

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction de la ville de tenes a partir de la station de dessalement vers le reservoir 60 000 m3 Tenes w. Chlef.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0008-18

APA Citation ( APA توثيق ):

Zenanda, Abdelouahid (2018). Etude d'adduction de la ville de tenes a partir de la station de dessalement vers le reservoir 60 000 m3 Tenes w. Chlef[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**Etuded'adduction de lavilledetenesapartirdelastationdedessalement vers le reservoir 60 000 m3 Tenes w. Chlef.**

**Présenté Par :**

**M<sup>r</sup> ZENANDA ABDELOUAHID**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>r</sup> D.KAHLERRAS	M.C.B	Président
M <sup>r</sup> A.HEBBOUCHE	M.A.A	Examineur
M <sup>me</sup> L.KADI	M.A.A	Examinatrice
M <sup>r</sup> Y.DERNOUNI	M.A.A	Examineur
M <sup>me</sup> W.MOKRANE	M.A.A	Promotrice

**juin-2018**

## ملخص

شرعت الجزائر في برنامج لتحلية مياه البحر من أجل توفير المياه للاستخدام المنزلي (مياه الشرب) لسكانها بالمدن الساحلية واستخدام تكنولوجيات جديدة لتوفير مياه صالحة للشرب ذات نوعية وتكلفة مدروسه.

الهدف من هذا المشروع هو توفير المياه الصالحة للشرب لدائرة تنس (ولاية شلف) عن طريق تحويل ممتد من محطة تحلية مياه البحر وصولا الى خزان ماء سعته 2\*30000 م<sup>3</sup> مزودا بمحطة ضخ. في الأخير نتطرق الى طريقة انجاز هذا المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة لأنهاءه.

## Résumé

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable de la commune de Ténès à partir d'une station de dessalement dont la capacité 200 000 m<sup>3</sup>/j (Wilaya de CHLEF). Ce projet rentre dans le cadre des grands projets consentis par l'état Algérien pour valoriser la ressource hydrique et approvisionner les populations surtout que la région concernée recense un manque d'eau potable, et ce en raison de l'explosion démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

Cette étude consiste à dimensionner le système d'adduction y compris les réservoirs et les stations de pompage, mettre un dispositif de protection des conduites contre un phénomène transitoire dit : coup de bélier et établir une méthodologie de mise en œuvre du projet et les moyens déployés pour son exécution.

## Abstract

Due to the high demand of drinking water, Algeria has engaged into an important investment desalination program in order to meet population's water needs. This was done by securing the needs of the coastal cities (which represent 80 % of the whole population.) by integrating new technologies which nowadays provide a good quality of drinking water with a little production expenses

The objective of our study consists of supplying the town Tenes, city of Chlef with drinking water by the means of adduction starting from the desalination station that transfers the water to water tank of 2x30000m<sup>3</sup> capacity.\_

After presenting our study zone and estimating its water requirements, we opted to the best option for our adduction, and we established discharge pipes protection tools particularly against a transitory phenomenon called : Water hammer.

At the end of our work, we approached the methodology of project implementation and we applied various methods for its execution.

# Dédicaces

## A la mémoire de mon défunt père...

Avec tout mon amour éternel et avec l'intensité de mes émotions.

Je dédie ce mémoire à l'âme de mon cher père...

« ALLAH YE DJA3LOU MIN AHL EL DJANA ».

A mon honorable mère, mes frères, mes sœurs, ..

A tous ceux qui, par un mot, m'ont donné la force de continuer .....

## **REMERCIEMENTS :**

« Un grand merci » pour M<sup>eme</sup> MOKRANE WAHIBA, une personne qu'elle a fait preuve d'une grande patience et a été un grand apport pour la réalisation de ce travail. Ces conseils, ces orientations, son excellent encadrement et sa disponibilité ainsi que son soutien moral et scientifique m'ont permis de mener à terme ce projet.

A tous les enseignants et enseignantes sans oublier aucun.

A tous ceux qui m'ont aidé

# Sommaire

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

## **Chapitre 1 : Etude de reconnaissance**

Introduction.....	3
I. Caractéristiques de la ville de TENES.....	3
I.1 Situation géographique.....	3
I.4 Situation topographique.....	4
I.5 Situation géologique.....	4
I.6 Sismicité .....	5
I-5. Climatologie :.....	5
I -6 Hydrogéologie.....	7
I -7 Démographie.....	7
I -8 qualité des Eau .....	7
I-9 Sources et ressources hydriques .....	9
I-10 Présentation du l'ancien schéma d'adduction.....	9
Conclusion.....	14

## **Chapitre 2 : Présentation de la station de dessalement**

Introduction.....	15
II-1 DESCRIPTION SOMMAIRE DE LA STATION DE DESSALEMENT.....	15
II.1.2 Caractéristiques techniques .....	15
II.1.3 Description générale .....	16
II.2 Caractéristiques de l'eau commercialisable.....	17
II.3 Processus de dessalement .....	18
II.3.1 Captage de l'eau.....	18
II.3.2 Le prétraitement de l'eau de mer .....	19
II.3.3 Procédé de dessalement : Osmose inverse .....	23

