pris constant dans le temps.

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de **25 ans**.

La population aux horizons court, moyen et long terme est estimée par la formule dite des intérêts composés :

$$P_f = P_0 (1+T)^n$$

Où

$P_f$  : Population à l'horizon de calcul ;

$P_0$  : population de référence.

T : Taux d'accroissement de la population (%);

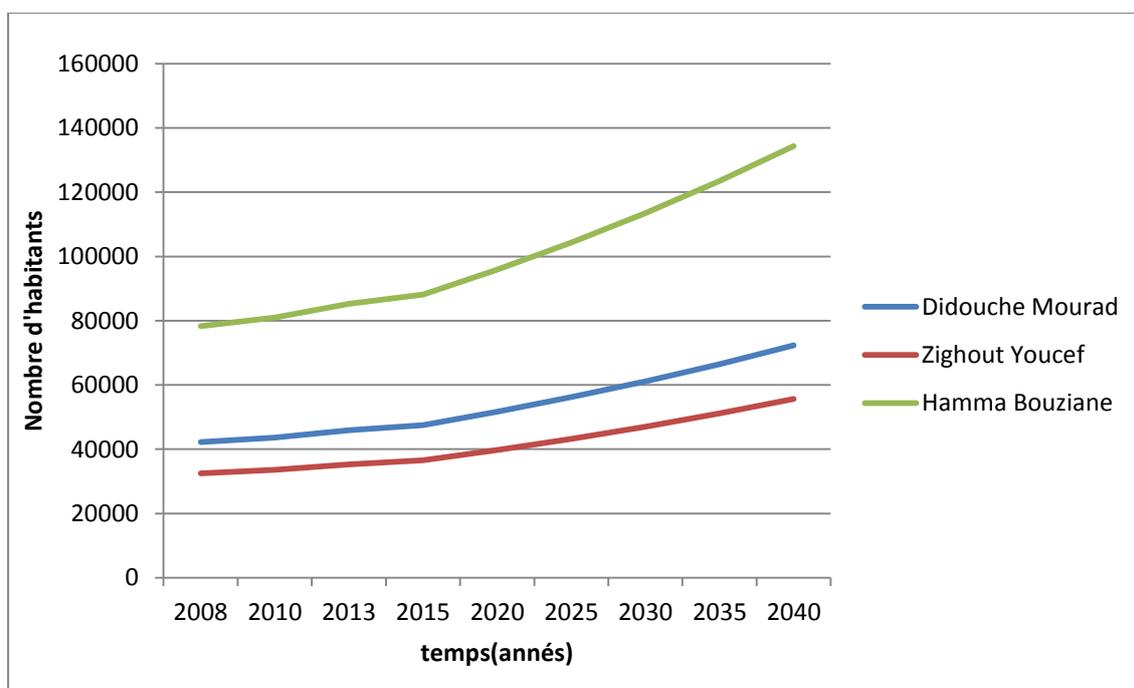
n : Nombre d'années projetées.

La population en 2008 (année de référence) de la ville Hamma Bouziane est 78 321, Didouche Mourad est 42 183, Zighout Youcef est 32 449 et le taux d'accroissement égal 1.7% selon ONS.

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau suivant :

**Tableau II.1:** Evolution de la population

Population estimée (hab)	2008	2010	2013	2015	2020	2025	2030	2035	2040
Didouche Mourad	42 183	43630	45893	47467	51641	56182	61123	66498	72345
Zighout Youcef	32 449	33562	35303	36513	39724	43218	47018	51153	55651
Hamma bouziane	78 321	81007	85209	88131	95881	104313	113486	123466	134323

**Figure II.1 :** Evolution de la population

- On voit donc à travers ces estimations que la population va continuer à s'accroître de manière moyenne.

## II.2- Estimation des besoins en eau potable

La consommation actuelle des abonnés de ces villes n'est pas connue précisément pour différentes raisons, qui sont principalement :

- L'absence de compteurs chez les abonnés.
- L'existence de compteurs mais trop âgés et déficients ou insuffisamment précis.
- L'existence de piquages illicites.

Les différents types de besoins en eau considérés sont :

- ✓ Les besoins domestiques ;
- ✓ Les besoins des équipements administratifs, commerciaux et de la petite industrie.

Les données retenues dans cette étude sont rappelées ci-après, à savoir :

- ✓ Le nombre d'habitants, pour différent horizon, est établi à partir des résultats du recensement de la RGPH de 2008,
- ✓ Le taux d'accroissement pris égale à celui calculé par l'ONS,
- ✓ La norme de dotation unitaire retenue dans le cadre d'étude de renforcement de l'AEP pour la ville Constantine est 200 l/j/hab,
- ✓ Les besoins en eau des activités intégrées au tissu urbain (Administration, commerce et industrie) sont difficiles à prévoir sur le long terme, et par conséquent, sera utilisé un taux global de 20%.

## II.3- L'évaluation de la consommation moyenne journalière

### II.3.1- Les besoins domestiques

- L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.
- La consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, d'où :

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

- $Q_{moy,j}$  = débit moyen journalier.
- Dot= dotation moyenne en (l/j/hab).
- N= nombre d'habitants.

- Selon la direction de ressource en eau de la wilaya Constantine la dotation est égale à 200 l/j/hab.

Les résultats de calcul des besoins en eau domestique sont regroupés dans les tableaux ci-après :

**Tableau II.2 : Récapitulation de la consommation domestique (Didouche-Mourad)**

Années	Population (hab)	Dotation (L/J/hab)	Consommation (m <sup>3</sup> /J)	Débit (l/s)
2008	42183	200	8436.6	97.65
2015	47467		9493.4	109.88
2020	51641		10328.2	119.54
2025	56182		11236.4	130.06
2030	61123		12224.6	141.49
2040	72345		14469	167.46

**Tableau II.3 : Récapitulation de la consommation domestique (Zighout-Youcef)**

Années	Population (hab)	Dotation (L/J/hab)	Consommation (m <sup>3</sup> /J)	Débit (l/s)
2008	32449	200	6489.8	75.11
2015	36513		7302.6	84.52
2020	39724		7944.8	91.95
2025	43218		8643.6	100.04
2030	47018		9403.6	108.84
2040	55651		11130.2	128.82

**Tableau II.4 : Récapitulation de la consommation domestique (Hamma-Bouziiane)**

Années	Population (hab)	Dotation (L/J/hab)	Consommation (m <sup>3</sup> /J)	Débit (l/s)
2008	78321	200	15664.2	181.3
2015	88131		17626.2	204.01
2020	95881		19176.2	221.95
2025	104313		20862.6	241.47
2030	113486		22697.2	262.7
2040	134323		26864.6	310.93

- En suivant les hypothèses de calcul de la demande en eau de l'étude d'actualisation du Plan National de l'Eau de 2010 (PNE), la dotation unitaire domestique varie dans le temps et selon la typologie de l'agglomération comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.5 : Typologie agglomération / Strates de population**

Désignation	Caractéristique
les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	villes de plus de 300.000 habitants
L'urbain dit «supérieur »	100.000 < pop < 300.000 habitants
L'urbain	20.000 < pop < 100.000 habitants
Semi urbain	5.000 < pop < 20.000 habitants
Semi rural	3.000 < pop < 5.000 habitants
Rural aggloméré	600 < pop < 3.000 habitants
Rural épars	population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation).

Source PNE

A partir de tableau ci-dessus Didouche-Mourad et Zighout-Youcef est considérée comme une ville urbaine et Hamma-Bouziiane comme une ville supérieur

### II.3.2- les facteurs de majorations

#### 1. Majoration climatique

Le coefficient de majoration climatique prend en compte les variations de standard dans l'usage de l'eau entre le Nord, les Hauts Plateaux et le Sud. Pour la ville de Constantine située dans les Hauts Plateaux de l'Algérie, le coefficient est égal à 5%.

**Tableau II.6 : Table de coefficient de majoration géo-climatique**

Unité : %	MAJORATION GEOCLIMATIQUE
REGION SNAT	TAUX DE MAJORATION
Région Nord	0
Région Haut Plateaux	5
Région Sud	15

$$Q_{\text{climat}} = 5\% Q_{\text{domestique}}$$

**Tableau II.7 : table de débit climatique**

Ville	Didouche-Mourad	Zighout-youcef	Hamma-Bouziane
$Q_{\text{climat}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	723.45	556.51	1343.23

## 2. Majoration autres usagés

Les besoins administratifs, des commerces et de l'artisanat et petites industries sont considérés comme étroitement liés à la topologie de l'agglomération et sont estimés par application directe aux dotations unitaires domestiques, de coefficients de majoration spécifiques à chaque catégorie d'usagers

**Tableau II.8 : Facteurs de majoration (autres usagers)**

Catégorie	Taux de majoration des autres usagers			
	Administration	Commerce	Artisanat et petite industrie	total
Service				
métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17,5	17,5	70
métropoles	30	15	15	60
urbain supérieur	25	12,5	12,5	50
urbain	20	10	10	40
Semi urbain	15	10	10	35
Semi rural	10	7,5	7,5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Eparse	0	0	0	0

Source PNE

**Tableau II.9 : table du débit pour les autres usages**

Ville	Formule	Q <sub>dom</sub>	Q <sub>autre,us</sub>
Didouche-Mourad	0.4 Q <sub>dom</sub>	14469	5787.6
Zighout-youcef	0.4 Q <sub>dom</sub>	11130.2	4452.08
Hamma-Bouziane	0.5 Q <sub>dom</sub>	26864.6	13432.3

### 3. Calcul des pertes du réseau

Dans l'état actuel, il n'existe pas d'informations confirmées sur la répartition et l'étendue des pertes. A cet effet le rendement du réseau est pris égal à 85% (ce seuil sera atteint après réhabilitation du réseau et à été choisi sur la base des travaux qui sont déjà engagés par la DRE en matière de renouvellement de conduites vétustes).

$$Q_{\text{pertes}} = 15 \% Q_{\text{domestique}}$$

**Tableau II.10: Débit de la perte**

Ville	Q <sub>pertes</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Didouche-mourad	2170.35
Zighout-youcef	1669.53
Hamma-bouziane	4029.69

## II.4- Besoins globaux actuels et futurs

### II.4.1- Besoins du jour moyen

Les Besoins du jour moyen se calculent de la manière suivante :

$$Q_{\text{moy/j}} = \text{Consommation domestique} + \text{Consommation des équipements} + \text{Débit climatique} + \text{les pertes}$$

Le tableau suivant représente tous les déferents consommateurs :

**Tableau II.11** : tableau de la consommation totale (Didouche-Mourad)

<b>Horizon</b>	<b>2040</b>
<b>Population estimée (hab)</b>	72345
<b>Consommation domestique (m3/j)</b>	14469
<b>Consommation des équipements (m3/j)</b>	5787.6
<b>Débit climatique (m3/j)</b>	723.45
<b>Pertes (m3/j)</b>	2170.35
<b>Consommation totale (m3/j)</b>	<b>23150.4</b>

Donc le débit moyen journalier est égal à 23150.4 m<sup>3</sup>/j c'est-à-

dire :  $Q_{\text{moy ; j}} = 267.94$  l/s

**Tableau II.12** : tableau de la consommation totale (Zighout-Youcef)

<b>Horizon</b>	<b>2040</b>
<b>Population estimée (hab)</b>	55651
<b>Consommation domestique (m3/j)</b>	11130.2
<b>Consommation des équipements (m3/j)</b>	4452.08
<b>Débit climatique (m3/j)</b>	556.51
<b>Pertes (m3/j)</b>	1669.53
<b>Consommation totale (m3/j)</b>	<b>17808.32</b>

Donc le débit moyen journalier est égal à 17808.32 m<sup>3</sup>/j c'est-à-

dire :  $Q_{\text{moy ; j}} = 206.11$  l/s

**Tableau II.13** : tableau de la consommation totale (Hamma-Bouziane)

<b>Horizon</b>	<b>2040</b>
<b>Population estimée (hab)</b>	134323
<b>Consommation domestique (m3/j)</b>	26864.6
<b>Consommation des équipements (m3/j)</b>	13432.3
<b>Débit climatique (m3/j)</b>	1343.23
<b>Pertes (m3/j)</b>	4029.69
<b>Consommation totale (m3/j)</b>	<b>45669.82</b>

Donc le débit moyen journalier est égal à 45669.82 m<sup>3</sup>/j c'est-à-

dire :  $Q_{\text{moy ; j}} = 528.59$  l/s

**II.5- Les consommations maximale et minimale journalière****II.5.1- Consommation maximale journalière**

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

$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad \text{Avec : } K_{\max,j} = (1.1 - 1.3)$$

Avec :

$Q_{\max,j}$  : Débit de consommation maximum journalier.

$Q_{\text{moy},j}$  : Débit de consommation moyen journalier.

➤ On prend :  $K_{\max,j} = 1,3$

**Tableau II.14 : Tableau du débit maximal journalier**

	Débit moyen journalier (m <sup>3</sup> /j)	Coefficient d'irrégularité $K_{\max,j}$	Débit maximal journalier (m <sup>3</sup> /j)
Didouche-Mourad	23150.4	1.3	30095.52
Zighout-Youcef	17808.32		23150.82
Hamma-bouziane	45669.82		59370.77

$$Q_{\max,j_{2040}} = 112617.11 \text{ m}^3/\text{j} = 1303.44 \text{ l/s}$$

**II.5.2- Consommation minimale journalière**

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum ( $K_{\min,j}$ ) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière

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

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moyj}}} \quad \text{Avec : } K_{\min,j} = (0.7 - 0.9)$$

➤ On prend :  $K_{\min,j} = 0.9$

**Tableau II.15 :** Tableau du débit minimal journalier

	Débit moyen journalier (m <sup>3</sup> /j)	Coefficient d'irrégularité $K_{\min,j}$	Débit minimal journalier (m <sup>3</sup> /j)
Didouche-Mourad	23150.4	0.9	20835.36
Zighout-youcef	17808.32		16027.49
Hamma-Bouziane	45669.82		41102.84

$$Q_{\min,j_{2040}} = 77965.69 \text{ m}^3/\text{j} = 902.38 \text{ l/s}$$

**II.6- Variation des débits horaires pour 2040**

Pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur le tableau suivant :

Tableau II.16 : Répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	
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
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	100%

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

**Tableau II.17 :** Variation du débit horaire (Didouche Mourad)

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
	$Q_{\max, j} = 30095.52 \text{ m}^3/j$			
	%	$\text{m}^3/h$	%	$\text{m}^3/h$
<b>00-01</b>	3	902,87	3	902,87
<b>01-02</b>	3,2	963,06	6,2	1865,92
<b>02-03</b>	2,5	752,39	8,7	2618,31
<b>03-04</b>	2,6	782,48	11,3	3400,79
<b>04-05</b>	3,5	1053,34	14,8	4454,14
<b>05-06</b>	4,1	1233,92	18,9	5688,05
<b>06-07</b>	4,5	1354,30	23,4	7042,35
<b>07-08</b>	4,9	1474,68	28,3	8517,03
<b>08-09</b>	4,9	1474,68	33,2	9991,71
<b>09-10</b>	<b>5,6</b>	<b>1685,35</b>	<b>38,8</b>	<b>11677,06</b>
<b>10-11</b>	4,8	1444,58	43,6	13121,65
<b>11-12</b>	4,7	1414,49	48,3	14536,14
<b>12-13</b>	4,4	1324,20	52,7	15860,34
<b>13-14</b>	4,1	1233,92	56,8	17094,26
<b>14-15</b>	4,2	1264,01	61	18358,27
<b>15-16</b>	4,4	1324,20	65,4	19682,47
<b>16-17</b>	4,3	1294,11	69,7	20976,58
<b>17-18</b>	4,1	1233,92	73,8	22210,49
<b>18-19</b>	4,5	1354,30	78,3	23564,79
<b>19-20</b>	4,5	1354,30	82,8	24919,09
<b>20-21</b>	4,5	1354,30	87,3	26273,39
<b>21-22</b>	4,8	1444,58	92,1	27717,97
<b>22-23</b>	4,6	1384,39	96,7	29102,37
<b>23-24</b>	3,3	993,15	100	30095,52

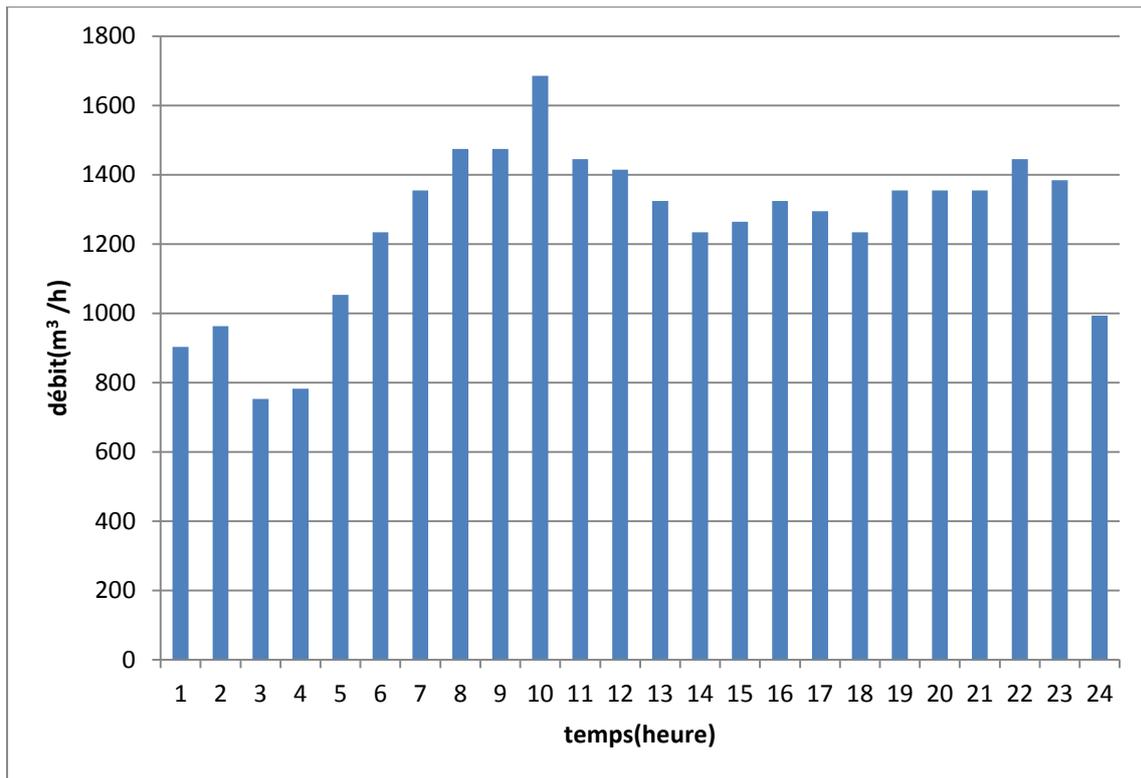


Figure II.3 : histogramme de la consommation pour toute l'agglomération (Didouche Mourad)