II.3.4	Pompage à haute pression .....	24
II.3.5	Châssis d'osmose inverse .....	25
II.3.6	Pompage de recirculation .....	26
II.3.7	Système de récupération d'énergie .....	26
II.3.8	Post traitement .....	26
II.3.9	Pompage d'eau Produite .....	28
	Conclusion.....	29

### **Chapitre 3 : Etude d'adduction**

	Introduction.....	30
III.1	Types d'adduction .....	30
III.2	Choix du tracé .....	30
III.3	Choix des matériaux de canalisation .....	31
III.4	Etude des variantes .....	33
III.4.1	Linéaires des tracés.....	34
III.5	Calcul hydraulique .....	35
III.5.1	Cas gravitaire.....	35
III.5.2	Cas refoulement .....	36
III.6	Application numérique de l'étude technico-économique de l'adduction par refoulement .....	41
	Conclusion .....	52

### **Chapitre 4 : Dimensionnement de la station de pompage**

	Introduction.....	53
IV.1	Principe de fonctionnement des pompes .....	53
IV.2	Choix du type de Pompe.....	54
IV.3	Couplage des pompes .....	54
IV.4	Choix du nombre de pompes .....	54
IV.5	Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement .....	55

IV.6	Caractéristiques de la pompe .....	55
IV.6.1	Vitesse spécifique .....	55
IV.6.2	Point de fonctionnement des pompes .....	56
IV.6.3	Type et mode de réglage .....	57
IV.7	Étude de la cavitation .....	59
IV.7.1	Calage de la pompe .....	62
IV.8	Application numérique .....	63
IV.8.1	Description de la pompe Oméga / RDLO 400-665 B (station de pompage) .....	64
IV.8.2	Nombre de pompes installées .....	64
IV.8.3	Vitesse spécifique.....	66
IV.8.4	Etude de la cavitation .....	68
IV.8.5	Description de la pompe Oméga / RDLO 500-1035 B (station de reprise) .....	70
IV.8.6	Vitesse spécifique.....	72
IV.8.7	Courbe caractéristique de la conduite (SR vers Le réservoir de stockage ) ....	72
IV.8.8	Etude de la cavitation .....	74
IV.9	Dimensionnement de la bache de reprises de la station de reprise (SR) .....	76
IV.10	Bâtiment de la station de pompage et son génie civil .....	77
IV.10.1	Choix du bâtiment .....	78
IV.11	Dimensionnement du bâtiment SP (SDEM).....	79
IV.12	Dimensionnement du bâtiment SR .....	82
	Conclusion.....	89

## **Chapitre 5 : Protection des conduites**

V.1	Introduction.....	90
V.2	Protection des conduites contre le coup de bélier.....	90
V.2.	Définition.....	90
V.2.2	Les cause de coup de bélier .....	90

V.2.3	Les conséquences du coup de bélier .....	91
V.2.4	Les risques dus aux coups de bélier .....	91
V.2.5	Moyen de protection contre le coup de bélier.....	91
V.2.6	Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	96
V.2.7	Etude du coup de bélier.....	98
V.2.8	Calcul des réservoirs d'air .....	99
V.3	Protection des conduites contre la corrosion .....	103
V.4	Protection Cathodique .....	105
V.5	Conclusion.....	106

## **Chapitre 6 : Organisation du chantier**

Introduction .....	107
VI.1 Suivi de chantier.....	107
VI.2.1 Définition .....	107
VI.2.2 Etapes du suivi de chantier.....	107
VI.2.3 Importance du suivie de chantier .....	107
VI.3 Installations de chantier .....	108
VI.3.1 Installations destinées aux personnels .....	108
VI.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	108
VI.3.3 Installations destinées à l'entretien et la réparation des engins.....	108
VI.4 Classification des chantiers .....	108
VI.4.1 Classification selon le lieu.....	108
VI.4.2 Classification selon la nature de travaux .....	108
VI.5 Terrassements.....	109
VI.5.1 Etapes de terrassements.....	109
VI.5.2 Sols à terrasser .....	109
VI.6 Choix d'engins .....	110
VI.7 Travaux concernant l'adduction .....	110

VI.8	Travaux concernant les réservoirs .....	111
VI.8.1	Calcul des volumes des travaux de l'adduction .....	112
VI.9	Les volumes totaux de terrassements .....	115
VI.10	Devis estimatif .....	116
VI.11	Les Engins .....	117
	Conclusion.....	121
	<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>122</b>

# Liste des Tableaux

## Chapitre I

Tableau I-1 : Répartition moyenne mensuelle de la pluviométrie. (1980-2007).....	6
Tableau I-2 : vitesse des vents moyens annuels. (1980-2007).....	6
Tableau I-3 : températures moyennes annuelles. (1980-2007) .....	7
Tableau I-4 : variation annuelle de l'humidité. ( 1980-2007).....	7
Tableau I-5 : Les caractéristiques de l'eau à traiter sont les suivantes .....	8

## Chapitre III

Tableau III-1: Coefficients $K'$ , $m$ , $\eta$ pour différents types de tuyau .....	35
Tableau III-2 : Le barème des nouveaux tarifs de l'électricité applicable à partir du 1 janvier 2016.....	40
Tableau III-3 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) .....	42
Tableau III-4 : Frais d'investissement tronçon (SP- SR).....	42
Tableau III-5 : Frais d'exploitation tronçon (SP- SR).....	43
Tableau III-6 : Bilan de tronçon (SP- SR).....	44
Tableau III-7 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) ( SR- R) .....	45
Tableau III-8 : Frais d'investissement tronçon (SR- R).....	46
Tableau III-9 : Frais d'exploitation tronçon (SR- R).....	46
Tableau III-10 : Bilan de tronçon (SR- R).....	47
Tableau III-11 : Calcul HMT du tronçon (SP (SDEM) - Réservoir).....	49
Tableau III-12 : Frais d'investissement tronçon (SP( SDEM) – Réservoir .....	50
Tableau III-13 : Frais d'exploitation tronçon (SP (SDEM) – Réservoir ).....	50
Tableau III-14 : Bilan de tronçon (SP ( SDEM) – Réservoir ).....	50
Tableau III-15 : Comparaison entre les variantes retenues.....	51

## Chapitre IV

Tableau IV-1 : Différents types de la roue.....	56
Tableau IV-2 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température .....	61

Tableau IV-3 : Résultats de choix des pompes SP (SDEM).....	63
Tableau IV-4 : Caractéristiques de la pompe SP (SDEM).....	64
Tableau IV-5 : Variation de la charge en fonction du débit conduite SP (SDEM )-réservoir de reprise).....	67
Tableau IV-6 Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station de reprise (SR).....	70
Tableau IV-7 : Caractéristiques de la pompe (SR).....	71
Tableau IV-8 : Variation de la charge en fonction du débit conduite (SR-réservoir De stockage) .....	73
Tableau IV-9 : Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise pour une forme rectangulaire.....	77
Tableau IV-10 : Choix du type de bâtiment .....	78

## Chapitre V

Tableau V-1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-béliers .....	95
Tableau V-2 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	101
Tableau V-3 : Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	102
Tableau V-4 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement .....	102

## Chapitre VI

Tableau VI-1 : Volume de décapage la couche végétale ou goudron.....	112
Tableau VI-2 : Volume d'excavation de la tranchée .....	113
Tableau VI-3 : Volume du lit de sable.....	114
Tableau VI-4 : Volume du remblai .....	115
Tableau VI-5 : Volume excédentaire .....	115
Tableau VI-6 : Tableau récapitulatif des volumes total de terrassements .....	116
Tableau VI-7 : Devis de principaux travaux de terrassements, génie civil et équipement de la station de pompage des réservoirs ( SDEM – Réservoir Ténès ).....	116

# Liste des figures

## Chapitre I

Figure I-1 : carte de situation de la commune de TENES wilaya de Chlef et ses 35 communes.....	4
Figure I-2 : Schéma du principe d'une unité d'osmose inverse .....	8
Figure I-3 : Localités concernées par le transfert à partir du barrage de Sidi Yakoub .....	10
Figure I-4 : Schéma synoptique de l'ancienne alimentation à partir du barrage de Sidi Yacoub.....	13

## Chapitre II

Figure II-1 : photo de la prise d'eau – captage .....	18
Figure II-2 : photo des pompes d'impulsion (4 +1).....	19
Figure II-3 : Photo du Pompage intermédiaire en 2 groupes (chaque groupe : 5 pompes et 1 de secours). .....	22
Figure II-4 : Photo des filtres à cartouches.....	23
Figure II-5 : Osmose inverse.....	24
Figure II-6 : Photo de la chambre de pompage - Osmose inverse .....	25
Figure II-7 : Photo reminéralisation : Saturateurs de chaux.....	28
Figure II-8 : Photo Station de pompage d'eau produite (4 pompes et 1 secours) .....	29

## Chapitre III

Figure III-1 : photo du tracé variante .....	34
Figure III-2 : photo du tracé variante 2.....	34
Figure III-3 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation ( SP-SR ).....	44
Figure III-4 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation (SR – R).....	47
Figure III-5 : Bilan total du tronçon SP( SDEM) – Réservoir .....	51

## Chapitre IV

Figure IV-1 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement .....	56.
Figure IV-2 : Roues soumise à la cavitation.....	60
Figure IV-3 : Les courbes caractéristiques de la pompe commandée SP (SDEM)... ..	66

Figure IV-4 : Courbe représentant le point de fonctionnement de la pompe SP (SDEM) .....	67
Figure IV-5 : Courbe représentant la plage de bon fonctionnement de la pompe SP (SDEM).....	68
Figure IV-6 : Les courbes caractéristiques de la pompe commandée SR .....	72
Figure IV-7 : Courbe représentant le point de fonctionnement de la pompe SR.....	73
Figure V-8 : Courbe représentant la plage de bon fonctionnement de la pompe SR.....	74
Figure V-9 Schéma représentatif de la partie souterraine .....	78