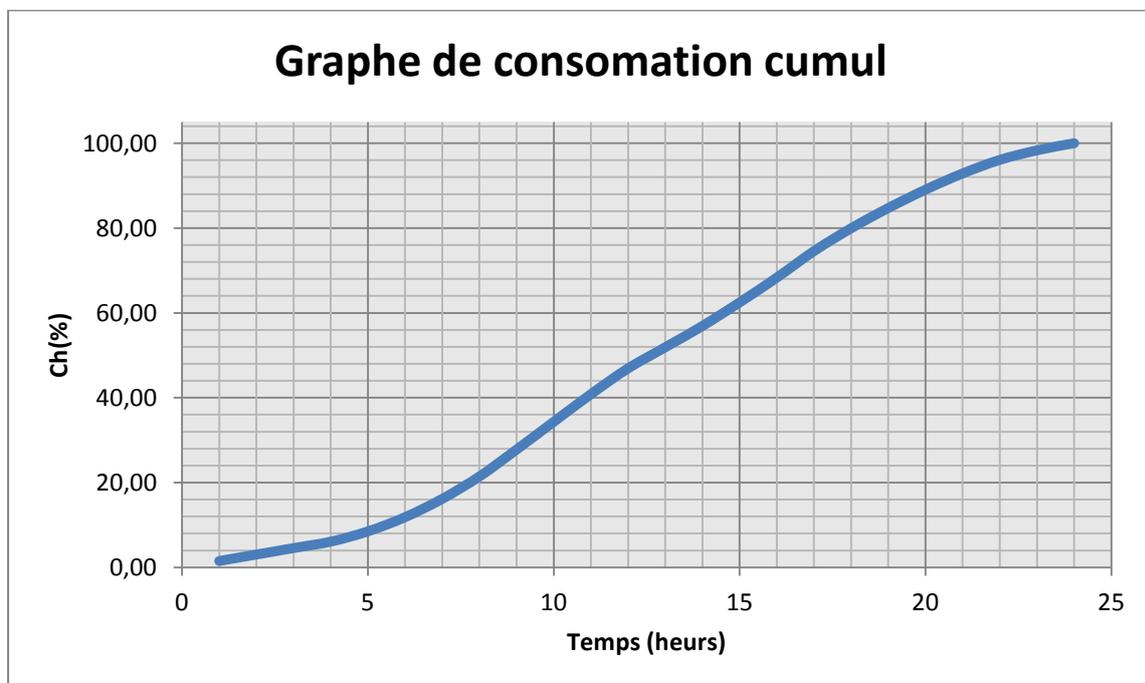


Figure II.4 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération (Didouche)

Tableau II.18 : Variation du débit horaire (Zighout Youcef)

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
	Q <sub>max, j</sub> =23150.82 m <sup>3</sup> /j			
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0-1	3	694,52	3	694,52
01-02	3,2	740,83	6,2	1435,35
02-03	2,5	578,77	8,7	2014,12
03-04	2,6	601,92	11,3	2616,04
04-05	3,5	810,28	14,8	3426,32
05-06	4,1	949,18	18,9	4375,50
06-07	4,5	1041,79	23,4	5417,29
07-08	4,9	1134,39	28,3	6551,68
08-09	4,9	1134,39	33,2	7686,07
09-10	5,6	1296,45	38,8	8982,52
10-11	4,8	1111,24	43,6	10093,76
11-12	4,7	1088,09	48,3	11181,85
12-13	4,4	1018,64	52,7	12200,48
13-14	4,1	949,18	56,8	13149,67
14-15	4,2	972,33	61	14122,00
15-16	4,4	1018,64	65,4	15140,64
16-17	4,3	995,49	69,7	16136,12
17-18	4,1	949,18	73,8	17085,31
18-19	4,5	1041,79	78,3	18127,09
19-20	4,5	1041,79	82,8	19168,88
20-21	4,5	1041,79	87,3	20210,67
21-22	4,8	1111,24	92,1	21321,91
22-23	4,6	1064,94	96,7	22386,84
23-24	3,3	763,98	100	23150,82

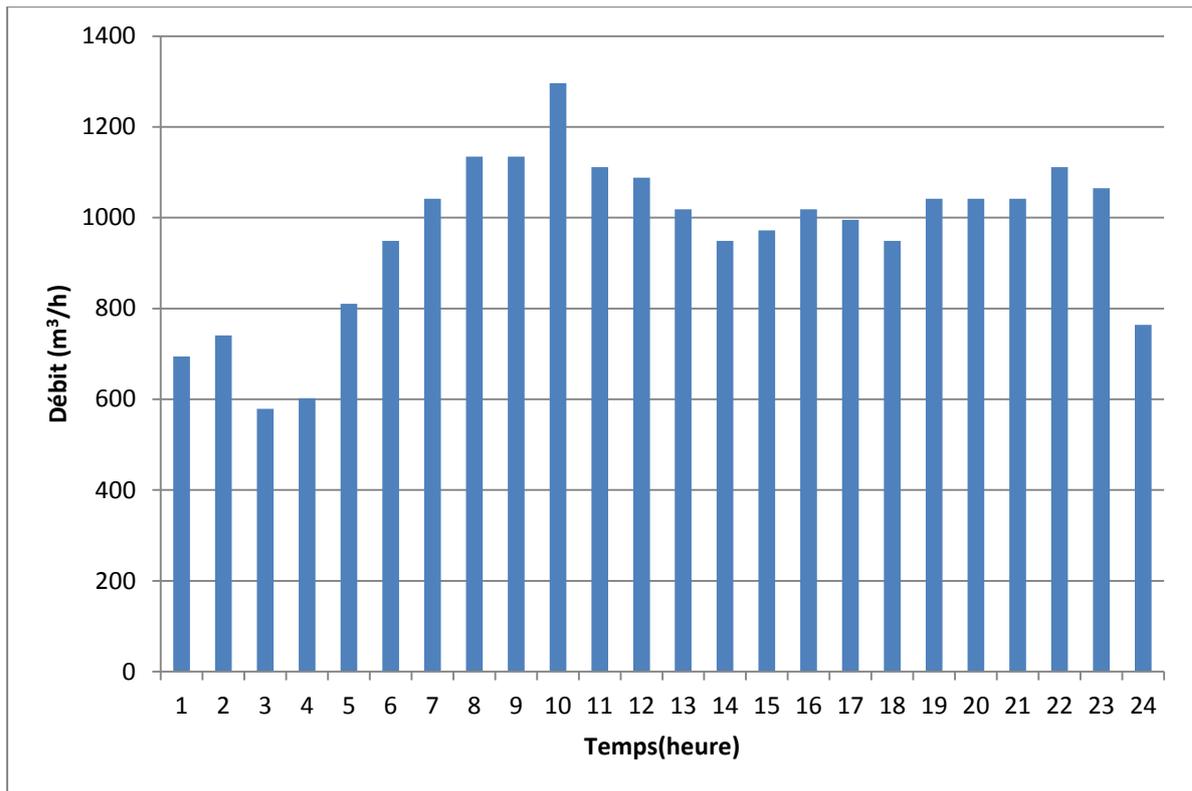


Figure II.5 : histogramme de la consommation pour toute l'agglomération (Zighout-Youcef)

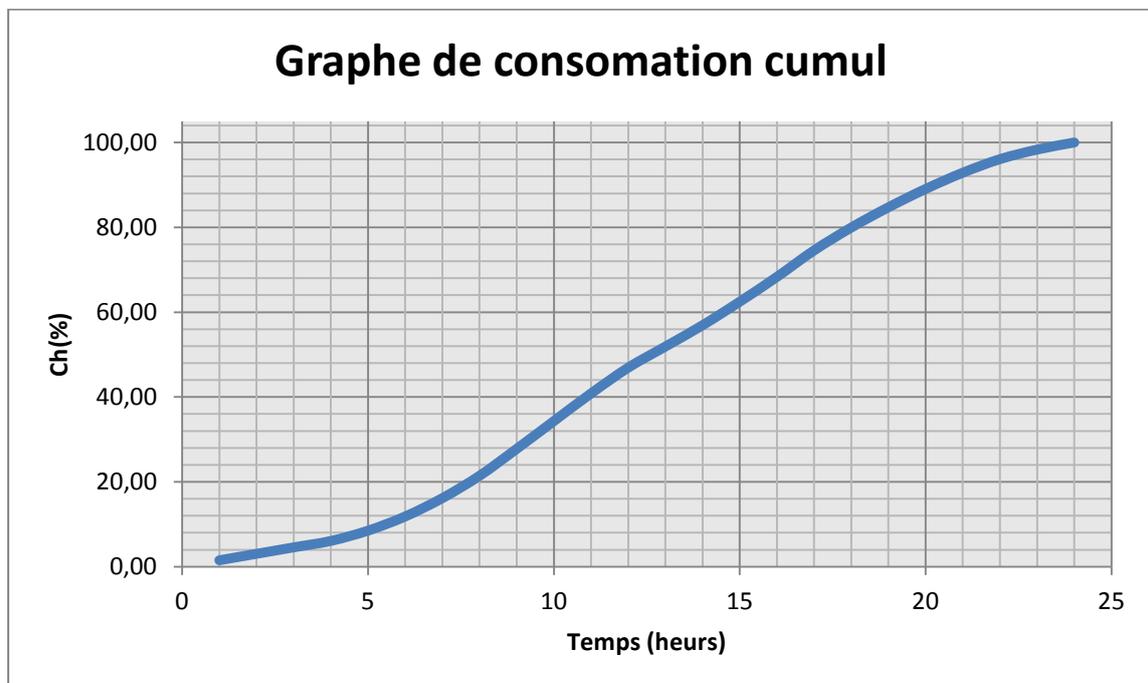


Figure II.6 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération (Zighout)

Tableau II.19 : Variation du débit horaire (Hamma Bouziane)

Heures	Consommation totale		Consommation cumulée	
	$Q_{\max, j} = 59370,77 \text{ m}^3/\text{j}$			
	%	$\text{m}^3/\text{h}$	%	$\text{m}^3/\text{h}$
0-1	3,35	1988,92	3	1988,92
01-02	3,25	1929,55	6,2	3918,47
02-03	3,3	1959,24	8,7	5877,71
03-04	3,2	1899,86	11,3	7777,57
04-05	3,25	1929,55	14,8	9707,12
05-06	3,4	2018,61	18,9	11725,73
06-07	3,85	2285,77	23,4	14011,50
07-08	4,45	2642,00	28,3	16653,50
08-09	5,2	3087,28	33,2	19740,78
09-10	5,05	2998,22	38,8	22739,00
10-11	4,85	2879,48	43,6	25618,49
11-12	4,6	2731,06	48,3	28349,54
12-13	4,6	2731,06	52,7	31080,60
13-14	4,55	2701,37	56,8	33781,97
14-15	4,75	2820,11	61	36602,08
15-16	4,7	2790,43	65,4	39392,51
16-17	4,65	2760,74	69,7	42153,25
17-18	4,35	2582,63	73,8	44735,87
18-19	4,4	2612,31	78,3	47348,19
19-20	4,3	2552,94	82,8	49901,13
20-21	4,3	2552,94	87,3	52454,07
21-22	3,75	2226,40	92,1	54680,48
22-23	3,75	2226,40	96,7	56906,88
23-24	3,7	2196,72	100	59370,77

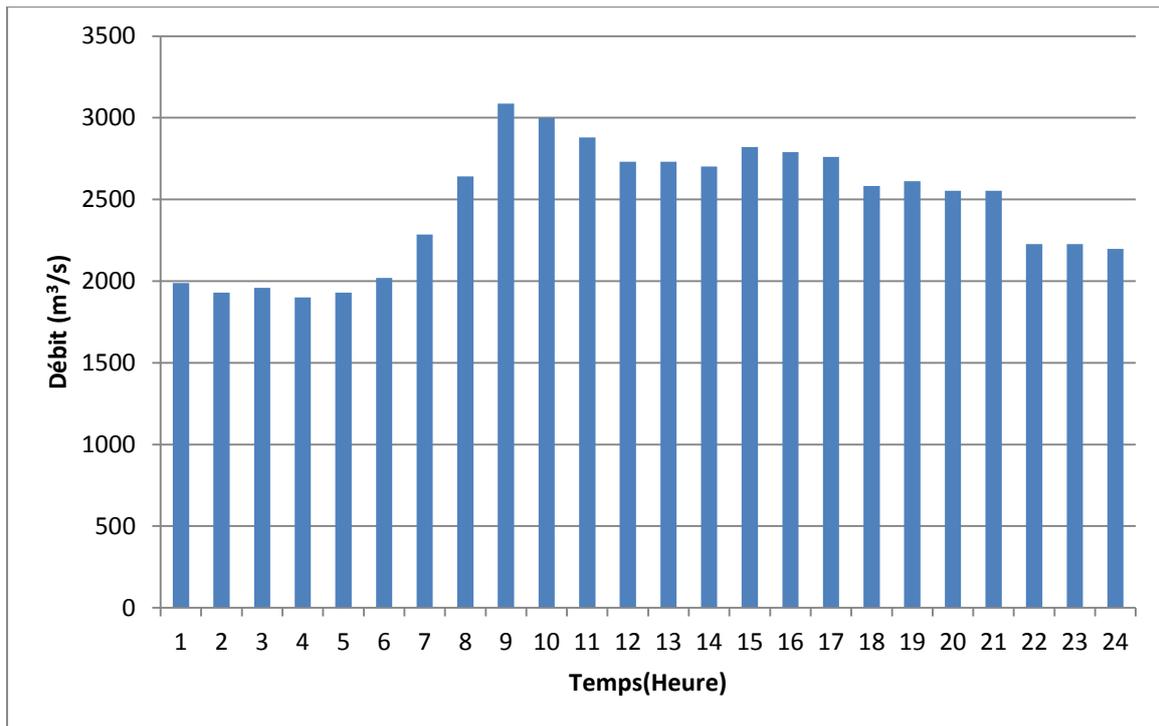


Figure II.7 : histogramme de la consommation pour toute l'agglomération (Hamma-bouziiane)

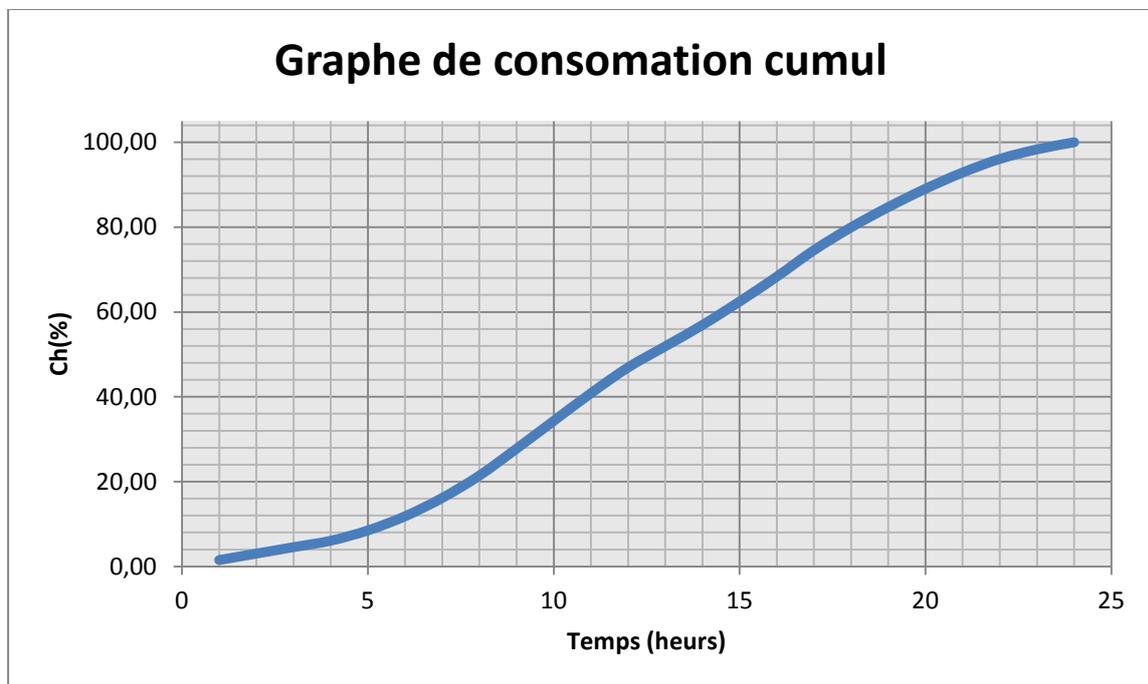


Figure II.8 : courbe intégrale de la consommation totale de l'agglomération(Hamma)

**II.7- Adéquation Besoins – Ressources**

L'établissement des équilibres Besoins/Ressources permet de contrôler l'adéquation entre les besoins d'une part, et les capacités de mobilisation des ressources d'autre part, et permettra ainsi de définir les actions à mettre en place et le schéma de fonctionnement adéquat.

Il est ainsi possible de vérifier la bonne répartition des ressources et des réserves sur le système d'alimentation/distribution en jour de consommation moyenne comme en jour de pointe.

Ces bilans visent à évaluer la capacité des ressources mobilisables existant du système d'alimentation.

**Tableau II.20 : Tableau global**

Ville	Besoins jour pointe (2040) (m <sup>3</sup> /j)	Production actuelle (m <sup>3</sup> /j)	Déficit(m <sup>3</sup> /j)
Didouche-Mourad	30095.52	8565	21530.52
Zighout-Youcef	23150.82	3718	19432.82
Hamma-Bouziane	59370.77	14555	44815.77

**II.9- Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons estimé les besoins en eau potable ou nous avons constaté un grand déficit. Ce qui nous a fait penser à un renforcement de la quantité actuelle.

## **Chapitre - III -**

### *Ouvrages de stockage*

#### **Introduction**

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Les réservoirs sont aussi des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distribution et qui jouent un rôle très important dans la distribution.

#### **III.1- Définition**

Le rôle des réservoirs diffère au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, en suite à parer à un accident survenu dans l'adduction, Ils permettent de rendre optimal le débit pour tous les ouvrages situés en amont, c'est-à-dire, ils disposent d'un volume permettant de compenser :

- La variation horaire de consommation aval, appelé volume de régulation
- D'une réserve de sécurité dite réserve incendie
- D'une réserve pour utilisation exceptionnelle

Autrement dit, les réservoirs servent principalement à harmoniser la demande et la production, alors que pour être efficace, la production doit être constante lorsque le débit de production est supérieur au débit de consommation, on accumule l'excédent dans ces derniers.

#### **III.2- Fonctions des réservoirs**

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples.

##### **III.2.1.Fonction techniques des réservoirs**

Les différentes fonctions d'un réservoir sont :

- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la Production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
  - ✓ panne électrique
  - ✓ remplacement d'une pompe
  - ✓ accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.

- Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de Pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
  - Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité Constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint.
  - Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
  - Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas Réservoirs tampons.
  - Régularisation du fonctionnement de la station de pompage.
  - Simplification de l'exploitation.
  - Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
  - Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
  - Maintenir l'eau à une température constante et la préserver des contaminations.
- Les réservoirs doivent être:
- ✓ Etanches
  - ✓ Construits avec des matériaux qui ne soit pas susceptibles d'altérer l'eau
  - ✓ Etablir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température

### III.2.2. Fonctions économiques des réservoirs

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution
- Réduction des dépenses d'énergie

### III.3- Classification des réservoirs:

- D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :
  - Enterrés
  - Semi enterres
  - Surélevés
- D'après la nature des matériaux, on distingue :
  - Réservoirs métalliques
  - Réservoirs en maçonnerie
  - Réservoirs en béton armé
  - Réservoirs en plastique
- Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :
  - Rectangulaire ou carrée:
  - Circulaire:
  - Réservoirs terminaux:
  - Réservoirs de mise en charge:
  - Les bâches de reprises

### III.4- Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines conditions à savoir :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que son remplissage se fasse gravitaire ment, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ;
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravite, 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

### III.5- Capacité de réservoirs

Le plus souvent, la capacité du réservoir est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en tenant compte, bien entendu du jour de plus forte consommation. La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- ✓ La méthode analytique.
- ✓ La méthode graphique.

#### III.5.1.La méthode analytique :

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

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

- $V_r$ : capacité résiduelle ( $\text{m}^3$ ),
- $a$ : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- $Q_{\max j}$ : La consommation maximale journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{IV-2})$$

- $V_T$ : capacité totale du réservoir ( $\text{m}^3$ ).
- $V_{\text{inc}}$ : volume d'incendie estimé à  $120 \text{ m}^3$ .