## Chapitre V

Figure V-1 : Soupape de décharge type LEZIER .....	93
Figure V-2 : Réservoir d'air .....	93
Figure V-3 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.....	94
Figure V-4 : Schéma d'une cheminée d'équilibre .....	95
Figure V-5 : Première phase du coup de bélier .....	96
Figure V-6 : Deuxième phase du coup de bélier .....	97
Figure V-7 : Troisième phase du coup de bélier .....	97
Figure V-8 : Quatrième phase du coup de bélier.....	98
Figure V-9 : Installations des tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène .....	105

## Chapitre VI

Figure VI-1 : Pelle hydraulique.....	118
Figure VI-2 : Bulldozer.....	119
Figure VI-3 : Chargeur.....	119
Figure VI-4 : Compacteur Mono .....	120
Figure VI-5 : compacteur manuel .....	120

# *Listes de planches*

**PLANCHE N°1** : Levé Topographique.

**PLANCHE N°2** : Profils piézométrique.

**PLANCHE N°3** : Plan de la station de pompage.

**PLANCHE N°4** : Schéma Synoptique.

**PLANCHE N°5** : Carte de Situation.

# **INTRODUCTION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERAL

Sous la pression démographique des populations, la rareté et l'insuffisance des ressources hydriques due aux caprices de la météo et le réchauffement climatique. Les pouvoirs publics algériens ont décidé, pour faire face aux pénuries, d'alimenter les populations par le dessalement d'eau de mer.

Le développement très avancé des technologies de dessalement rend cette option d'alimentation fiable. Dans la wilaya de Chlef, Lieu de notre étude, beaucoup de zones, surtout côtières, vivent des pénuries récurrentes freinant tout développement économique, touristique, artisanal ou autre.

Les pouvoirs publics ont lancé l'installation d'une très grande station de dessalement à Ténès (Chlef) pouvant dessaler 200 000 m<sup>3</sup> par jour. Cette station servira à l'alimentation de la ville de Ténès wilaya de Chlef, toutes les agglomérations de la wilaya, et d'autres zones limitrophes à la wilaya. Si la station de dessalement est pratiquement réalisée et rentre en fonctionnement actuellement, l'adduction principale de Ténès au nœud principale de Chlef n'est pas encore réalisée.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé : Etude de la station de pompage vers le réservoir 60 000m<sup>3</sup> à partir de la station de dessalement de Ténès W.CHLEF ; Et aussi l'étude de l'adduction en refoulement .

Le projet comporte une station de pompage à la sortie de la station de dessalement, une station de reprise et un réservoir de stockage existant à la fin de l'adduction.

Afin d'atteindre, notre l'objectif de notre étude, nous allons :

- Collecter les données de reconnaissance de la zone de notre projet dans le premier chapitre.
- Dans le second chapitre, nous allons présenter la station de dessalement de TENES.
- Le troisième chapitre va être consacré à l'étude de l'adduction à partir de la station de dessalement vers le réservoir de stockage existant.

- A travers le quatrième chapitre ; nous allons aborder les moyens de protection des conduites.
- Le dimensionnement de la station de pompage principale ainsi que celle de reprise, des points de vue choix, calage des pompes et calcul du bâtiment va être évoqué dans le cinquième chapitre.
- Le sixième chapitre va viser l'organisation des travaux et l'estimation du cout de notre projet.

Enfin nous achèverons notre travail par une conclusion générale

# Etude de reconnaissance

## **Introduction :**

Sous la pression démographique des populations, la rareté et l'insuffisance des ressources hydriques due aux caprices de la météo et le réchauffement climatique. Les pouvoirs publics algériens ont décidé, pour faire face aux pénuries, d'alimenter les populations par le dessalement d'eau de mer.

Le développement très avancé des technologies de dessalement rendent cette option d'alimentation viable. Dans la wilaya de Chlef, Lieu de notre étude, beaucoup de zones, surtout côtières, vivent des pénuries récurrentes freinant tout développement économique, touristique, artisanal ou autre.

## **I - Caractéristiques de la ville de TENES :**

### **I-1. Situation géographique :**

#### **WILAYA DE CHLEF**

- La Wilaya de Chlef est située dans la région nord-ouest de l'Algérie. Elle s'étend sur une superficie de 4,791 Km<sup>2</sup>. D'après le dernier recensement, datant d'avril 2008, la Wilaya de Chlef occupe la huitième place au niveau national avec une population qui a largement dépassé

100.000 habitants. Elle est d'un grand intérêt à la fois géographique, historique, économique et social.

- La Wilaya de Chlef est entourée par la mer Méditerranée au nord, par la Wilaya de Tisemsilt au sud, par les Wilayate de Ain Defla et Tipaza à l'est et par les wilayate de Mostaganem et Relizane à l'ouest.