## a) Réservoir de distribution ( Hamma Bouziane) :

Tableau III.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir Hamma-bouziane

heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
1	4,17	3,35	0,82	-	1,71
2	4,17	3,25	0,92	-	2,63
3	4,17	3,3	0,87	-	3,5
4	4,17	3,2	0,97	-	4,47
5	4,17	3,25	0,92	-	5,39
6	4,17	3,4	0,77	-	6,16
7	4,17	3,85	0,32	-	6,48
8	4,17	4,45	-	0,28	6,2
9	4,17	5,2	-	1,03	5,17
10	4,17	5,05	-	0,88	4,29
11	4,17	4,85	-	0,68	3,61
12	4,17	4,6	-	0,43	3,18
13	4,17	4,6	-	0,43	2,75
14	4,17	4,55	-	0,38	2,37
15	4,17	4,75	-	0,58	1,79
16	4,17	4,7	-	0,53	1,26
17	4,17	4,65	-	0,48	0,78
18	4,17	4,35	-	0,18	0,6
19	4,17	4,4	-	0,23	0,37
20	4,17	4,3	-	0,13	0,24
21	4,17	4,3	-	0,13	0,11
22	4,17	4,2	-	0,03	0
23	4,17	3,75	0,42	-	0,42
24	4,17	3,7	0,47	-	0,89
totale	<b>100 %</b>	<b>100 %</b>	-	-	-

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{6.48 * 44815.77}{100} \Rightarrow V_r = 2904.06 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 2904.06 + 120 \Rightarrow V_t = 3024.06 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 3500 \text{ m}^3$ .

➤ **Dimensions du réservoir**

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

- Le diamètre  $D$  de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}}$$

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir ( $m^3$ ) ;

$S$  : section du réservoir ( $m^2$ ) ;

$D$  : diamètre de la cuve (m) ;

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

On pose:  $h = 4$  m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 3500}{3,14 * 4}} \Rightarrow D = 33.38 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 34 \text{ m}}$$

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

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2}$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 3500}{3,14 * 34^2} \Rightarrow \mathbf{h = 3.85 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h}$$

$$\text{AN: } S = \frac{3500}{3.85} \Rightarrow \mathbf{S = 909.09 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale du réservoir

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

$$H = h + R$$

$H$  : hauteur totale du réservoir (m) ;

$R$  : revanche (m),

On prend:  $R = 0,5$  m

$$\text{AN: } H = 3.85 + 0.5 \Rightarrow \mathbf{H = 4.35 \text{ m}}$$

## b) Réservoir de distribution ( Zighout-youcef) :

Tableau III.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir Zigout-Youcef

heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
1	4,17	3	1,17	-	2,47
2	4,17	3,2	0,97	-	3,44
3	4,17	2,5	1,67	-	5,11
4	4,17	2,6	1,57	-	6,68
5	4,17	3,5	0,67	-	7,35
6	4,17	4,1	0,07	-	7,42
7	4,17	4,5	-	0,33	<b>7,42</b>
8	4,17	4,9	-	0,73	6,69
9	4,17	4,9	-	0,73	5,96
10	4,17	5,6	-	1,43	4,53
11	4,17	4,8	-	0,63	3,9
12	4,17	4,7	-	0,53	3,37
13	4,17	4,4	-	0,23	3,14
14	4,17	4,1	0,07	-	3,14
15	4,17	4,2	-	0,03	3,11
16	4,17	4,4	-	0,23	2,88
17	4,17	4,3	-	0,13	2,75
18	4,17	4,1	0,07	-	2,75
19	4,17	4,5	-	0,33	2,42
20	4,17	4,5	-	0,33	2,09
21	4,17	4,5	-	0,33	1,76
22	4,17	4,8	-	0,63	0
23	4,17	4,6	-	0,43	0,43
24	4,17	3,3	0,87	-	1,3
totale					

- Le volume résiduel sera :  $V_r = \frac{7.42 * 20894.25}{100} \Rightarrow V_r = 1550.35 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera :  $V_t = 1550.35 + 120 \Rightarrow V_t = 1670.35 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera :  $V_n = 2000 \text{ m}^3$ .

➤ **Dimensions du réservoir**

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

- Le diamètre  $D$  de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{IV.3})$$

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir ( $\text{m}^3$ ) ;

$S$  : section du réservoir ( $\text{m}^2$ ) ;

$D$  : diamètre de la cuve (m) ;

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

On pose:  $h = 4$  m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 2000}{3,14 * 4}} \Rightarrow D = 25.23 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 26 \text{ m}}$$

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

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2}$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 2000}{3,14 * 26^2} \Rightarrow \mathbf{h = 3.76 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h}$$

$$\text{AN: } S = \frac{2000}{3.76} \Rightarrow \mathbf{S = 531.91 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale du réservoir

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

$$H = h + R$$

$H$  : hauteur totale du réservoir (m) ;

$R$  : revanche (m),

On prend:  $R = 0,5$  m

$$\text{AN: } H = 3.76 + 0.5 \Rightarrow \mathbf{H = 4.26 \text{ m}}$$

## c) Réservoir tampon (Djbél-Ouahch) et le brise charge

**Tableau III.3:** Evaluation du volume du réservoir tampon et le brise charge

Réservoir	Genre	Volume (m <sup>3</sup> )	Hauteur(m)	Diamètre(m)
Djbél-Ouahch	Tampon	20000	5.8	67
Didouche	Brise charge	1500	3	26

**III.6- Détermination de résidu maximum dans les réservoirs**

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la déférence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

**III.6.1.Méthode graphique**

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

Donc :

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

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

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

Donc le volume totale sera  $V_t = V_r + V_{inc}$ .

### **III.7- Les équipements des réservoirs :**

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés :

- La cuve sera en béton armé.
- La cuve doit être visitable et ventilée.
- La ventilation est facilitée par la présence d'une cheminée d'accès qui comporte à sa partie supérieure des orifices à l'air libre obturés par des grillages.
- L'accès à la cuve s'effectue par une échelle qui longe les parois

#### **III.7.1. La conduite d'arrivée ;**

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau

A la débouche dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

#### **III.7.2. La Conduite de départ ;**

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve.

#### **III.7.3. La Conduite du trop-plein :**

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

#### **III.7.4. La Conduite de vidange :**

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine.

Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet vanne.

#### **III.7.5. La Conduite BY-PASS :**

Elle relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ .

Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir

#### **III.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :**

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement

Une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

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

**Remarque :**

Toutes ces conduites doivent normalement transiter par une chambre appelée chambre de Manœuvre.

**III.8. 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 ;

**III.9. Hygiène et sécurité :**

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

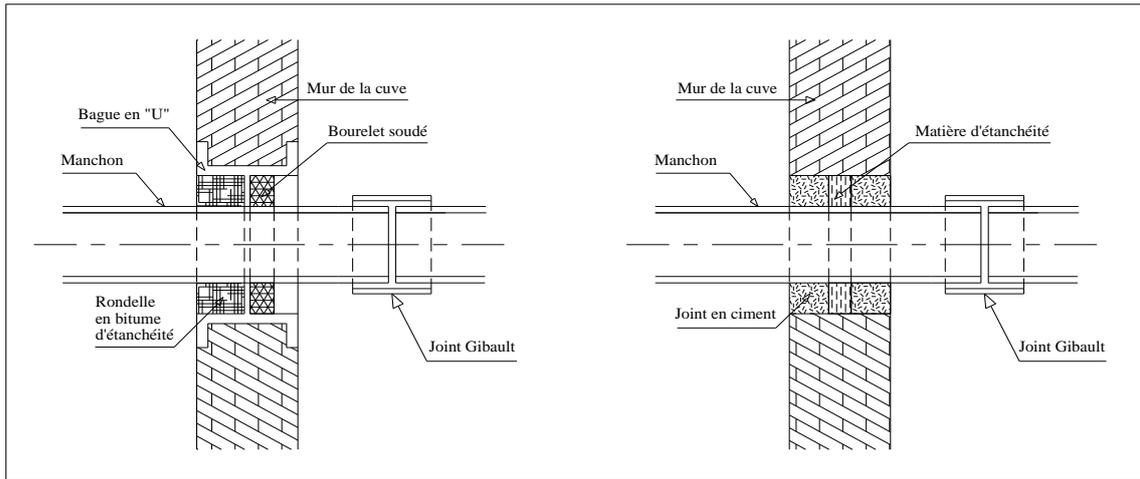
- ✓ couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- ✓ éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- ✓ étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau ;

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

**III.10. Traversée des conduites dans les parois du réservoir**

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

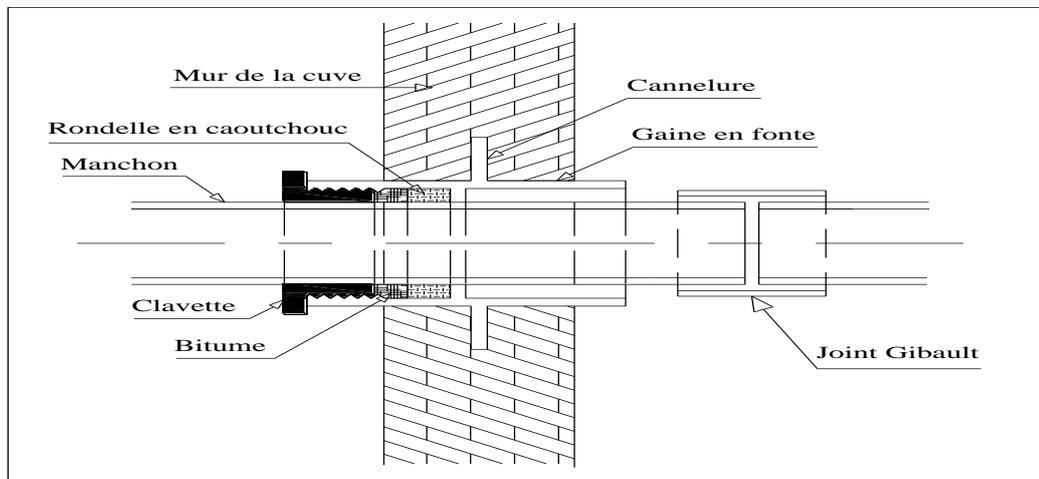
➤ **1<sup>er</sup> cas :** La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure IV.2) ci-dessous :



**Figure III.1:** Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

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

(Voir la figure IV-3).



**Figure III.2:** Traversée des conduites (Gaine en fonte)

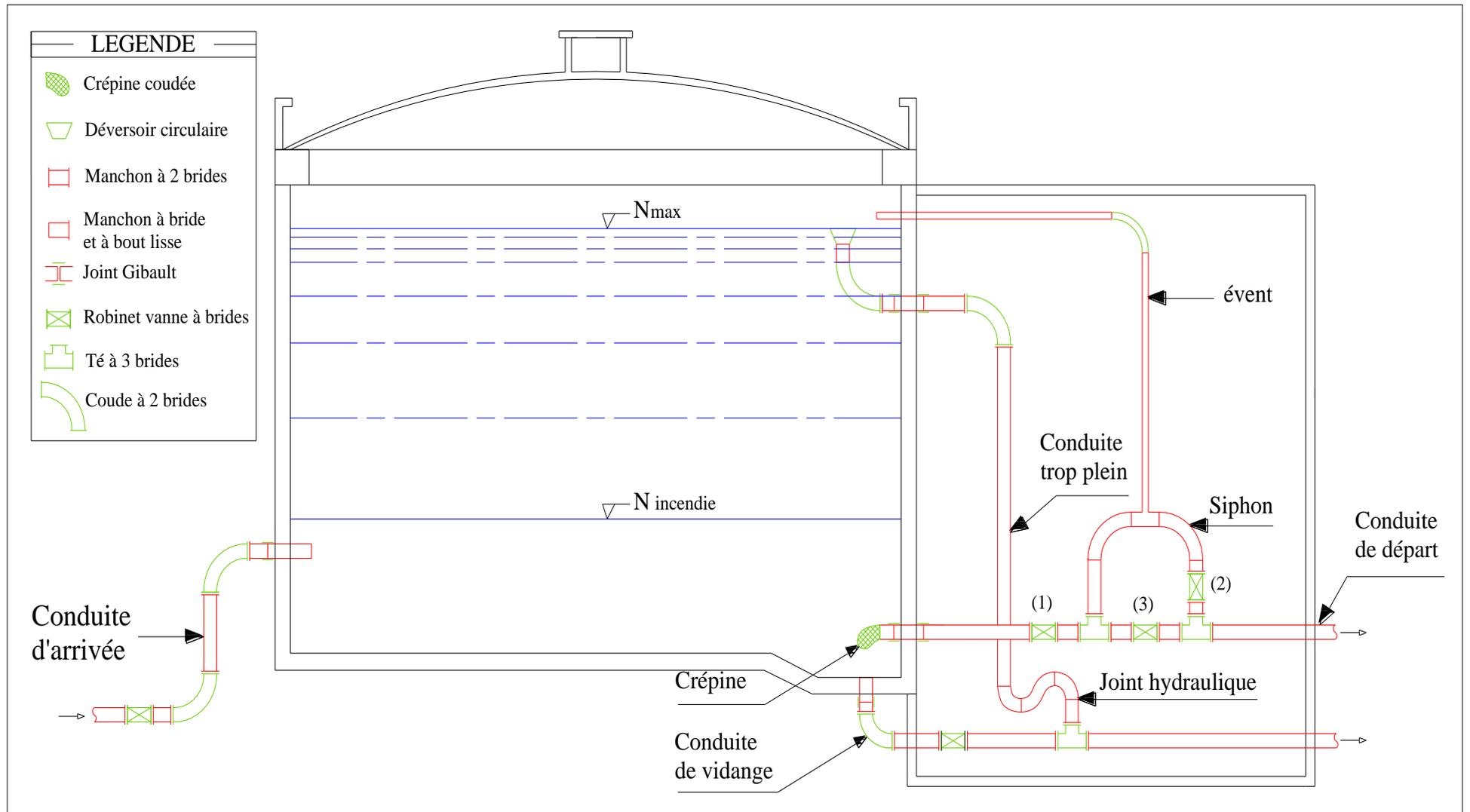


Figure III.3: Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

### ***Conclusion***

Sur la longueur de notre système d'adduction, on a projeté 2 réservoirs , un tompon et un brise charge pour baisser la charge.

la capacité du ses réservoirs est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit consommé.

**Chapitre - IV -****ETUDE DE L'ADDUCTION****Introduction**

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

**IV.1- Définition**

On définit par adduction des eaux le transport des eaux brutes (non traitées) ou traitées des zones de captage ou des stations de traitement aux zones d'utilisation (réservoirs de distribution, bâches,...). Toutefois, dans la plupart des cas, lorsque les distances à parcourir sont assez longues, ces conduites sont construites en amiante ciment, béton précontraint, en acier, en fonte ou en polyéthylène, elles sont soit enterrées soit posées sur le sol.

**IV.2- Type d'adduction**

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

**IV.2.1- Adduction gravitaire**

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

**IV.2.2- Adduction par refoulement**

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

**IV.2.3- Adduction mixte**

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

### ***IV.3- Type d'écoulement***

On distingue deux types d'écoulement :

#### **IV.3.1- Ecoulement à surface libre**

L'écoulement à surface libre se fait sans charge c'est-à-dire à la pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans les aqueducs fermés et les canaux à ciel ouvert.

#### **IV.3.2- Ecoulement en charge**

L'écoulement en charge se manifeste grâce à une certaine pression qui est supérieure à la pression atmosphérique. On rencontre ce type d'écoulement dans des réseaux sous pression ou dans les adductions par refoulement.

### ***IV.4- Principe du choix du tracé***

Il est possible sur une carte (ou photo aérienne) d'établir un tracé théorique pour éviter les passages difficiles, mais le tracé définitif ne peut être arrêté qu'à la suite de visite sur terrain, en compagnie d'une personne qui connaît bien la localité. Pour définir le tracé définitif, il faut prendre en compte les problèmes suivants :

- ✓ Minimiser le nombre de passages difficiles : traversée de route, de ravine...
- ✓ Eviter autant que possible les contres pentes qui donneront des cantonnements d'air, de plus en période d'arrêt de la pompe. Il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation, aussi aux points hauts du tracé, peuvent se conformés des cantonnements d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigées.
- ✓ Eviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux,
- ✓ Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée,
- ✓ Préférer les accessibles : le long des chemins existants par exemple,
- ✓ Apprécier les problèmes de propriété de terrain et d'autorisation : problème fonciers,
- ✓ Au niveau de la communauté, le tracé est généralement dicté par les contraintes liées à l'occupation des sols (jardins, maison...).

### ***IV.5- Choix du matériau de la conduite :***

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

Dans notre projet, nous avons opté pour des conduites en fonte ductile vu leurs avantages :

- Economiques
- Disponibilité sur le marché.
- Permettre une pose simple et adéquate
- Résistance à des grandes pressions
- Réduction des pièces spéciales

- Adaptation aux terrains accidentés
- L'assemblage des tuyaux se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffante

#### IV.6- Conduites d'adduction

L'étude des conduites de transfert porte sur :

- ✓ les aspects hydrauliques (Méthodologie et hypothèses de calcul hydraulique).
- ✓ le tracé (les différentes variantes proposées).

##### IV.6.1- Méthodologie et hypothèses de calcul hydraulique

Le calcul hydraulique est effectué avec l'hypothèse d'un écoulement permanent uniforme dans les adductions principales et secondaires selon un débit fictif continu uniformément répartie sur 24 heures.

##### IV.6.1.1- Cas gravitaire

Pour faire le dimensionnement dans ce cas en calcul les paramètres suivants :

##### IV.6.1.1.1- Le diamètre avantageux

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

$$\Delta H_T = \frac{\lambda * L * V^2}{D * 2g} \text{ Sachant que } Q=V*S \Rightarrow \Delta H_T = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5}$$

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de la perte de charge ;

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

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

$K'$  : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_{eq} = L_g + L_e$$

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

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

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g$$

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_T}}$$

Avec :

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

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

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

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

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

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients **K'**, **m** et **β** sont donnés dans le tableau IV.1

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

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_T}}$$

#### IV.6.1.1.2- La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

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

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

Avec :

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

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

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

#### **IV.6.1.2- Cas de refoulement**

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

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

##### ➤ **Choix de la gamme des diamètres**

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

-La formule de BRESS

$$Dec = 1,5 * \sqrt{Q}$$

-La formule de BONNIN

$$Dec = \sqrt{Q}$$

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

Dec : Diamètre économique de la conduite (m).

#### **Remarque**

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

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

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

**IV.6.1.2.1- Calcul des pertes de charge****1. pertes de charge linéaires :**

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

- Du diamètre D de la conduite en (m);
- Du débit Q en (m<sup>3</sup>/s);
- De la rugosité absolue K<sub>s</sub> exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L V^2}{D^2 g} = I * L$$

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

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

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

I: gradient hydraulique en (m/m)

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

Avec :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{la formule de Nikuradzé})$$

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

Re: nombre de Reynolds. Est calculé comme suit :  $R_e = \frac{V * D}{\nu}$

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

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)}$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C:  $\nu=0.01$  Stocks =10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s

**2. Pertes de charge singulières**

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

Elles sont données par la formule suivante :

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

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

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,1 * \Delta H_l$$

#### IV.6.1.2.2- Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = Hg + \Delta H_t$$

Hg: la hauteur géométrique tq :  $Hg = Nc + (z1 - z2)$

Nc : niveau de calage de la pompe

$(z1 - z2)$  : différence de cote.

#### IV.6.1.2.3- Puissance absorbée par la pompe

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

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

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

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

g: pesanteur ( $9.81 m/s^2$ )

#### IV.6.1.2.4- Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \quad [Kwh]$$

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

P: puissance de la pompe en (kW)

#### IV.6.1.2.5- Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$Fex = E * e \quad [DA]$$

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

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. ( $e = 5.23 DA$ )

**IV.6.1.2.6- Frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$\text{Fam} = \text{Prc} * A \quad [\text{DA}]$$

Prc: prix de la conduite en (DA)

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

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

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 % en Algérie

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

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,0888$$

$$A=8.88 \%$$

**IV.6.1.3- Vérification du coup de bélier****A- Définition du phénomène**

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites de refoulement contre ce phénomène.

**B- Causes du coup de bélier :**

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque 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.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.

**C- Risques dû aux coups de bélier :**

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

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.

**D- Cas de la surpression :**

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

**E- Cas de dépression :**

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

**F- Fatigue de la canalisation :**

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

**➤ Détermination de la valeur de surpression et de dépression**

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{aV_0}{g}$$

- ✓  $V_0$  : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;
- ✓  $g$  : accélération de la pesanteur (9,81 m/s<sup>2</sup>)
- ✓  $a$  : Célérité en (m/s).

✓  $H_g$  : la hauteur géométrique (m).

◆ **La surpression :**

$$H_s = H_g + \Delta H_{\max}$$

◆ **La dépression:**

$$H_d = H_g - \Delta H_{\max}$$

◆ **Détermination de la vitesse de la célérité**

La célérité est la vitesse de propagation des ondes

Elle est donnée par la formule d'ALLIVI :

$$a = \frac{C}{\sqrt{1 + \frac{\varepsilon}{E} + \frac{D}{e}}}$$

Où

- ✓  $a$  : célérité de l'onde en (m/s).
- ✓  $D$  : diamètre intérieur de la conduite en (m).
- ✓  $E$  : module d'élasticité du matériau en (kgf/m<sup>2</sup>)  $\varepsilon$  : module d'élasticité de eau (N/ m<sup>2</sup>).
- ✓  $e$  : épaisseur de la canalisation en (m).
- ✓  $C$  : vitesse du son dans le liquide à 15°C (1420 m/s environ).

### ***IV.7- Proposition des variantes de tracée***

Le réseau d'adduction est composé de 03 grands axes principaux:

- Réservoir El Guemmas 50 000 m<sup>3</sup> (existant) – Réservoir Djebel El Ouahch
- Réservoirs Didouche Mourad (existant) – Réservoir Hama Bouziane projeté
- Réservoir Djebel el Ouahch projeté – Réservoirs Didouche Mourad (existant)

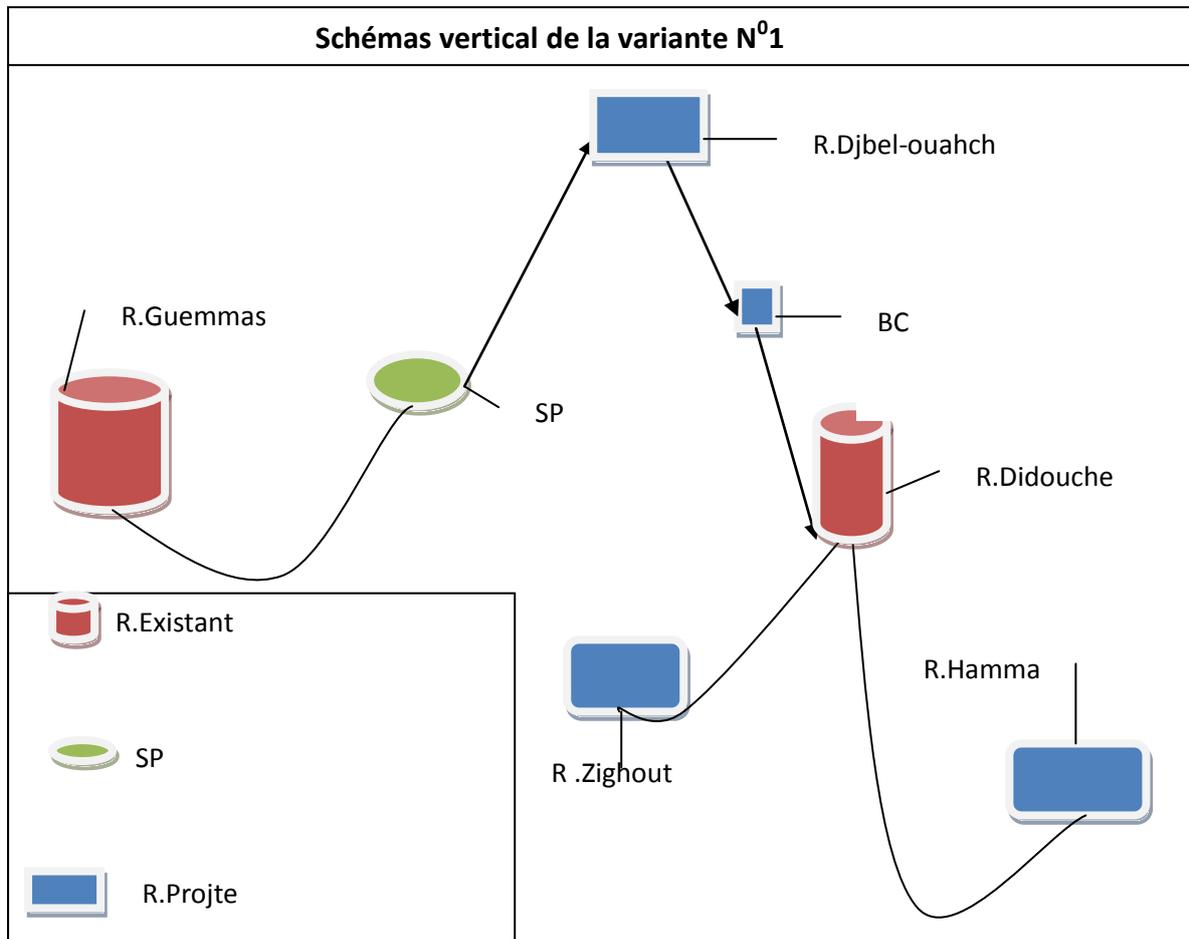
#### ***IV.7.1-Variante N°01***

Ce schéma suppose une alimentation gravitaire majoritairement avec l'introduction d'un seul brise charge à la cote 780 mNGA

Le réservoir 20 000 m<sup>3</sup> Djebel El Ouahch est projeté à une cote inférieure 970 mNGA et le trace vers le réservoir Didouche Mourad suivra les pistes ouvertes pour la réalisation de l'autoroute.

Le réservoir Didouche Mourad devient ainsi un réservoir central pour l'alimentation des branches Hama Bouziane et Zighout Youcef

Et ci-dessous un schéma vertical qui représente cette variante :



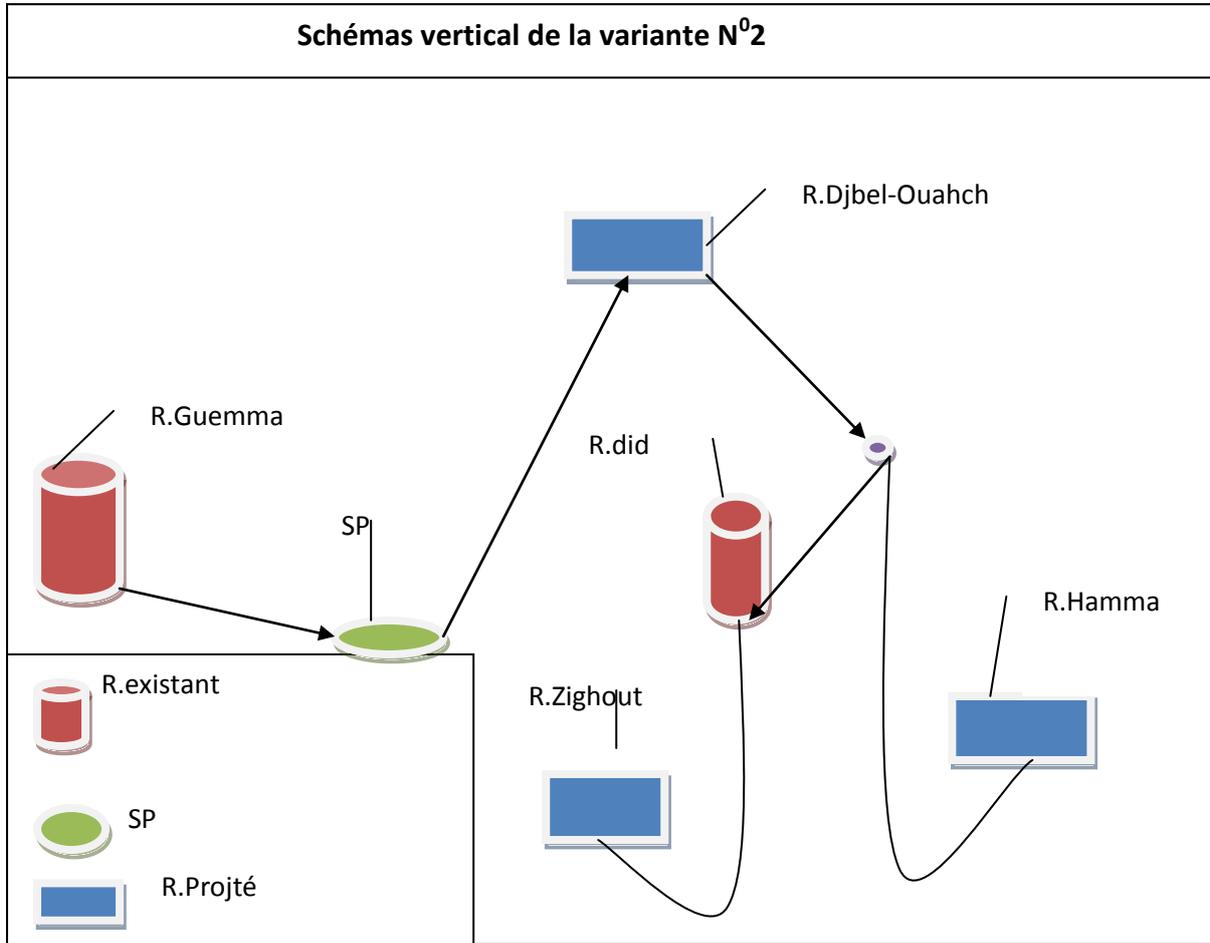
*Figure IV -1 : schéma de la variante N01*

#### **IV.7.2-Variante N°02**

Ce schéma suppose une alimentation gravitaire majoritairement avec l'introduction d'un point de ramification la cote 810 mNGA

Le réservoir 20 000 m3 Djebel El Ouahch est projeté a une cote inferieure 970 mNGA et

Le réservoir Didouche Mourad devient devient ainsi un réservoir central pour l'alimentation des branches Hama Bouziane et Zighout Youcef



*Figure IV -2 : schéma de la variante N02*

#### **IV.8- Etude des variantes**

*On a choisi la variante numéro 1 puisque dans la variante numéro 2 Compte tenu des points bas sur le trace (voir des pressions dépassant les 30 bars ) Apparaissent sur les branches Didouche Mourad , Hamma Bouziane*

**IV.8.1 Dimensionnement Partie gravitaire****IV.8.1.1- tronçon1 : Réservoir el guemmas vers la station de pompage**

les hypothèses de calcul sont :

- ✓ La cote de trop plein du réservoir El Guemmas est :  $C_{TP} = 784.8$  m
- ✓ la cote du radier du station de pompage projete est :  $C_{R-RT} = 740$  m
- ✓ la charge disponible :  $\Delta H_d = C_{TP} - C_{R-RT}$

$$\Delta H_d = 784.8 - 740 = 44.8 \text{ m}$$

- ✓ la longueur de la conduite gravitaire :  **$L_g = 5061$  ml**

La longueur équivalente de la conduite gravitaire :  $L_{eq} = 1.1 * L_g = 1.1 * 5061 = 5568$  ml

Donc :  **$L_{eq} = 5568$  ml**

- ✓ Détermination du gradient moyen :

$$J_{moy} = \Delta H_d / L_{eq}$$

$$J_{moy} = 44.8 / 5568 = \mathbf{0.008046}$$

- ✓ Détermination du diamètre:

$$\text{On a : } J = \Delta H / L = K' \cdot Q^\beta / D^m$$

$$\text{Donc : } D_{cal} = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot Q^\beta}{J}}$$

Sachant que :  $K' = 0.00179$   $m = 5.2$   $\beta = 2$

$$Q = 992 \text{ l/s} = 0.992 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_{cal} = \sqrt[5.2]{\frac{0.00179 * 0.992^2}{0.008046}}$$

$$D_{cal} = 0.726 \text{ m} = 726 \text{ mm}$$

**Tableau IV.2:** Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire tr1

Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H_d$ (m)	$D_{calculé}$ (mm)
992	5061	5568	44.8	726

Le diamètre normalisé de la conduite gravitaire est soit :

$$D_N = 800 \text{ mm}$$

#### IV.8.1.1.2. Calcul de la perte de charge pour le diamètre 800mm

$$\Delta H = \frac{K^1 * L * Q^\beta}{D^m} = 38.33 \text{ m}$$

#### IV.8.1.1.3. calcul des paramètres hydrauliques tu tr1

Les résultats trouvés par le calcul sont regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3:** Paramètres hydrauliques du tronçon 1

Diametre (mm)	V (m/s)	I (m/m)	$L_{equi}$ (m)	$\Delta H$ (m)
800	1.97	0.00804	5568	38.33

**IV.8.1.2- tronçon2 : Réservoir Djbel Ouahch vers le brise charge Didouche mourad**

les hypothèses de calcul sont :

- ✓ La cote de trop plein du réservoir Djbel Ouahch est :  $C_{TP}=965.8$  m
- ✓ la cote du trop plein du brise charge est :  $C_{TP}' = 783$  m
- ✓ la charge disponible :  $\Delta H_d = C_{TP} - C_{TP}'$

$$\Delta H_d = 965.8 - 783 = 182.8 \text{ m}$$

- ✓ la longueur de la conduite gravitaire :  **$L_g = 2900$ ml**  
La longueur équivalente de la conduite gravitaire :  $L_{eq} = 1.1 * L_g = 1.1 * 2900 = 3190$ ml

Donc :  **$L_{eq} = 3190$ ml**

- ✓ Détermination du gradient moyen :

$$J_{moy} = \Delta H_d / L_{eq}$$

$$J_{moy} = 182.8 / 3190 = \mathbf{0.0573}$$

- ✓ Détermination du diamètre:

$$\text{On a : } J = \Delta H / L = K' \cdot Q^\beta / D^m$$

$$\text{Donc : } D_{cal} = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot Q^\beta}{J}}$$

$$\text{Sachant que : } K' = 0.00179 \quad m = 5.2 \quad \beta = 2$$

$$Q = 992 \text{ l/s} = 0.992 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_{cal} = \sqrt[5.2]{\frac{0.00179 * 0.992^2}{0.0573}}$$

$$D_{cal} = 0.512 \text{ m} = 512 \text{ mm}$$

**Tableau IV.4:** Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire tr2 2

Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H_d$ (m)	$D_{calculé}$ (mm)
992	2900	3190	182.8	512

Le diamètre normalisé de la conduite gravitaire est soit :

$$D_N = 600 \text{ mm}$$

#### IV.8.1.2.1-Calcul de la perte de charge pour le diamètre 600mm

$$\Delta H = \frac{K' * L * Q^\beta}{D^m} = 80.03 \text{ m}$$

#### IV.8.1.2.2calcul des paramètres hydrauliques du tr 2

Les résultats trouvés par le calcul sont regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau IV.5:** Paramètres hydrauliques du troncon2

Diametre (mm)	V (m/s)	I (m/m)	$L_{equi}$ (m)	$\Delta H$ (m)
600	3.14	0.0573	3190	80.03

On remarque que  $V > 2$  m/s donc on essaye avec le  $D_n = 800$  mm

Tableau IV.6: Nouveau Paramètres hydrauliques du tronçon2

Diametre (mm)	V (m/s)	I (m/m)	L <sub>equi</sub> (m)	ΔH (m)
800	1.55	0.00562	3190	17.93

$V < 2$  m/s donc  $D = 800$ mm .

#### IV.8.1.3- tronçon3: Le brise charge vers le réservoir Didouche mourad

les hypothèses de calcul sont :

- ✓ La cote de trop plein du réservoir Djbel Ouahch est :  $C_{TP} = 783$  m
- ✓ la cote du trop plein du brise charge est :  $C_{TP}' = 750.8$  m
- ✓ la charge disponible :  $\Delta H_d = C_{TP} - C_{TP}'$

$$\Delta H_d = 783 - 750.8 = 32.2 \text{ m}$$

- ✓ la longueur de la conduite gravitaire : **Lg = 1400m**  
La longueur équivalente de la conduite gravitaire :  $L_{eq} = 1.1 * Lg = 1.1 * 1400 = 1540 \text{ m}$

Donc : **L<sub>eq</sub> = 1540m**

- ✓ Détermination du gradient moyen :  
 $J_{moy} = \Delta H_d / L_{eq}$

$$J_{moy} = 32.2 / 1540 = \mathbf{0.021}$$

- ✓ Détermination du diamètre:  
On a :  $J = \Delta H / L = K' \cdot Q^\beta / D^m$

$$\text{Donc : } D_{cal} = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot Q^\beta}{J}}$$

Sachant que :  $K' = 0.00179$   $m = 5.2$   $\beta = 2$

$$Q = 992 \text{ l/s} = 0.992 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_{\text{cal}} = \sqrt[5.2]{\frac{0.00179 * 0.992^2}{0.021}}$$

$$D_{\text{cal}} = 0.621 \text{ m} = 621 \text{ mm}$$

**Tableau IV.7:** Diamètre calculé tu troncon 3

Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H_d$ (m)	$D_{\text{calculé}}$ (mm)
992	1400	1540	32.2	621

Le diamètre normalisé de la conduite gravitaire est soit :

$$D_N = 700 \text{ mm}$$

#### IV.8.1.3.1-Calcul de la perte de charge pour le diamètre 800mm

$$\Delta H = \frac{K' * L * Q^\beta}{D^m} = 17.33 \text{ m}$$

#### III.8.1.3.2-calcul des paramètres hydrauliques du tr3

Les résultats trouvés par le calcul sont regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau: IV.8 :** Paramètres hydrauliques du tronçon 3

Diametre (mm)	V (m/s)	I (m/m)	$L_{\text{equi}}$ (m)	$\Delta H$ (m)
700	2.14	0.021	1540	17.33

**On remarque que**  $V > 2 \text{ m/s}$  donc on essaye le  $D_n = 800 \text{ mm}$

Tableau: IV.9 : Nouveaux Paramètres hydrauliques du tronçon 3

Diametre (mm)	V (m/s)	I (m/m)	L <sub>equi</sub> (m)	ΔH (m)
800	1.55	0.00562	1540	8.66

$V < 2$  m/s donc  $D = 800$ mm .

#### IV.8.1.4- tronçon4 : Réservoir Didouche Mourad vers le réservoir Hamma bouziane

les hypothèses de calcul sont :

- ✓ La cote de trop plein du réservoir Didouche mourad est :  $C_{TP} = 750.8$  m
- ✓ la cote du trop plein du brise charge est :  $C_{TP}' = 624.35$  m
- ✓ la charge disponible :  $\Delta H_d = C_{TP} - C_{TP}'$

$$\Delta H_d = 750.8 - 624.35 = 126.45 \text{ m}$$

- ✓ la longueur de la conduite gravitaire : **Lg = 5100m**  
La longueur équivalente de la conduite gravitaire :  $L_{eq} = 1.1 * Lg = 1.1 * 5100 = 5610$ m

Donc : **L<sub>eq</sub> = 5610m**

- ✓ Détermination du gradient moyen :

$$J_{moy} = \Delta H_d / L_{eq}$$

$$J_{moy} = 126.45 / 5610 = \mathbf{0.0225}$$

- ✓ Détermination du diamètre:

$$\text{On a : } J = \Delta H / L = K' \cdot Q^\beta / D^m$$

$$\text{Donc : } D_{cal} = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot Q^\beta}{J}}$$

Sachant que :  $K' = 0.00179$   $m = 5.2$   $\beta = 2$

$$Q = 518.69 \text{ l/s} = 0.51869 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_{\text{cal}} = \sqrt[5.2]{\frac{0.00179 * 0.51869^2}{0.021}}$$

$$D_{\text{cal}} = 0.484\text{m} = 484 \text{ mm}$$

**Tableau IV.10:** Diamètre calculé pour l'adduction gravitaire tronçon4

Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	$\Delta H_d$ (m)	$D_{\text{calculé}}$ (mm)
518.69	5100	5610	126.45	484

Le diamètre normalisé de la conduite gravitaire est soit :

$$D_N = 500 \text{ mm}$$

#### IV.8.1.4.1-Calcul de la perte de charge pour le diamètre 500mm

$$\Delta H = \frac{K' * L * Q^\beta}{D^m} = 17.33\text{m}$$

#### IV.8.1.4.2.calcul des paramètres hydrauliques du tr4

Les résultats trouvés par le calcul sont regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau IV.11:** Paramètres hydrauliques du tronçon 4

Diametre (mm)	V (m/s)	I (m/m)	$L_{\text{equi}}$ (m)	$\Delta H$ (m)
500	2.64	0.021	5610	17.33

on Remarque que  $V > 2$  m/s on essaye par  $D_n = 600$  mm

**Tableau: IV.12 : Nouveaux Paramètres hydrauliques du tronçon 4**

Diametre (mm)	V (m/s)	I (m/m)	L <sub>equi</sub> (m)	$\Delta H$ (m)
600	1.83	0.00684	5610	38.37

$V < 2$  m/s donc  $D = 600$ mm .