Ténès est une ville côtière de la mer Méditerranée, située dans la Wilaya de CHLEF au nord de l'Algérie, à mi - distance d'Alger (à environ 215 km à l'est) et d'Oran (à environ 230 km à l'ouest). D'une superficie de 500,54 km<sup>2</sup>, Elle est entourée d'un ensemble de montagnes appartenant à la chaîne Dahra, on note SIDI MEROUANE, montagne de BISSA plus de 1157 m (à l'est), montagne de KESSAR (au sud) et la montagne SDI ABDERRAHMEN (à l'ouest), elle est limitée par :

- la mer méditerranée Au Nord.
- la commune de sidi Akkacha Au sud.
- la commune d'Oued Goussine A l'Est.
- la commune de Sidi Abderrahmane A l'Ouest.



Faciès calcaires ou calcairo-gresseux ; avec ou sans galets, typiquement mollassique

Alluvions actuelles : formant les terrasses inférieures des oueds et aussi répandues par étalement des vallées composées de limon argileux et sableux avec ou sans cailloutis, l'épaisseur de cette formation varie entre 10 et 30 m,

Le sol du site d'étude en général, homogène formé d'une succession de couches d'épaisseurs variables de nature suivante:

Le sous sol du site est essentiellement schisteux a marneux stratifiée, sous forme d'ardoise, altérée, friable, raide a très raide.

On y distingue de haut en bas les formations suivantes :

De 0.00 a 1.20m : Schiste légèrement argileux remanié, friable ,Cette couche est de couleur gris clair.

✓ Au-delà de 1.20m ; apparait une importante couche Schiste marneux stratifiée, sous forme d'ardoise, altérée, raide a très raide. La couleur du sol remontée à la surface du sol est bleuâtre.

### ➤ **Caractéristiques Physiques et Mécaniques du Terrain rencontré :**

#### • **Essai physique : profondeur : 1.10 à 1.20 m .**

- ✓ Teneur en Eau = 09.61 0/0.
- ✓ Densité Humide 2.32 t/ m<sup>3</sup>
- ✓ Densité Sèche = 2.09 t/ m<sup>3</sup>
- ✓ Degré de Saturation : 55.60 0/0.
- ✓ Une conductivité électrique variant entre 1143 et 1943 µs/cm.

(Source : subdivision des Resource en Eau. TENES)

#### **I -4 Sismicité :**

Notre Zone d'étude se trouve dans la zone territoriale ou l'activité sismique n'est pas négligeable, car elle se situe au-dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen. Donc les études de génie civil doivent prendre en considération cette particularité.

#### **I-5. Climatologie :**

Par rapport à la plaine De CHLEF, Le climat de ce territoire est un peu humide, de type Montagneux. Ce climat est caractérisé par deux périodes distinctes :

L'une froide, S'étendant du mois de novembre au mois d'avril.

## Chapitre I: Etude de reconnaissance.

L'autre chaude, s'étendant du mois de Mai au mois d'octobre

### I-5.1. Pluviométrie :

Le régime moyen des précipitations de l'année est analysé à partir des informations mensuelles de la station de TENES, et des données de L'A.N.R.H, on constate que les précipitations les plus fortes sont enregistrées pendant les mois d'octobre à février, juin à Août sont habituellement les mois les plus secs.

La commune de TENES est une zone humide recevant annuellement une moyenne de 200 mm de pluie.

**Tableau I. 1:** Répartition moyenne mensuelle de la pluviométrie. (1980-2007)

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Se	Oct	Nov	Dec
Pluv (mm)	26.5	19	0.1	47.5	4.6	0.3	o	o	3.5	45.2	26.8	30.8

### I -5-2 Les vents :

Les vents dominants sont généralement modérés et faible ayant respectivement des directions ouest et nord-est.

Pour avoir un aperçu de la grandeur de ces vents, le tableau I — 2 qui récapitule les vents moyens mensuels durant l'année

**Tableau 1. 2:** vitesse des vents moyens annuels. (1980-2007).

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
(m/s)	5.55	13.8	13	13.5	2.77	3	2.4	2.4	2.2	1.2	2.4	1.9

Les vents sont chauds et secs en été, froid en hiver.

### I -5-3 Température :

La saison chaude avec moyennes mensuelles supérieurs à 25 °c s'étend du mois de juillet et Aout, des maxima sont enregistrés aux mois de juin et aout.

La saison froide allant du mois de novembre à février. Les moyennes Les plus basses sont enregistrées au mois de novembre, décembre, janvier.

Le tableau I — 3 nous donne un aperçu sur la variation des températures moyennes durant l'année.

**Figure 1.3:** températures moyennes annuelles. (1980-2007)

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Cc)	10.8	12.7	12.7	13.9	19	22	25.1	28.5	22	20.2	16.6	14.1

## I -5-4 Humidité :

La variation de l'humidité dans l'air est assez considérable comme l'illustre le tableau I-4.

**Tableau I. 4 :** variation annuelle de l'humidité. ( 1980-2007).

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Humidité %	79	79	77	73	70	75	70	70	71	76	62	76

## I -6 Hydrogéologie :

✓ Le réseau hydrographique englobe l'ensemble des ressources en eau et il est composé de : Sources, nappes souterraines, et des oueds.