### ✓ IV.8.2. Dimensionnement Partie refoulement

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières et on diminue très vite les pertes de charge, et par la suite les dépenses de l'énergie pour faire circuler l'eau.

✓ Les stations de reprises sont appelées à refouler le débit d'exploitation vers les réservoirs de transit. Le régime de fonctionnement des stations est de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

#### IV.8.1-Refoulement : SR N°1- Réservoir projeté Djbel ouahch

Débit d'exploitation des stations de reprise SR N°1 est calculé comme suit :

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

$Q_{\text{exp}}$  : Débit d'exploitation ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;

$Q_{\text{max},j}$  : Débit maximum journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;  $Q_{\text{max},j} = 21984,3 \text{ m}^3/\text{j}$  .

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

$$\text{A.N : } Q_{\text{exp},SR1} = \frac{85752}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp},1} = 1.191 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Le diamètre économique moyennant la relation (III.3) est tel que :

$$\text{A.N : } D_{ec} = \sqrt{1.191} \Rightarrow D_{ec} = 1.09\text{m} \quad \text{donc } D_{ec} = 1090 \text{ mm}$$

#### IV.8.1.1-Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre

**Tableau IV.13:** Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	$\Delta h_{lin}$ (m)	$\Delta h_{tot}$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
400	2000	1,191	9,48	0,0146	401,43	441,57	220	661,57
500	2000	1,191	6,07	0,0139	119,76	131,74	220	351,74
600	2000	1,191	4,21	0,0135	45,07	49,58	220	269,58
700	2000	1,191	3,10	0,013	19,47	21,42	220	241,42
800	2000	1,191	2,37	0,0127	9,49	10,44	220	230,44
900	2000	1,191	1,87	0,0124	5,02	5,52	220	225,52
1000	2000	1,191	1,52	0,0122	2,86	3,15	220	223,15
1100	2000	1,191	1,25	0,0119	1,67	1,84	220	221,84
1200	2000	1,191	1,05	0,0118	1,07	1,18	220	221,18

**Tableau IV.14 :** Variation des frais annuels d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire	Consommation	Frais d'exploitation (DA)
				moyen (DA)	Annuelle (KWh)	
400	1,191	661,573	10170,56	5,23	89094122,61	465962261,3
500	1,191	421,55	6480,616	5,23	56770193,75	296908113,3
600	1,191	331,94	5103,014	5,23	44702403,3	233793569,3
700	1,191	288,79	4439,656	5,23	38891387,15	203401954,8
800	1,191	254,06	3905,741	5,23	34214293,5	178940755
900	1,191	242,59	3729,409	5,23	32669627,09	170862149,7
1000	1,191	223,146	3430,491	5,23	30051101,06	157167258,6
1100	1,191	221,837	3410,367	5,23	29874817,86	156245297,4
1200	1,191	221,177	3400,221	5,23	29785935,58	155780443,1

#### IV.8.1.2-Calcul des frais d'amortissement

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau

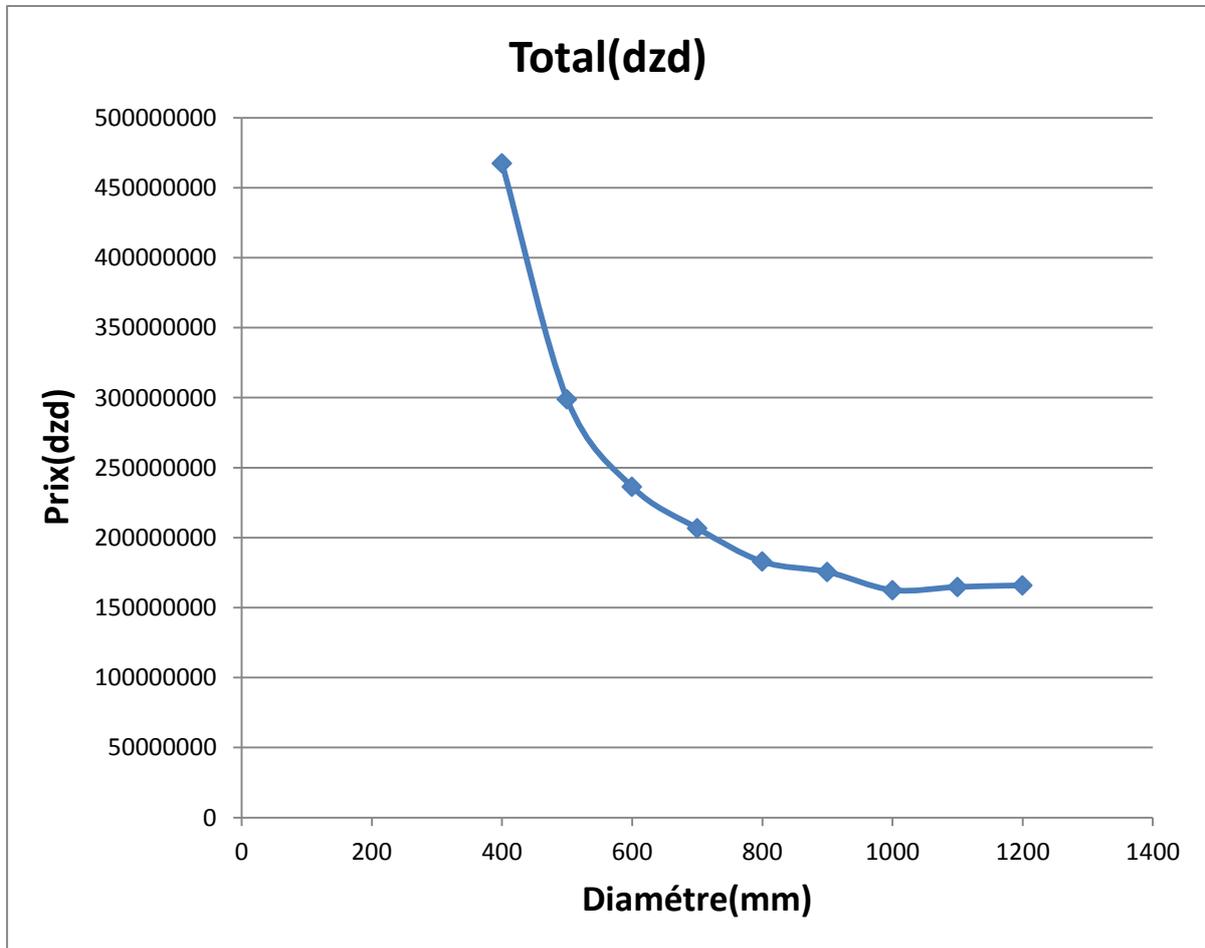
**Tableau IV.15:** Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Amortissement
(mm)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
400	8610	2000	17220000	0,0888	1529136
500	11372	2000	22744000	0,0888	2019667,2
600	14133	2000	28266000	0,0888	2510020,8
700	19007	2000	38014000	0,0888	3375643,2
800	22256	2000	44512000	0,0888	3952665,6
900	26154	2000	52308000	0,0888	4644950,4
1000	30216	2000	60432000	0,0888	5366361,6
1100	48157	2000	96314000	0,0888	8552683,2
1200	57182	2000	114364000	0,0888	10155523,2

#### IV.8.1.3- Bilan des coûts (Exploitation - amortissement)

**Tableau IV.16 :** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

Diamètre	Exploitation	Amortissement	Total
(mm)	(DA)	(DA)	(DA)
400	465962261	1529136	467491397
500	296908113	2019667,2	298927780
600	233793569	2510020,8	236303590
700	203401955	3375643,2	206777598
800	178940755	3952665,6	182893421
900	170862150	4644950,4	175507100
1000	157167259	5366361,6	162533620
1100	156245297	8552683,2	164797981
1200	155780443	10155523,2	165935966



**Figure IV -3 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation**

- Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est : **D= 1000mm**, fonte ductile PN 30, avec une vitesse de  $V = 1.52$  m/s.

Les caractéristiques sont données dans le tableau suivant :

**Tableau III.17: les caractéristiques de conduite de refoulement**

Tronçon	D	V (m/s)	Longueur (ml)
Rouf	1000	1.19	2000

### III.9-vérification du coup de bélier

- **Tronçon station de pompage – Réservoir Djbel-Ouahch**
  - ✓ *arrêt brutal et simultané de tous les groupes de pompage (coupure électrique);*
  - ✓ *diamètre ext du refoulement : 1000 mm*
  - ✓ *matériau : fonte ductile PN30Bar*
  - ✓ *célérité de l'onde : 163.88 m/s*
  - ✓ *vitesse : 1.52m/s*

**Tableau IV.18** : Tableau du coup de bélier

Hg (m)	Vitesse (m/s)	Maxi coup du bélier (m)	Surpression (mce)	Dépression (mce)
220	1.52	25.29	<b>24.52</b>	<b>19.47</b>

#### ➤ Protection contre le coup de bélier

Pour protégé notre conduite on va installer un réservoir d'air de l'anti bélier que nous avons calculé à l'aide d'un programme de calcul du coup de bélier nommé WATER HAMMER CALCULATION qui se base sur la méthode de BERGERON pour le dimensionnement du réservoir d'air est qui nous donne un volume de : 10 m<sup>3</sup>

### ***Conclusion***

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

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

**Chapitre -V-****ETUDE DE POMPAGE****Introduction**

L'identification d'une pompe est de déterminer ses caractéristiques à savoir le débit refoulé, la hauteur d'élévation, la puissance absorbée et le rendement. Ces caractéristiques, sont fournies par le constructeur.

Dans ce travail nous supposons plusieurs variantes du nombre de pompes, et en fonction des résultats nous choisissons le nombre de pompes qui convient le mieux

**V.1- Les différents types des pompes centrifuges**

La pompe est destinée à transformer l'énergie donnée par le moteur d'entraînement en énergie hydraulique en projetant de l'eau en périphérie et par la suite un écoulement continu de la veine liquide.

Il existe une série de pompes centrifuges, nous pouvons les classer suivant plusieurs manières ; en tenant compte notamment :

- ✓ Du nombre de roues.
- ✓ De la forme des aubes de la roue.
- ✓ De la vitesse spécifique.
- ✓ De la direction de l'axe.
- ✓ De la position de pompe par rapport au niveau à l'aspiration.

Nous notons aussi :

La classification en tenant compte:

- Du nombre de roues.
  - ✓ Pompes monocellulaires.
  - ✓ Pompes multicellulaires.
- De la forme des aubes de la roue.
  - ✓ roue à aubes.
  - ✓ roue à canaux.
- La forme du corps de la pompe.
  - ✓ pompes à volute ou colimaçon.
  - ✓ Pompes à diffuseur circulaire.
- La direction d l'axe.
  - ✓ Pompes à axe horizontal

- ✓ Pompes à axe vertical
- Sens de rotation.
  - ✓ Pompe à sens direct
  - ✓ Pompe à sens inverse.

### V.2- 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

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel nommé **CAPRARIE**, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue. En plus de ses avantages technique et mécanique, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale avec une vitesse de rotation plus élevée.

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

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

- ✓ Recherche de l'investissement minimal par limitation du nombre de pompe de groupe sans perdre de point de vue la sécurité de fonctionnement ;
- ✓ Assure la hauteur et le débit calculé ;
- ✓ Assurer le rendement maximal de pompe ;
- ✓ Présenter le minimum d'encombrement ;
- ✓ La disponibilité, sur le marché national.
- ✓ La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit demandé tel que :

$$N = n_p + n_{ps}$$

Avec :

- N : Le nombre de pompes installées

- $n_{ps}$  : Le nombre de pompes de secours.
- $n_p$  : Le nombre de pompes de fonctionnement

Le nombre de pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installées, pour un nombre inférieur à 4, le nombre de pompes de secours est égal à 1.

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station, ce qui rendra les dimensions de la station plus raisonnables et le fonctionnement des pompes se fait avec souplesse.

#### V.4- 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.  
Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

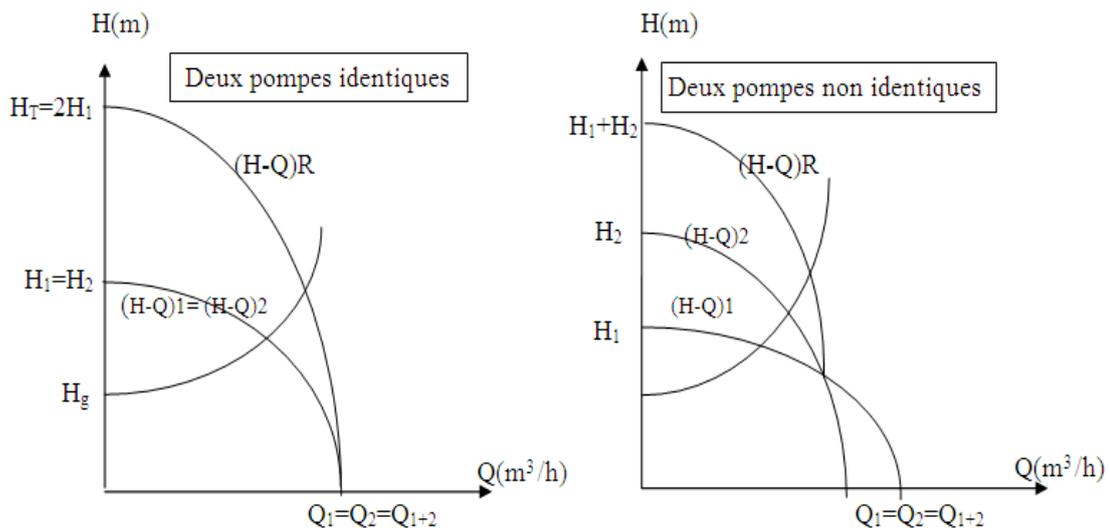


Figure V.1: Couplage de deux pompes en série.

- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.  
Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

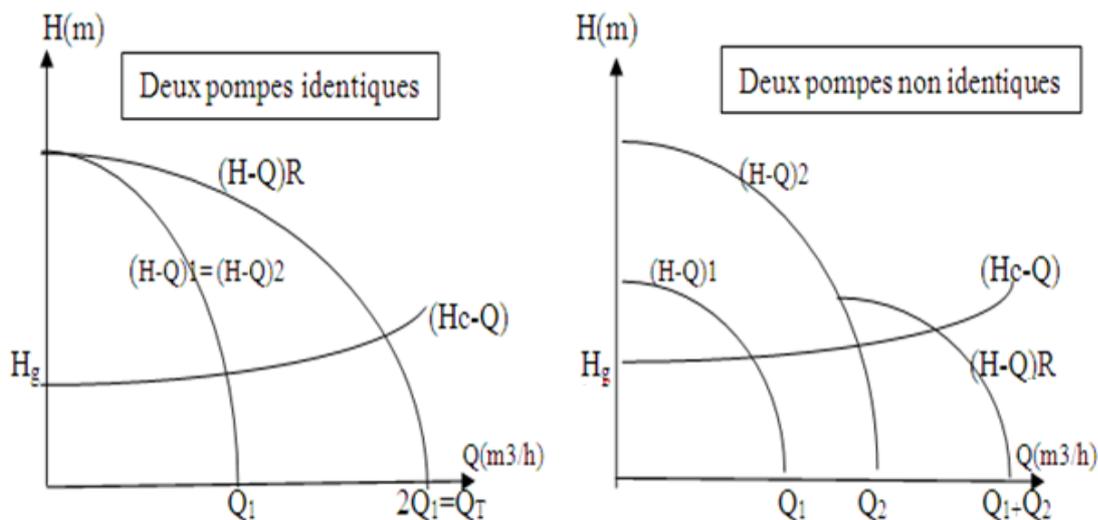


Figure V.2: Couplage de deux pompes en parallèle

### V.5- Dimensionnement des pompes de la station de pompage :

Nous avons besoin de refouler un débit appelé total d'eau de 992 l/s sur une hauteur manométrique de 223.146 m (La  $H_{mt}$  est déjà calculée au chapitre 3 de l'étude de l'adduction) et  $H_g=220$  m.

Les résultats sont dans le tableau suivant:

Tableau V.1:Caractéristiques des pompes de la station de pompage

Variante	Q(l/s) (appelé)	$H_{mt}$ (m) (appelé)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	n%	$P_{abs}$ (Kw)	(NPSH)r (m)
<b>1</b>	<b>130</b>	<b>223</b>	<b>E14SE55/5B C+M14500</b>	<b>2900</b>	<b>80.4</b>	<b>353</b>	<b>8.88</b>
2	120	223	PM125/2D	2900	71.8	423	9.23

- A partir du tableau (V.1) des variantes proposées, et les critères qui doivent être pris en considération pour orienter le choix de type de pompe, on a choisi la première variante, Donc :
  - Il faut équiper la station par six (06) pompes multicellulaires à axe horizontal et (02) pompes de secours, les caractéristiques techniques voir .

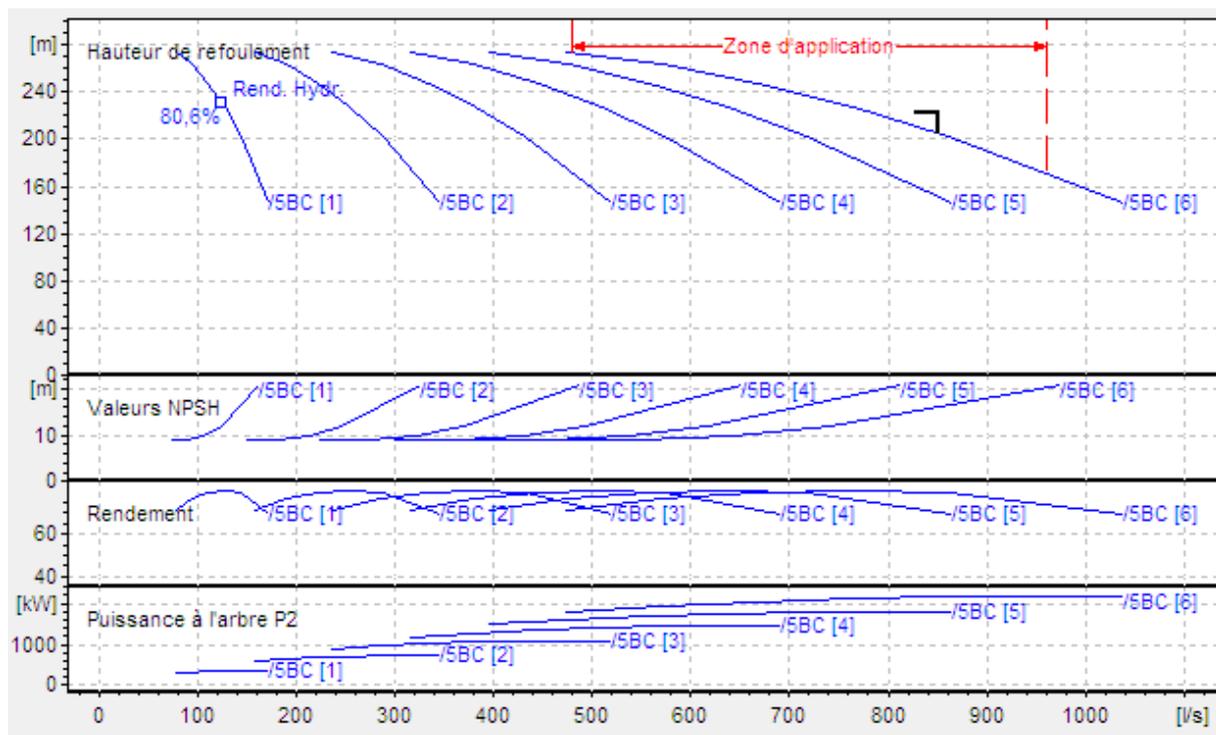
**Tableau V.2 : les caractéristiques des pompes de la SP**

Variante	Q(l/s) (appelé)	H <sub>mt</sub> (m) (appelé)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	n%	P <sub>abs</sub> (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
<b>1</b>	<b>130</b>	<b>223</b>	<b>E14SE55/5BC+ M14500</b>	<b>2900</b>	<b>80.4</b>	<b>353</b>	<b>8.88</b>

**V.5.1-courbe caractéristique de la station de pompage**

Ces courbes sont Représentées à partir du logiciel de CAPRARI par la Figure (V.3)

Ci-dessous :



**Figure V.3: courbes caractéristiques des pompes de la SP**

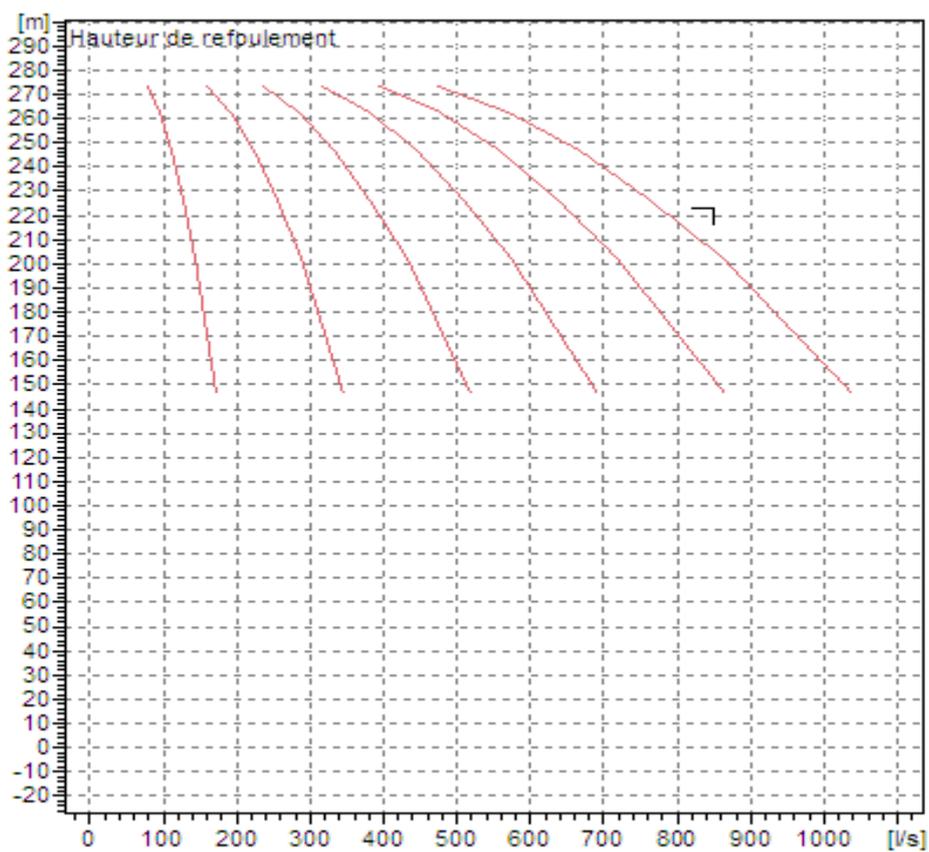


Figure V.4: courbe de la hauteur en fonction du débit :  $H=f(Q)$  des pompes de SP

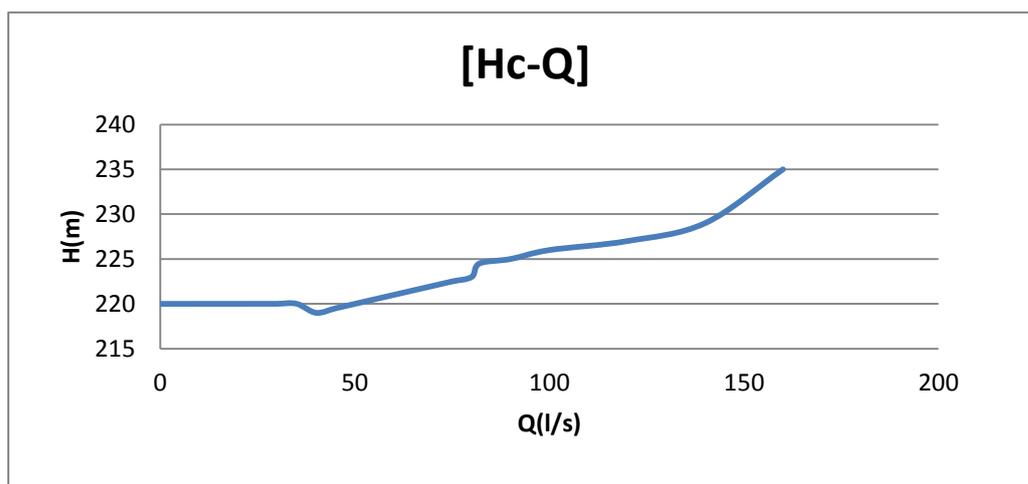
### V.5.2-courbe caractéristique de la conduite (station de pompage-réservoir)

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau (V.2) ci-dessous :

**Tableau (V.2) : courbe caractéristique de la conduite (Station de pompage-réservoir)**

N°	Q(m <sup>3</sup> /h)	H <sub>g</sub> (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$ (m)	$\Delta h_l$ (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	220	2000	1000	0,038	0	0	220
2	5	220	2000	1000	0,038	0,00015897	0,000	220,000
3	10	220	2000	1000	0,038	0,00063588	0,001	220,001
4	15	220	2000	1000	0,038	0,00143073	0,002	220,002
5	20	220	2000	1000	0,038	0,002543521	0,003	220,003
6	25	220	2000	1000	0,038	0,003974251	0,004	220,004
7	30	220	2000	1000	0,038	0,005722922	0,006	220,006
8	35	220	2000	1000	0,038	0,007789533	0,009	220,009
9	40	220	2000	1000	0,038	0,010174083	0,011	220,011
10	45	220	2000	1000	0,038	0,012876574	0,014	220,014
11	50	220	2000	1000	0,038	0,015897005	0,017	220,017
12	55	220	2000	1000	0,038	0,019235376	0,021	220,021
13	60	220	2000	1000	0,038	0,022891688	0,025	220,025
14	65	220	2000	1000	0,038	0,026865939	0,030	220,030
15	70	220	2000	1000	0,038	0,03115813	0,034	220,034
16	75	220	2000	1000	0,038	0,035768262	0,039	220,039
17	80	220	2000	1000	0,038	0,040696334	0,045	220,045
18	82	220	2000	1000	0,038	0,042756585	0,047	220,047

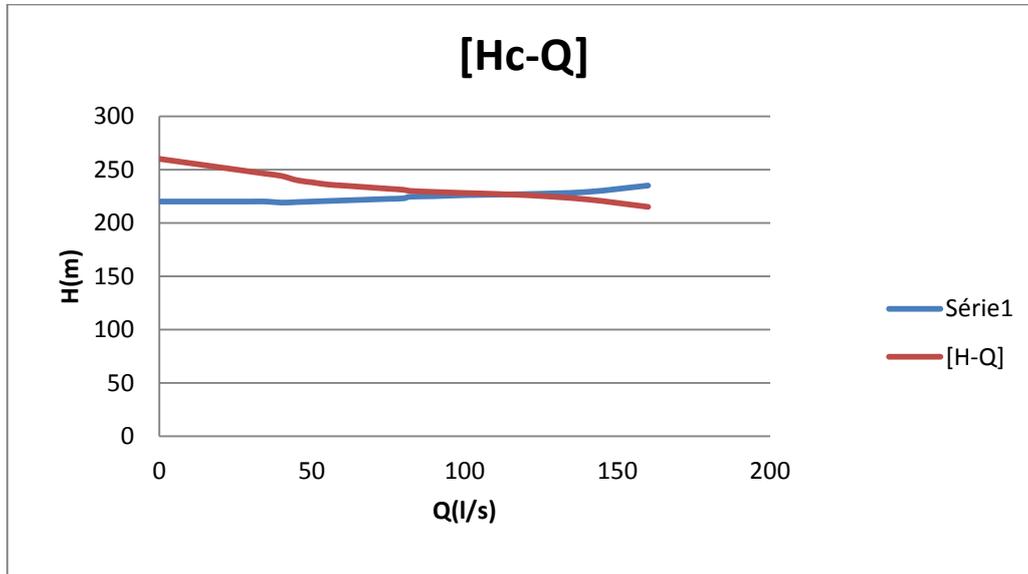
- La courbe caractéristique de la conduite de refoulement est représentée dans la figure ci-dessous :



**Figure V.5: courbe caractéristique de la conduite de refoulement**

### V.5.3-point de fonctionnement

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.6) suivante :



**Figure V.6:** Point de fonctionnement de la pompe du bêche SP

D'après la figure précédente le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point

de fonctionnement (Pf) sont : 
$$\begin{cases} Q_{Pf} = 131 \text{ L/s} \approx Q_{app} = 130 \\ H_{Pf} = 225 \text{ m} \equiv H_{app} = 223 \text{ m} \end{cases}$$

- Dans ce cas, il n'existe aucun mode de réglage parce que ( $Q_{PF}=Q_{app}$ )

### V.6. Etude de cavitation

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

#### V.6.1. Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe

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

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

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

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

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

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

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

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

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

### V.6.2. Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement

Le nombre des collecteurs d'aspirations = nombre des pompes

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

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

$$D_a = (1-1,5) d_a$$

$d_a$  : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 800 mm ;

#### ➤ Vérification de la vitesse :

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

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

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

$$V_a = (1,5 - 2) \text{ m/s} \quad \text{pour } D_a > 800 \text{ mm}$$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0.992}{\pi * 0,8^2} = 1.97 \text{ m/s}$$

### V.6.3. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible

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 une installation en charge au niveau de la station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,3$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - (NPSH)_r - 0,3$$

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

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

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

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

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

**Tableau V.3:** Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

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

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 18°C

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

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

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

En utilisant la formule :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\Pi^2 \times g \times D^5}$$

Avec :

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

$D$  : diamètre de la conduite d'aspiration (m),  $D = 800$  mm

$Q$  : débit refoulé (m<sup>3</sup>/s) ,

### ➤ Calage de la pompe

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

Pour les installations en aspiration :

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

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

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

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

$$\nabla_{\text{min}} = C_p + h + h_{\text{inc}} ;$$

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

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

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

### Station de pompage:

La charge nette d'aspiration requise :  $(\text{NPSH})_r = 3.14$  m.

La pression atmosphérique :  $P_{\text{atm}} = 10,33 - 0,00139 \times 928 \Rightarrow P_{\text{at}} = 9.04$  mce.

La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 18^\circ \text{C} \Rightarrow T_v = 0,216$  mce.

Donc, Pour  $D_a = 300$  mm, la vitesse sera :

$$\Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \Rightarrow \Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = 0.135 \text{ m.}$$

### La perte de charge totale à l'aspiration

$$\Delta h_{\text{asp}} = 1,1 \times 0,135 = 0,1485 \text{ m.}$$

### V.7. Choix du moteur électrique

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur.

#### V.7.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- ✓ Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- ✓ Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

**a-Vitesse de rotation du moteur**

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 ;$$

Où:

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

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

$$N_m = 1450 \pm 200 \text{ tr/mn}$$

**b- Puissance fournie par le moteur**

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

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

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

$Q_a$  : débit refoulé par une seule pompe ;

HMT: hauteur manométrique totale minimum (mce);

$\eta_p$  : rendement de la pompe ;  $\eta_p = 80.4\%$

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

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

On prend :  $\eta_m = 94\%$ .

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

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

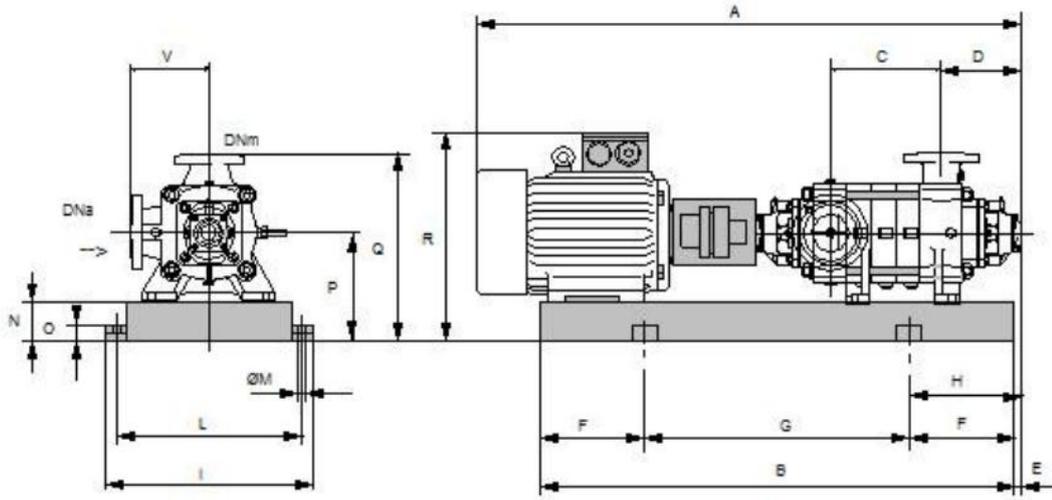
P (kw)	1 – 2	2 – 10	10 – 50	50 – 100	100 – 200	> 200
K	2	2 – 1,3	1,3 – 1,2	1,2 – 1,1	1,1 – 1,05	1,05

$$P_m = \frac{9810 \times 0.992 \times 223 \times 1.1}{0.804 \times 0.93 \times 0.95} = 3360 \text{ Kw}$$

- CAPRARI nous donne des groupes électropompes complets mais nous choisirons le modèle su-cité par ce qu'il adapte à notre pompe.

**V.8- Encombrement des pompes choisies**

L'encombrement des pompes choisies sont représenté d'après le logiciel KAPRARI dans la figure (V.19):



*Figure V.7: L'encombrement des pompes choisies d'après le logiciel KAPRARI*

**V.9. choix du bâtiment**

Les critères de choix sont représentés dans le tableau

*Tableau V.5 : Choix du type de bâtiment*

paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface/semi enterre.
Q (m3/s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axial : Horizontal Vertical	Pompes centrifuges	Axial : Vertical	Pompes centrifuges.
had (m).	< 0	< 0 ; > 0	; > 0	> 0
Variation du plan d'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	/	Importante.

➡ Dans notre cas on a optée pour le type bâtiment de surface.

### V.9.1. Dimensionnement de bâtiment de station pompage

#### A. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée par la formule :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r$$

$H_p$  : hauteur de la pompe,

$$\text{A.N : } H_p = 0.635\text{m}$$

$H_s$  : hauteur du socle  $= (0.3 - 0.05)\text{m}$ ,  $H_s = 0.3\text{m}$

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

$$\text{A.N : } H_5 = 0.635 + 0.3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1.435 \text{ m}$$

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

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

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

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

$$\text{A.N : } H_b = 1.435 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5.235\text{m}$$

Les hauteurs du bâtiment sont normalisées (cas pont roulant) étant normalisées (8.4 - 9.6 - 12.6 - 14 m) on prend comme hauteur du bâtiment :  **$H_b = 8.4 \text{ m}$** .

#### B. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4$$

$n$ : nombre de pompes,  $n = 2$

$L$  : longueur de la pompe et celle du moteur,

$$\text{A.N : } L = 2.198\text{m.}$$

$$L = 2 \times 2.198 \Rightarrow L = 4.396 \text{ m.}$$

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

On prend :  $L_{int} = 1.5 \text{ m}$ .

L<sub>pf</sub>: longueur de la plate-forme de montage, L<sub>pf</sub> = 2.5 m.

l<sub>1</sub> : distance entre mur et premier organe de la pompe, l<sub>1</sub> = 0,5m ;

l<sub>3</sub> : longueur des accessoires d'aspiration,

l<sub>4</sub> : longueur des accessoires de refoulement,

$$l_3 + l_4 = l_{tr} + l_{tasp} + l_c + l_{div}$$

Où :

l<sub>tr</sub> : longueur de la tubulure de refoulement, l<sub>tr</sub> = 2 × D<sub>r</sub>

$$\text{A.N : } l_{tr} = 2 \times 125 \Rightarrow l_{tr} = 0.250 \text{ m ;}$$

l<sub>tasp</sub> : longueur de tubulure d'aspiration, l<sub>tasp</sub> = 2 × D<sub>a</sub>.

$$\text{A.N : } l_{tasp} = 2 \times 150 \Rightarrow l_{tasp} = 0.3 \text{ m .}$$

l<sub>c</sub> : longueur du convergent, l<sub>c</sub> = (3.5-4)(D<sub>a</sub>-d<sub>a</sub>)=3.5\*0.15=0. 525m.

l<sub>d</sub> : longueur du divergent, l<sub>div</sub>= (3.5-4)(D<sub>r</sub>-d<sub>r</sub>)=3.5\*0.5=1.75m.

$$\text{A.N: } l_3 + l_4 = 2.825 \text{ m .}$$

$$L_b = n \times L + L_{int}(n-1) + L_{pf} + L_1 + L_3 + L_4$$

$$\text{A.N: } \Rightarrow L_b = 11.72 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une longueur de **12 m**.

### C. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + L_b + L_r + L_P$$

l<sub>1</sub> : distance entre mur et premier organe de la pompe, l<sub>1</sub>=1.5m

l<sub>2</sub>=distance entre mur et dernière organe de la pompe,l<sub>2</sub>=1.2m.

L<sub>r</sub> : longueur de l'armoire électrique, L<sub>r</sub>= (2-3) m ; On prend : L<sub>r</sub> = 2m.

L<sub>b</sub> : longueur du bureau du personnel, On prend : L<sub>b</sub> = 3.0m ;

L<sub>P</sub> : largeur de la pompe et le moteur

On prend : L<sub>p</sub> = 0.87m ;

$$\text{A.N: } l_b = 8.57 \text{ m.}$$

La station de pompage aura une largeur de **9 m**.

**D. Dimensions des portes**

Porte principale : 3×3.

Porte du personnel : 2,5×1,6.

**E. Dimensionnement des fenêtres**

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

$$\sum SF = 0,15 \times 12 \times 8,4 \times 2 = 30,24 \text{ m}$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f}$$

**Tableau V.16** : dimensions du bâtiment de la station de pompage

Dimensions du bâtiment de la station de pompage						
Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur des murs (m)	Fenêtres (m)	Portes(m)	
					secondaire	principale
12	9	8.4	0.30	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3

n : nombre de fenêtres ;

Sf : surface d'une seule fenêtre, Sf = (1,2 \* 2.2) ; A.N :  $\Rightarrow$  n = 12 fenêtres

**Conclusion**

Vu la variation de la hauteur manométrique appelée et du débit demandé, les groupes électropompes des six pompes ayant des caractéristiques hydro-électriques différentes et pour les pompes de la bache de reprise sont de marque CAPRARI, de classe A (aspiration axiale et refoulement radiale), sont multicellulaires à axe horizontal.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs de type CAPRARI asynchrone triphasée.



## **Chapitre -VI-**

### **POSE DE CANALISATION**

#### **Introduction**

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

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

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

#### **VI.1- Pose des canalisations**

##### **VI.1.1-Le Principe de pose des canalisations**

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

- ✓ Pose en terre ;
- ✓ Pose en mauvais terrains ;
- ✓ Pose en galerie ;
- ✓ Pose en pentes ;
- ✓ Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- ✓ Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- ✓ Passage de ponts ;
- ✓ Traversée de rivière.

##### **1. Pose en terre**

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des

Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieur, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

##### **2. Pose en mauvais terrains**

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

### **3. Pose en galerie**

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

### **4. Pose en pente**

Au delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

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.