La formation géologique de la région est constituée d'un réservoir d'eau appréciable.

Les eaux de pluie s'infiltrent pour donner naissance à des points d'eau (Sources,Puit,Forage)

## I -7- Démographie :

- **La Population :**

D'après l'APC de TENES, la population a été évaluée à partir du dernier recensement (recensement de l'année 2008) ; La commune de Ténès compte 34188 habitants.

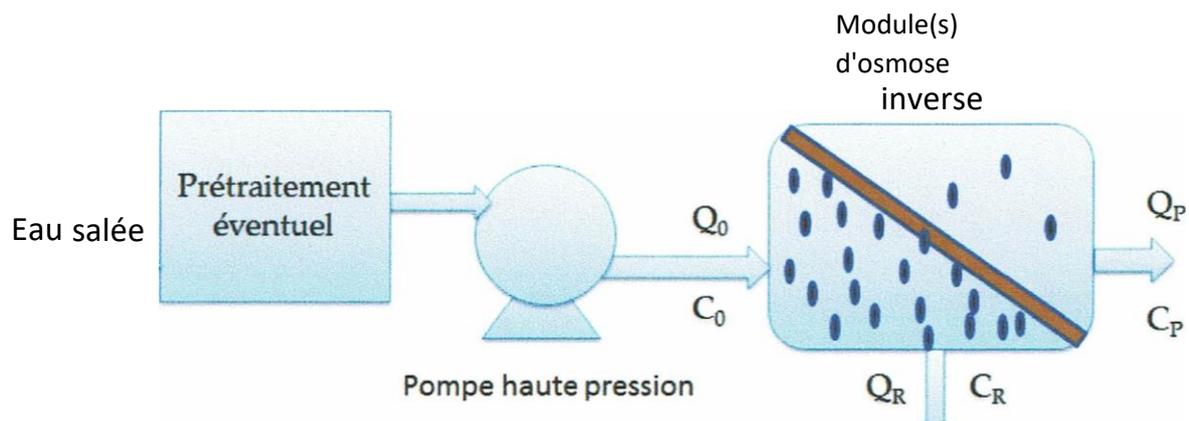
## I -8- qualité des Eau :

L'agglomération de TENES est Alimenté par le Réservoir 30 000 m<sup>3</sup>,ce dernier et alimenté par la station de dessalement de l'eau de mer de TENES, qui se situe dans la zone d'expansion touristique de MAINIS (environ 6km ouest de la ville de TENES et 60km de la ville de CHLEF) ; d'une capacité de 200000 m<sup>3</sup> /j, elle s'étend sur une superficie de 6100 m<sup>2</sup>.

Le Système de dessalement et par Osmose inverse basé sur une configuration ASTROBLOCK avec un procédé de post-traitement nécessaire pour produire de l'eau potable.

(Qo, CO) : Solution a traité.

(Qp, CP) : Solution pure



**Figure 1. 2** : Schéma du principe d'une unité d'osmose inverse.

:

L'eau produite par l'unité de dessalement de TENES est une eau qui répond aux normes de potabilité.

**Tableau I-5** : Les caractéristiques de l'eau à traiter sont les suivantes :

Paramètre	Unité	Minimum	maximum
Température	°C	14	26
Total des matières solides dissoutes (TDS)	Mg/l	35000	39000
Total des matières solides en suspension (TSS)	Mg/l	1	10
Pétrole et hydrocarbures	Mg/l	N/A	<0.05
Chlorure	Mg/l	19000	22000
Calcium	Mg/l	N/A	490
Sulfate	Mg/l	160	3200
Strontium	Mg/l	N/A	10
Baryum	Mg/l	N/A	0.3
Salinité	%	/	0.9

Sodium	Mg/l	N/A	88
Magnésium	Mg/l	N/A	25
Conductivité électrique	$\mu\text{s}/\text{cm}$	1143	1943

### I.9 Sources et ressources hydriques :

Les eaux souterraines ont un débit de **3881** l/s destiné à l'A.E.P et l'irrigation.

Les ressources superficielles destinées à l'irrigation est de l'ordre de 40 HM3, provenant de deux barrages Oued Fodda d'une capacité de 126 HM3 et de Sidi Yakoub de capacité de 279 HM3.

L'alimentation actuelle d'une grande partie des communes de la Wilaya est assurée par le barrage de Sidi Yakoub.

Un réseau d'alimentation réalisé à partir du barrage de Sidi Yakoub jusqu'à la commune Guelta à l'est de Ténès, en passant par Chlef, Chettia, Ouled Fares, **Ténès**, Sidi Abderrahmane el Marsa.