### **5. Traversée de rivière**

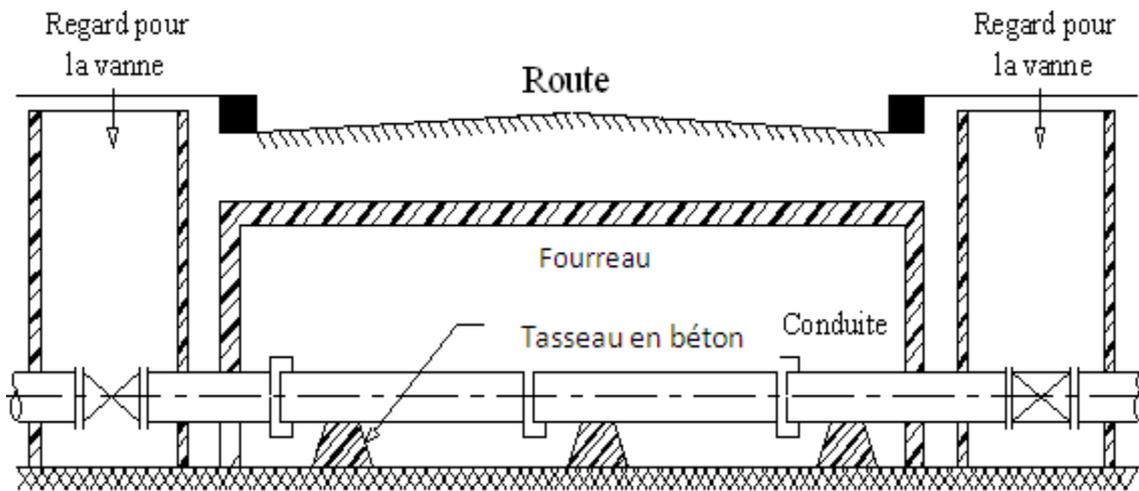
En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

**Premier cas :** l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.

**Deuxième cas :** si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

### **6. Traversée de route**

Au niveau de la traversée de la route vers Ain fakroun, la conduite en PEHD est placée dans un fourreau de diamètre supérieur et repose sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de par et d'autre de la route (figure VI.1)



*Figure VI.1 : Pose de canalisation dans un fourreau*

## VI.2-Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- ✓ Assurer un bon écoulement ;
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ✓ Protéger les canalisations ;
- ✓ Changer la direction ;
- ✓ Raccorder deux conduites ;
- ✓ Changer le diamètre ;
- ✓ Soutirer les débits.

### VI.2.1- Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

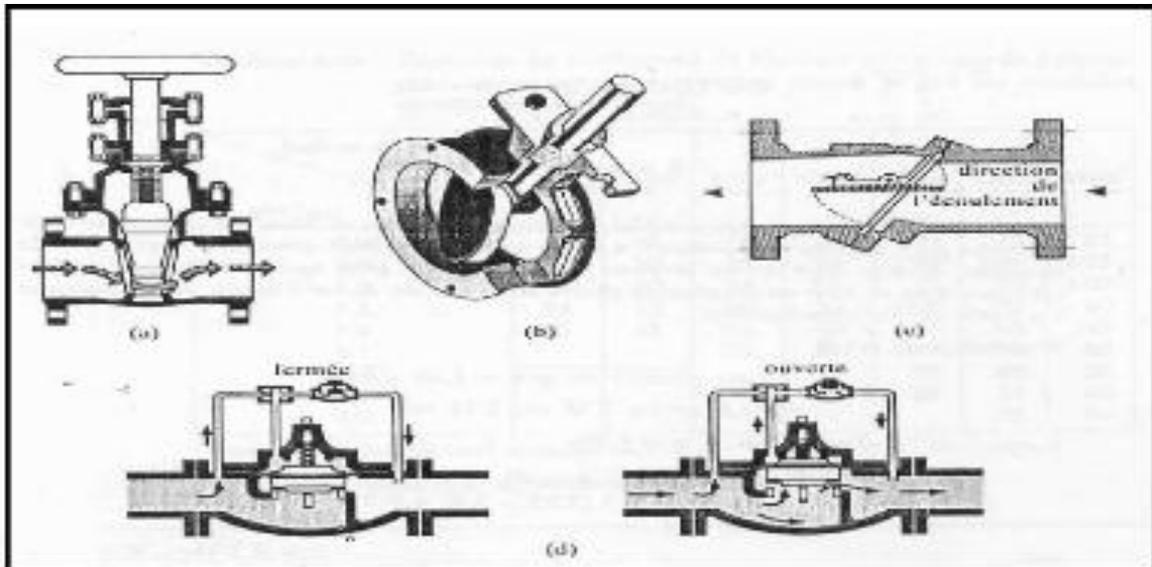
Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

- a- Les vannes d'isolement** : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.

- b- **Les vannes à clapets de non-retour** : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.
- c- **Les vannes de réduction de pression** : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée



*Figure VI.2: les différents types de vanne*

- a) robinet-vanne
- b) robinet à papillon
- c) vanne à clapet de non-retour
- d) vanne de réduction de pression

### Remarque

Dans notre cas, on prévoit d'installer:

Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite de refoulement.

Les vannes d'isolement type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

### VI.2.2- Ventouses

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

Donc nous injectons de l'air par les ventouses dans notre cas :

- ✓ A tous les points les plus hauts.
- ✓ A tous les points hauts intermédiaires.
- ✓ Sur des grandes longueurs en montée ou descente (Installation tout les 800m) .
- ✓ Après les pompes.

Le choix de la ventouse est faite directement en fonction du diamètre de la conduite .Elle est désignée par le diamètre de l'orifice assurant l'évacuation de l'air.

**Tableau VI.1:** le choix de la ventouse en fonction du diamètre de la conduite

Diamètre de la conduite	Type de ventouse
$D < 250\text{mm}$	D 50mm
$250 < D < 400\text{mm}$	D 80mm (notre cas)
$400 < D < 500\text{mm}$	D100mm
$500 < D < 800\text{mm}$	D150mm
$800 < D < 1000\text{mm}$	D200mm

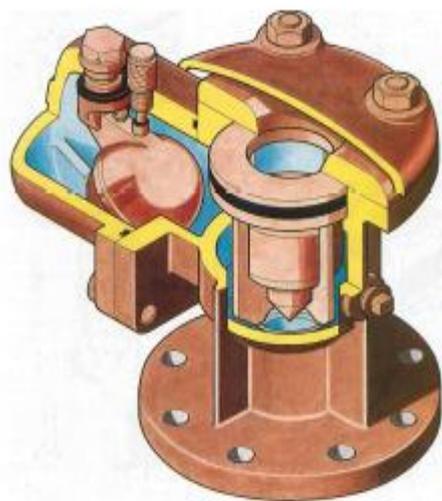
#### a) Rôles de la ventouse

La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts

#### b) Types de ventouses

Il existe deux types de ventouse :

- ✓ Ventouse simple.
- ✓ Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

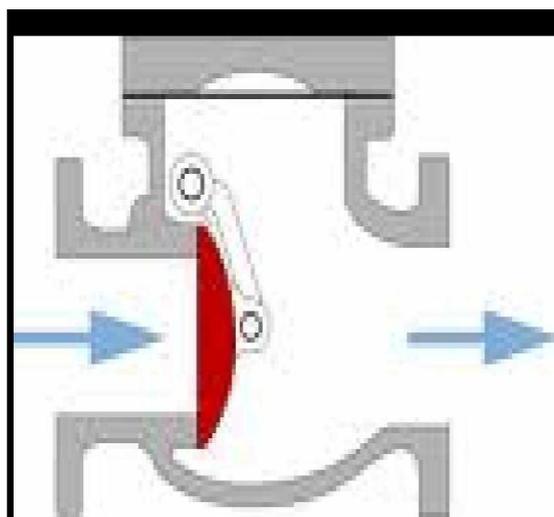
*Figure VI.3: Les différents types de ventouses*

### VI.2.3-Vidange

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite.

### VI.2.4- Clapet anti retour

Le clapet anti retour est C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

*Figure VI.4 : Clapet anti retour*

## VI.2. 5-Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement.
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite.
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires.
- ✓ Le changement de direction de la conduite.

### 1) Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour

Les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite Change de direction. Généralement, les coudes sont Maintenus par des massifs de butées.



*Figure VI.5 : un coude*

### 2) Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents, on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes.

### 3) Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit D'une canalisation ou d'ajouter un Débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau Des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations D'adduction en cas de piquage.



*Figure VI.6 : un Tés*

### 4) Joints

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux

Emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...).

## VI.2.6-By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir

## VI.2.7-Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans La pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui Refuse le passage à des objets. Il est à noter qu'une crépine Doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées



**Figure VI.7:** une crépine

D'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex)  
Et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

## VI.2.8-Organes de mesure

### VI.2.8.1-Mesure de débit

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisque une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. Or, la vitesse varie avec en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement. Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, on peut déterminer le débit.

#### a)Le diaphragme

Le diaphragme est constitué en une plaque de métal mince dont le centre est percé. Sur un côté, une languette donne les caractéristiques du diaphragme. Le côté amont du diaphragme est habituellement en biseau.

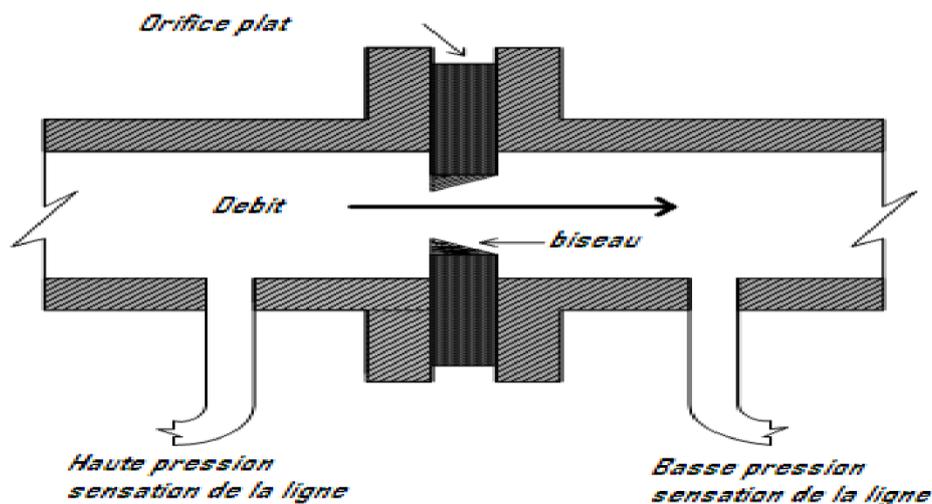


Figure VI.8 : Diaphragme

#### b) Les venturis

S'il est essentiel de maintenir la pression du liquide, on peut utiliser un « tube de Venturi » (un venturi) (figure VII .9). Sa configuration - deux troncs de cône réunis par leur petite base minimise la baisse permanente de pression. Les venturis résistent l'usure et au blocage, puisque l'absence d'obstruction permet au liquide d'entraîner les solides en suspension.

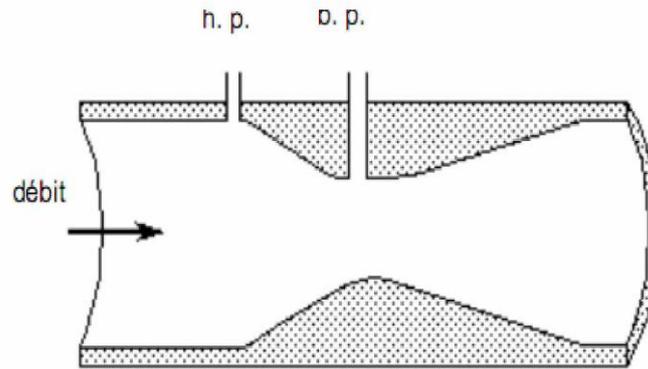


Figure VI.9: Venturi

### c) La tuyère

La tuyère a des caractéristiques intermédiaires entre le diaphragme et le venturi. À cause de son contour profilé, la baisse de pression permanente est moindre que celle occasionnée par un diaphragme (mais supérieure à celle causée par un venturi). La différence de pression est aussi plus basse que pour un diaphragme (mais plus élevée que pour un venturi). Ils sont moins coûteux que les venturis.

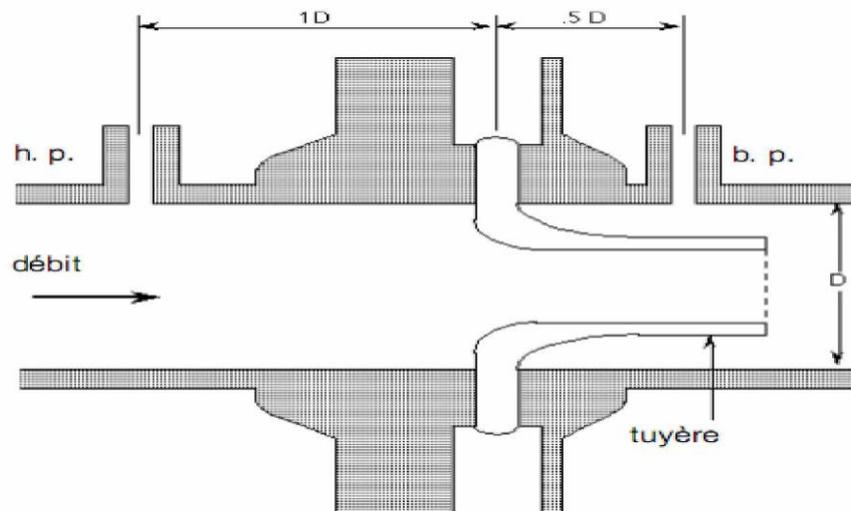


Figure VI.10 : Tuyère

### VI.2.8.2-Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

#### a) Manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité

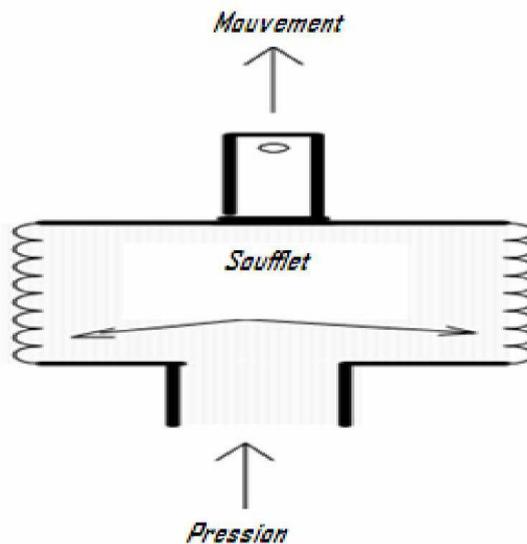
d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.



*Figure VI.11 : Manomètre à aiguilles*

### **b) Manomètres à soufflet**

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon (voir figure VII.8). Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.



*Figure VI.12: Manomètre à soufflet*

***VI.3- Profils en long et conditions de pose des conduites***

Les profils en long des conduites principales sont présentés sur les planches.

Pour permettre aux bulles d'air provenant du dégazage de l'eau de se rassembler aux points hauts, où elles seront évacuées par les ouvrages qui y sont prévus, les pentes minimales suivantes sont appliquées et devront être respectées lors de la pose de la conduite :

- ✓ 2 ‰ pour les tronçons montants ;
- ✓ 4 ‰ pour les tronçons descendants.

La conduite sera enterrée sur la totalité du tracé.

La largeur de fond de la tranchée doit être au moins égale au diamètre extérieur de la canalisation augmentée de sur largeurs de 30 cm de part et d'autre de la canalisation pour les diamètres nominaux inférieurs ou égaux à 600 mm (ces sur largeurs sont portées à 40 cm pour les tubes de diamètre nominal supérieur à 600 mm).

En cas de venue d'eau, la tranchée devra être maintenue à sec pendant toute l'opération de pose de la canalisation en utilisant une technique appropriée d'épuisement des eaux.

Les canalisations seront placées en fond de fouille et reposeront sur un lit de pose constitué de sable propre dont l'épaisseur sera 10 cm au minimum.

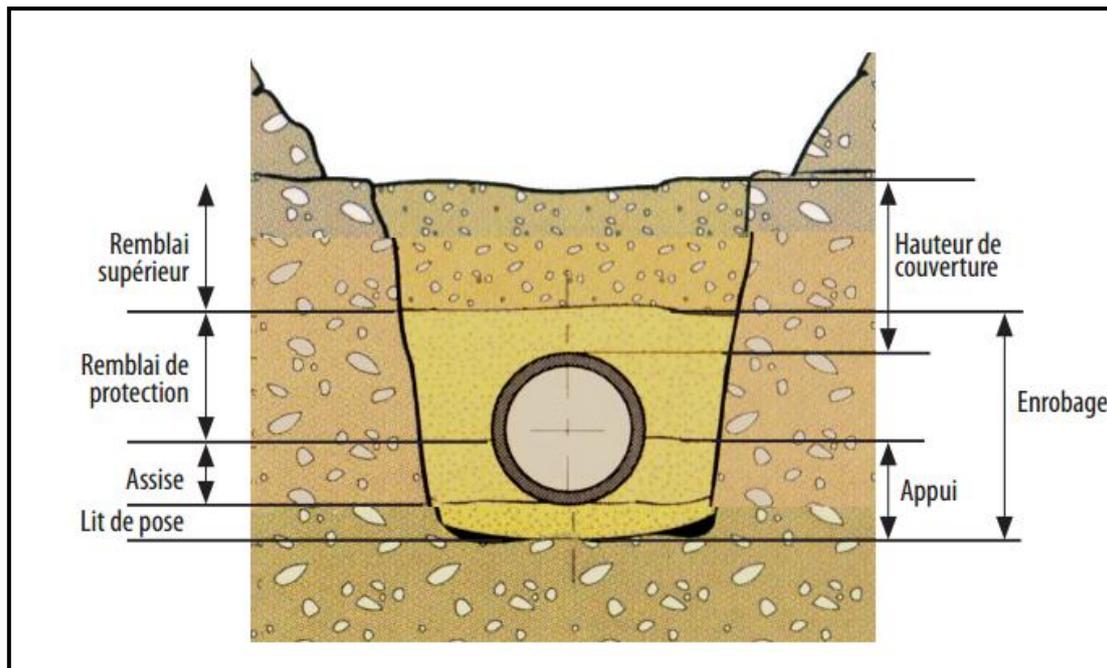
L'exécution du remblaiement de la tranchée devra comporter les deux phases suivantes :

- ✓ l'enrobage.
- ✓ le remblayage supérieur.

L'enrobage est constitué du lit de pose, de l'assise (remblai jusqu' au niveau des reins) et du remblai de protection (jusqu' à une hauteur dépassant la génératrice supérieure de 15 cm).

Les matériaux de l'assise et du remblai de protection proviendront en générale des déblais des fouilles débarrassés de tous les matériaux susceptibles d'endommager la canalisation par effet de choc ou de tassement tels que les blocs rocheux. Les matériaux néfastes tels que les débris végétaux, les produits gypseux, etc. seront proscrits.

Les matériaux doivent être mis en place par couches successives de 7,5 cm et compactés jusqu'à une hauteur dépassant la génératrice supérieure du tube de 15 cm.



*Figure VI.13: schéma des différentes couches de remblai*

Le remblai supérieur sera constitué des matériaux provenant des déblais de fouilles débarrassés des éléments impropres tels que les débris végétaux et les blocs rocheux.

Les matériaux du remblai supérieur doivent être mis en place par couches compactées de 25 cm d'épaisseur jusqu'au sommet de la tranchée. L'utilisation des engins de compactage lourd n'est autorisée que lorsque la hauteur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure du tube dépassera 30 cm.

Le remblai supérieur sera mis en place avant ou après les épreuves de pression en fonction du lieu et des impératifs de sécurité.

Les assemblages devront rester dégagés pour permettre leur inspection durant l'exécution des épreuves de pression.

**VI.4- Conclusion**

La pose des canalisations dépend de la nature du terrain, Les accessoires à utiliser seront :

- ✓ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

**Chapitre -VII-****ORGANISATION DE CHANTIER****Introduction**

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation des adductions pour l'A.E.P sont :

- ❖ Implantation des tracés des tranchées sur le terrain ;
- ❖ Nivellement de la plate-forme de pose ;
- ❖ Excavation des tranchées ;
- ❖ Pose des conduites ;
- ❖ Epreuve de joint et de canalisation ;
- ❖ Remblaiement des tranchées.

**VII.1 - les différents travaux concernant l'adduction**

Les différents travaux qu'on doit le faire pour réaliser un projet d'adduction sont :

**VII.1.1 - Implantation du tracé des tranchées sur le terrain**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

**VII.1.2 - Nivellement de la plate-forme de pose**

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison 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.1.3- 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 coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

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.

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique figure VII.1



*Figure VII.1 : une pelle mécanique*

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- ✓ La profondeur de la tranchée (Htr) ;
- ✓ La largeur de la tranchée (b) ;

#### **VII.1.4- Pose du lit de sable**

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

#### **VII.1.5- 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.



*Figure VII.2 : la pose de lit de sable et les conduites*

### VII.1.6- 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.

### VII.1.7- Remblayage des tranchées

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

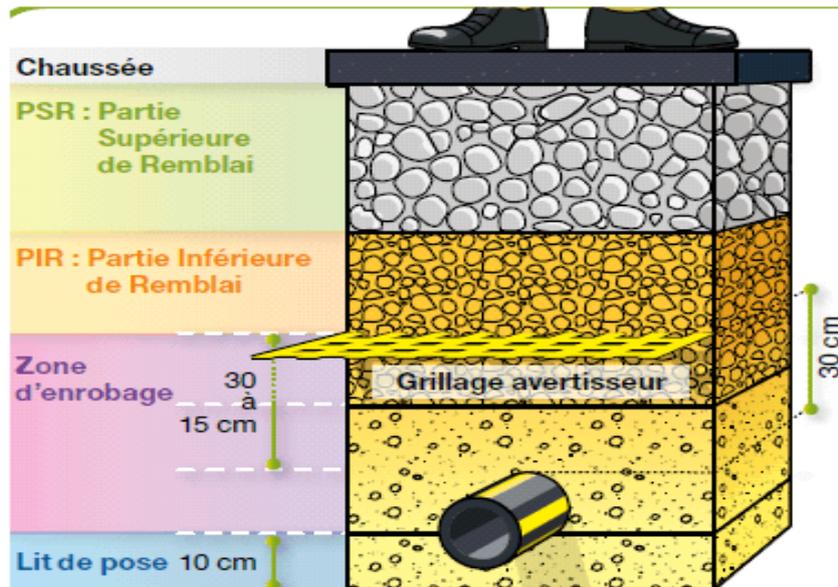


Figure VII.3 : les phases de remblais

### VII.1.8- 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, Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse et pour le nivellement on opte un bulldozer ou un angledozer.



Figure VII.4: Rouleau lisse



Figure VII.5: un angledozer

## VII.2-Travaux concernant le réservoir (Hamma-bouziane)

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction pompes 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.
- ✓ Maçonnerie et finition générale.

## VII.3.Calcul des volumes des travaux de l'adduction

### VII.3.1-Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers  
Sachant que :

$$S_{exc} = b * h$$

$S_{exc}$  : surface des déblais de chaque coupe;

$b$  : largeur de la tranchée;

$h$  : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc}$$

$V_{exc}$  : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

$L$  : distance entre deux coupes consécutives.

#### VII.3.1.1-la profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

$H_{tr}$  : profondeur de la tranchée (m).

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$h$  : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol  $h = 1$  m

$h_1$  : épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,10$  m.

#### VII.3.1.2-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.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

$b$  : largeur de la tranchée (m) et  $D$  : diamètre de la conduite (m).

- Les résultats de calcul du volume du déblai de l'adduction figurent dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VII.1:** calcul du volume du déblai de l'adduction

D(mm)	L(m)	b(m)	h(m)	S (m <sup>2</sup> )	V (m <sup>3</sup> )
600	5100	1,4	2	2,8	14280
800	10500	1,6	2,2	3,52	36960
1000	2000	2,4	1,8	4,32	8640
Volume totale					59880

**VII.3.2- Lit de sable**

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 10 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L$$

V<sub>s</sub> : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>)

b : largeur de la tranchée (m)

e : épaisseur du lit de sable, e = 48 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

- Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VII.2:** calcul du volume du lit de sable

D(mm)	L(m)	B(m)	e(m)	V (m <sup>3</sup> )
600	5100	1,4	0,48	3427,2
800	10500	1,6	0,48	8064
1000	2000	2,4	0,48	2304
Volume totale				13795,2

**VII.3.3-Remblais compacté**

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

$V_r$  : volume du remblai

$V_{exc}$  : volume du déblai (volume excavé)

$V_{cond}$  : volume occupé par la conduite.

$V_s$  : volume du lit de sable.

**VIII.3.3.1-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.

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

$S_c$  : section de la conduite (m<sup>2</sup>) ;

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L$$

$V_c$  : volume de la conduite (m<sup>3</sup>) ;

**Tableau VII.3:** calcul du volume des conduites

D(mm)	L(m)	S(m)	V(m)
600	5100	0,2826	1441,26
800	10500	0,5024	5275,2
1000	2000	0,785	1570
Volume total			8286,46

**VIII.3.3.2-Volume du remblai**

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

$$A.N : V_r = 59880 - 13795,2 - 8286,46 = 37798,34 \text{ m}^3$$

Donc le volume du remblai compacté sera :  $\Rightarrow V_r = 37798,34 \text{ m}^3$

**Tableau VII.4:** Volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m <sup>3</sup>	59880
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	13795.2
3	Les conduites	ml	8286.46
4	Remblais	m <sup>3</sup>	37798.34

**VII.4- Détermination de la capacité du godé :**

A travers du volume du déblai calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

**Tableau VII.5 :** Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m3)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est = 59880m<sup>3</sup> supérieur à 20000 m<sup>3</sup>, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 1.25 m3.

**VII.4.1- Rendement d'exploitation de la pelle choisie :**

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h)$$

Avec :

q : capacité du gobet 1.25 m3.

Kr : coefficient de remplissage du gobet Kr = 0,8 - 0,9 on prend Kr = 0,8

Kt : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur: varie entre (0,7- 0,9) ,on prend Kt = 0,8

Kf : coefficient de foisonnement du sol Kf = 1,2.

Tc : la durée d'un cycle de remplissage du gobet Tc= (15-30) s, on prend Tc = 20 s.

$$AN : R_p = \frac{3600 \times 1.25 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 120m^3 / h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour : R p=960 m3/j.

**VII.4.2- La durée d'excavation**

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} = \text{jours}$$

V : volume du sol excavé (m<sup>3</sup>) .

RP : capacité du godet en jour (m<sup>3</sup>/jour)

$$\text{AN : } T = \frac{59880}{960} = 62 \text{ jours}$$

**VII.5- Planification des travaux de l'adduction :**

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- ✓ Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- ✓ Sans retard ;
- ✓ Aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaboré en 1958 par les Américains.

**VII.5.1-Définitions des tâches et leurs durées**

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VII.6: Temps de réalisation des opérations de l'adduction**

Notation	Opération	Durée (jour)
A	implantation du tracé des tranchées sur le terrain	15
B	nivellement de la plate-forme de pose	21
C	exécution des tranchées et des fouilles pour les vannes	62
D	pose du lit de sable	10
E	pose des conduites	15
F	épreuve de joint et assemblage des tuyaux	22
G	Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints	08
H	Remblai des tranchées	17
I	nivellement et compactage et travaux de finition	16

Donc le réseau à nœud de ces tache est représenté comme suit :

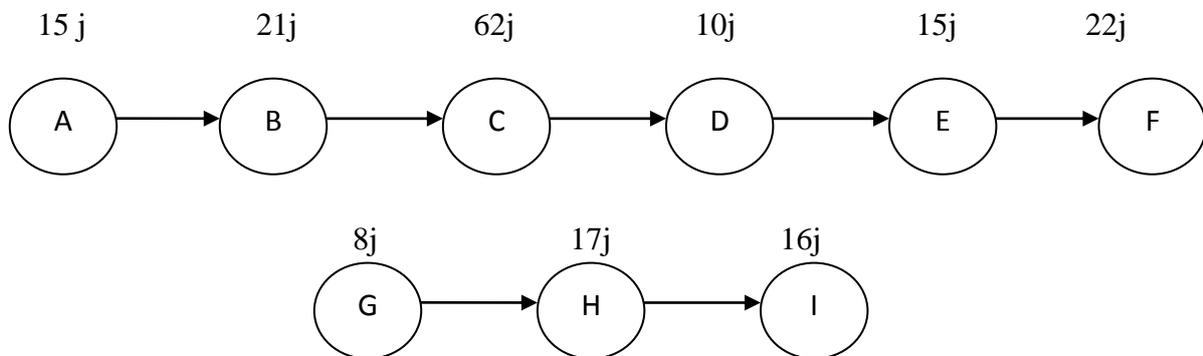


Figure VII.6 : Réseaux à nœuds

**Remarque**

Le temps de réalisation de l’adduction du projet est de 168 jours, soit environ 5 mois.

**VII.6- Devis estimatif d’établissement de la conduite de transfert :**

Tableau VII.7 : Devis estimatif de l’établissement de la conduite de transfert

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
<b>1- terrassement</b>				
Décapage	m3	4200	400	1680000
Déblais	m3	59880	700	41916000
Pose de lit du sable	m3	13795.2	2000	27590400
Remblaiement des tranchées avec nivellement et compactage	m3	37798.34	600	226791
<b>2- fourniture et pose de canalisations en PEHD</b>				
F/P conduite ø 600	ml	5100	7837	39968700
F/P conduite ø 800	ml	10500	10115	106207500
F/P conduite ø 1000	ml	2000	12473	24946000

Total HT	242535391.5
TVA 17%	41231016.47
Total TTC	283766407.5

### ***Conclusion***

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- La durée du projet qui est de 168 jours.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des deux parties du projet en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux de la pose des conduites et en même temps, lancer les travaux de la réalisation de la station de pompage, puis faire les raccordements.

## CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous avons cerné les différentes phases de réalisation d'un projet de l'alimentation en eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs, à savoir, satisfaire les besoins en eau de la population de la région nord du Constantine et la répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers les localités concernées.

Nous avons estimé les besoins en eau potable à partir d'un calcul base sur une dotation de 200 l par habitant et par jour sur une période allant jusqu'à l'année 2040. Sur la base de ces données, nous avons dimensionné notre nouvelle adduction. Cette dernière, utilise un réservoir existant d'une capacité de 50000 m<sup>3</sup>.

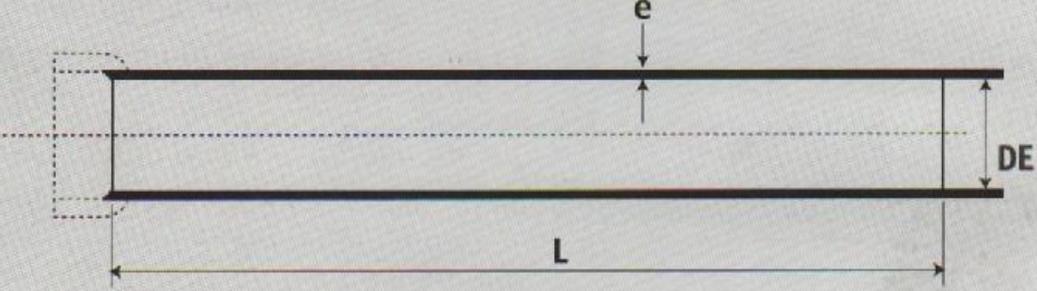
Nous avons projeté une adduction avec quatre nouveaux réservoirs d'une capacité de 1500, 2000, 3500, et 20000 m<sup>3</sup>. Une partie de l'adduction est par refoulement et l'autre gravitaire. Une station de pompage a été dimensionnée afin de permettre de refouler l'eau.

Enfin, Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction, des réservoirs et des équipements hydromécaniques des stations de reprise à fin de garantir la pérennité du projet.

## Annexe I

Quelques caractéristiques des tuyaux en fonte ductile (d'après le catalogue du fabricant Electrosteel Algérie SPA)

•• ( Tuyaux fonte ductile - AEP ..... ( EN 545  
ISO 2531



DN	Diamètre extérieur DE		Epaisseur Fonte 'e' (K9)		Pression minimale d'essai en usine (bar) K9	Epaisseur fonte 'e' (C40)		Pression minimale d'essai en usine (bar) C40
	Nominal (mm)	Tolérance (mm)	Nominal (mm)	Tolérance (mm)		Nominal (mm)	Tolérance (mm)	
80	98	+1 à -2.7	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
100	118	+1 à -2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
125	144	+1 à -2.8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
150	170	+1 à -2.9	6,0	-1,5	50	5,0	-1,5	40
200	222	+1 à -3.0	6,3	-1,5	50	5,4	-1,5	40
250	274	+1 à -3.1	6,8	-1,6	50	5,8	-1,6	40
300	326	+1 à -3.3	7,2	-1,6	50	6,2	-1,6	40
350	378	+1 à -3.4	7,7	-1,7	40	7,0	-1,7	40
400	429	+1 à -3.5	8,1	-1,7	40	7,8	-1,7	40
450	480	+1 à -3.6	8,6	-1,8	40	-	-	-
500	532	+1 à -3.8	9,0	-1,8	40	-	-	-
600	635	+1 à -4.0	9,9	-1,9	40	-	-	-
700	738	+1 à -4.3	10,8	-2	32	-	-	-
800	842	+1 à -4.5	11,7	-2,1	32	-	-	-
900	945	+1 à -4.8	12,6	-2,2	32	-	-	-
1000	1048	+1 à -5.0	13,5	-2,3	32	-	-	-

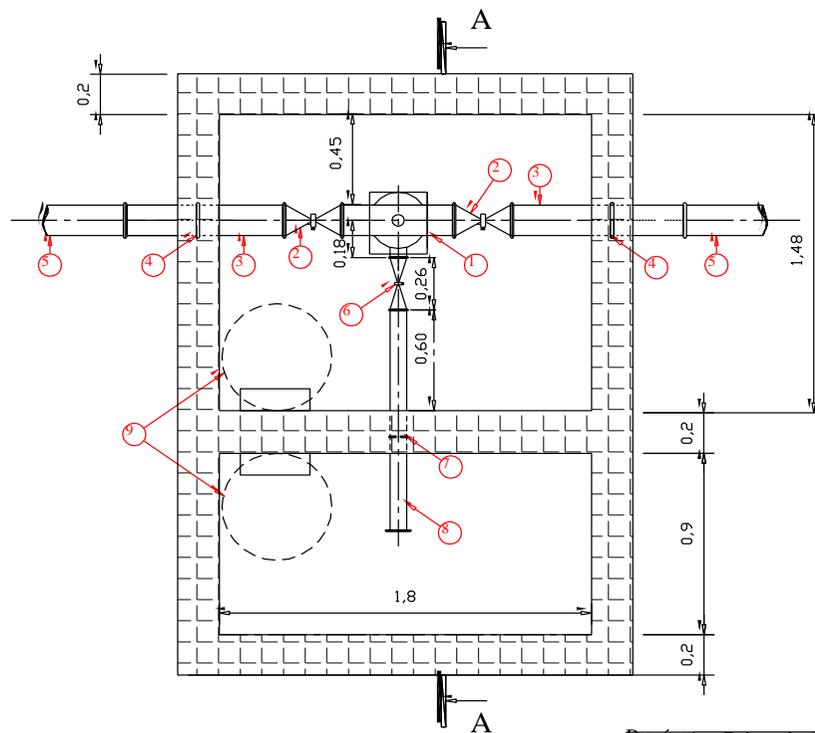
La classe d'épaisseur des tuyaux est marquée sur le fût lorsqu'elle diffère de la classe K9.  
Ainsi les tuyaux classe C40 sont marqués 'C40' selon la norme NF EN 545 : 2002.

ELECTROSTEEL peut également fournir, à la demande de ses clients, des tuyaux classes K7, K8, K10, K12.  
L'épaisseur de la paroi fonte est donnée par la formule :  $e = K(0.5 + 0.001 DN)$ .

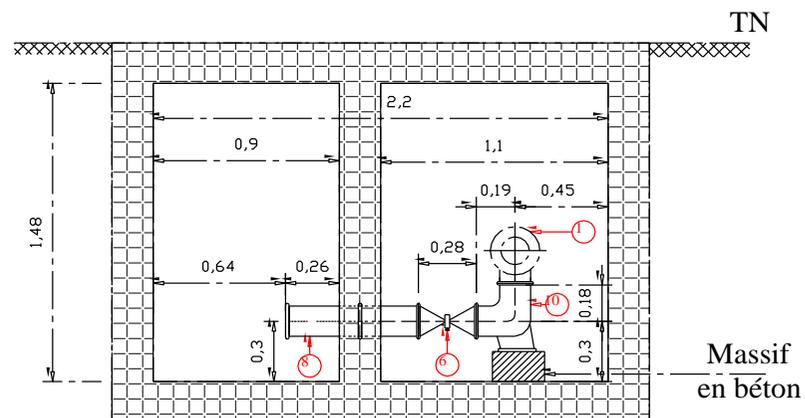
## Annexe II

### Regard type vidange

Vue en plan



COUPE A-A



Repère	Dénomination	Matériaux	Diamètre	Nombre
1	Té à 3 brides	FT	Variable	1
2	Robinet vanne	FT	Variable	2
3	Tuyau à 2 brides	FT	Variable	2
4	Bride	A	Variable	2
5	Bride unie	A	Variable	2
6	Robinet vanne	FT	DN 80/100	1
7	Bride	FT	DN 80/100	1
8	Tuyau à 2 brides	A	DN 80/100	1
9	Regard pour chaussée	A	Ø600	2
10	Coude à patin	FT	DN 80/100	1



## Annexe 4 Caprari result



Modena - Italy

**COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001**

### E14SE55/5BC + M14500

#### Caractéristiques requises

Débit	850 l/s
Hauteur de refoulement	223 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N. de pompes	6

#### Caractéristiques de la pompe

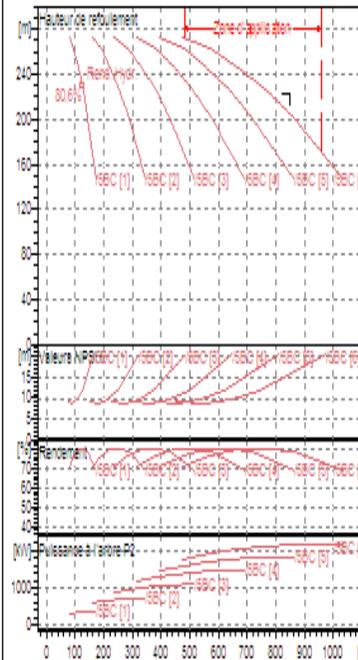
Débit	130 l/s
Hauteur de refoulement	223 m
Puissance absorbée	353 kW
Rendement	80,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	151 m
Orif. de refoulement	230 mm

#### Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	387 kW
Courant nominal	710 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	A
Degré de protection	IP 68

#### Limites opérationnelles

Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	999 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s



#### Caractéristiques de fonctionnement UN/ISO 2548-C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NP SH [m]

Dimensions m m

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### Ouvrages généraux

- [1] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [2] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [3] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983, p.349.
- [4] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [5] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 – 10, 16, 18, 25.
- [6] **J. DUBOIS – M. DIAMENT** « Géophysique », édition MASSON, 1997, p.181.
- [7] **A.G.H.T.M** « les canalisations d'eau et de gaz (corrosion, dégradation et prospection) », édition Technique et Documentation, Paris 1987 p.177.
- [8] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101.

### Catalogues

- [10] **Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».
- [11] **KSB** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [12] **LEROY SOMER** « Moteurs asynchrones triphasés »
- [13] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».
- [14] **Danfoss Socla** « Clapets de non retour ».
- [15] **BAMO MESURES SAS** « pH, conductivité, turbidité, autocontrôle, niveau et débit ».