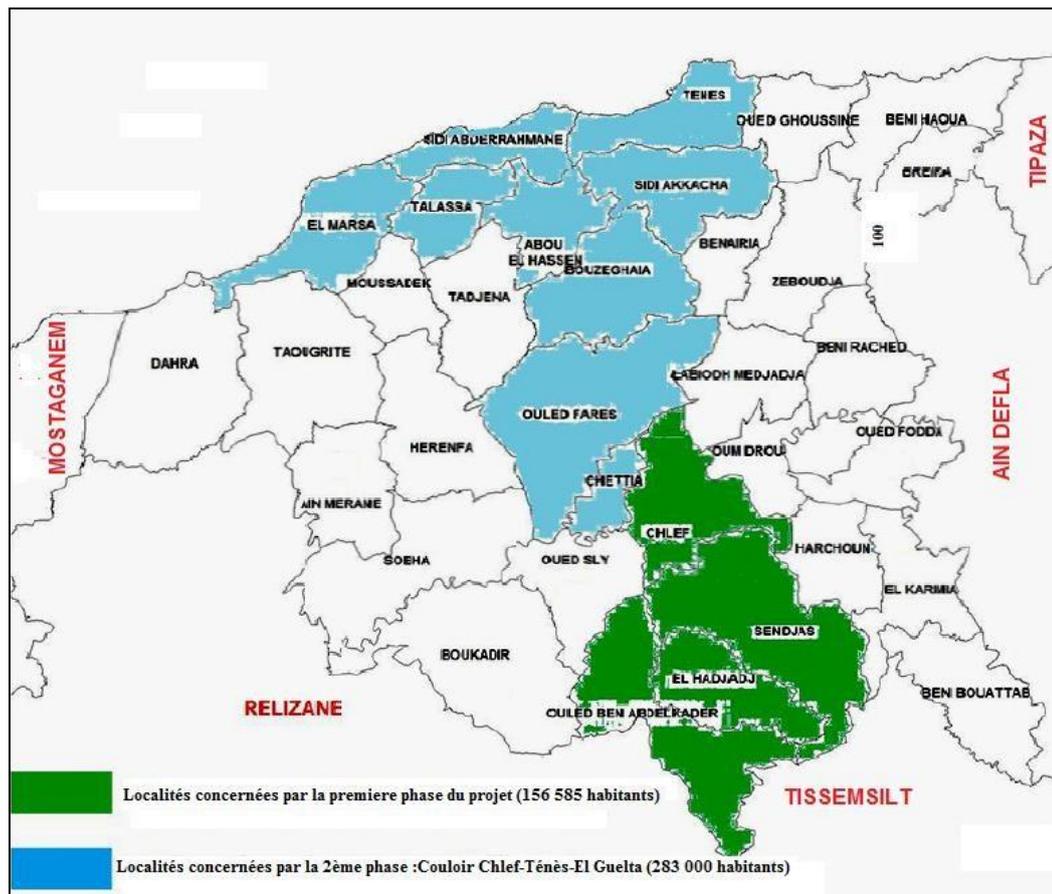
Des piquages ont été réalisés pour l'alimentation des autres communes ou les anciens réservoirs des communes limitrophes.

Ce système est renforcé par les anciens forages (F3 tadjena (10 l/s), Mco6 Guetaibia (10 l/s), F5 (25 l/s) et F6 (25 l/s) chettia, VSA chettia (5 l/s), Djeramnia, AEP Hbair (8 l/s), F2 Yarmoul (10 l/s), H.Ghaba (10 l/s), AEP Bouzghai 6+6 +15 l/s), AEP Oued Fodda (69 l/s), AEP beni Rached (24 l/s), AEP Ouled Abbas (35 l/s), AEP Ain Meraine (136 l/s), taougrit (4 l/s+24 l/s), Heranfa (18 l/s), O. sly (118 l/s+40 l/s), Sobha (98 l/s), Hedjadj (2 l/s) Chlef (192 l/s), oum Drou (92 l/s), sendjas (20 l/s) ouled fares (37 l/s) Benairia (3 l/s)

### I – 10. Présentation du l'ancien schéma d'adduction :

Il dessert depuis août 2001 [phase I], par le biais d'une adduction de 33 Km de long, la population des localités de Chlef, Sendjas, El Hadjadj et Ouled Ben Abdelkader comptant 156.585 habitants.

La deuxième phase permet d'alimenter 283 000 habitants de 15 autres localités allant de couloir Chlef jusqu'a El Guelta en passant par Ténès., avec un linéaire de 145 Km. Lancé en 2002, le système a la capacité de transférer 1800 m3/h à partir du barrage de Sidi Yacoub.



**Figure I-3** : Localités concernées par le transfert à partir du barrage de Sidi Yakoub

Le projet d'alimentation en eau potable du couloir Chlef – Ténès - El Guelta à partir du barrage de Sidi Yakoub comprend :

L'extension de la station de traitement de Sidi Yakoub portant son débit de 450 à 900 l/s.

L'installation d'une pompe supplémentaire dans chacune des trois stations de pompage entre Sidi Yakoub et Chlef.

L'installation d'une entrée et d'un départ supplémentaires dans chacun des deux ouvrages de brise charge entre SR3 et Chlef.

La construction de réservoirs tampons et de régulation.

La construction et l'équipement de cinq stations de pompage.

La mise en œuvre d'un système de gestion technique centralisé avec transmission par fibre optique.

La pose des conduites d'adduction en fonte et l'équipement du réseau et des ouvrages en ligne. Le projet est techniquement subdivisé en 6 sous-systèmes :

Station de traitement,

Réseau d'adduction Sidi Yacoub – Chlef,

Réseau d'adduction du couloir Chlef Ténès - Réseau d'adduction du couloir Point H – Talassa

Réseau d'adduction du couloir Ténès – El Guelta. - Système de télégestion.

On donne la description des composantes du système d'adduction du couloir Chlef – Ténès – El Guelta.

- **Schéma d'adduction du couloir Chlef-Ténès - El-Guelta :**

Le réseau d'adduction du couloir Chlef – Ténès comprend :

Un réservoir de stockage de capacité 5000 m<sup>3</sup> à la cote 200.00 NGA,

Une station de pompage SRCH desservant les réservoirs de distribution existants de Chettia

**2×2000 m<sup>3</sup>** et de Ouled Fares **2×500 m<sup>3</sup>** est alimentée par piquage sur la conduite d'adduction dit Pt B.

Une station de reprise Ouled Fares (appelée aussi SR4) refoulant vers la station de reprise Bouzghaïa (appelée SR5).

Un réservoir de distribution existant à Heumiss 250 m<sup>3</sup> alimenté par piquage sur la conduite de refoulement (SR4-SR5).

Une station de reprise Bouzghaïa (appelée aussi SR5) refoulant vers le réservoir tampon El Kherba.

Un réservoir tampon de mise en charge projeté à El Kherba 1000 m<sup>3</sup>

Une station de reprise à Ténès (appelée aussi SR6) alimentée à partir du réservoir Kherba. - Un réservoir de distribution existant de Bouhallou 200 m<sup>3</sup> alimenté par piquage sur la conduite d'adduction entre El Kherba et SR6,

Un réservoir de distribution existant de Sidi Akkacha 500 m<sup>3</sup> alimenté par piquage sur la conduite d'adduction entre El Kherba et SR6,

Un réservoir tampon de Ténès 1500 m<sup>3</sup> alimenté par la station de reprise SR6,

Un brise charge sur l'adduction partant du réservoir tampon Ténès 1500 m<sup>3</sup> avec deux départs, l'un pour Ténès et l'autre pour le couloir Ténès – El Guelta. Le 1er départ Vers Ténès comprend :

## Chapitre I: Etude de reconnaissance.

---

Un réservoir de distribution existant 1500 m<sup>3</sup>, avec un nouveau réservoir voisin supplémentaire de la même capacité.

Une conduite d'adduction entre le réservoir existant 1500 m<sup>3</sup> et le réservoir de distribution de Ténès Est existant.

Deux réservoirs de distribution 2x1000 m<sup>3</sup> alimentés par piquage sur la conduite d'adduction issue du réservoir 1500 m<sup>3</sup>.

Deux réservoirs de distribution existants 2x500 m<sup>3</sup> alimentés par piquage sur la conduite d'adduction issue du réservoir existant 1500 m<sup>3</sup>.

Une ligne supplémentaire qui alimente le réseau de Ténès Est à partir du réservoir de distribution de Ténès bas alimenté en bout de l'adduction Ténès. Le 2ème départ vers El Guelta comprend :

Un réservoir de distribution projeté de 100 m<sup>3</sup> à Mainis,

Un réservoir de distribution existant de 100 m<sup>3</sup> à Dramla,

Un réservoir de distribution existant de 300 m<sup>3</sup> à Sidi Abderrahmane,

Un réservoir tampon projeté de 500 m<sup>3</sup> à Sidi Abderrahmane, - Un réservoir de distribution projeté de 500 m<sup>3</sup> à Taghzoult.

Un réservoir de distribution projeté de 100 m<sup>3</sup> à Ain Hamadi.

Un réservoir Tampon projeté de 500 m<sup>3</sup> à El Marsa,

Un réservoir de distribution existant de 500 m<sup>3</sup> à El Marsa,

Un réservoir de distribution existant de 100 m<sup>3</sup> à M'saâdia,

Un réservoir de distribution existant de 500 m<sup>3</sup> à El Guelta.

### Tronçon Pt H-TALASSA :

Un piquage sur la conduite d'adduction entre El Kherba et SR6 pour l'alimentation des agglomérations de Kalloul, Abou El hassen, Ghbel et Talassa, ce tronçon comprend :

Un réservoir de distribution 500 m<sup>3</sup> à Kalloul projeté, alimenté par piquage sur la conduite gravitaire Pt H-SRAH,

Un réservoir de distribution 500 m<sup>3</sup> à Abou El hassen projeté, alimenté par piquage sur la conduite gravitaire Pt H-SRAH,

Une station de reprise à Abou El hassen (appelée aussi SRAH) refoulant vers le réservoir Tampon Abou El hassen projeté (appelé aussi RTAH),

# Chapitre I: Etude de reconnaissance.

Un réservoir projeté dit 107 Martyrs de distribution de 500 m<sup>3</sup> alimenté directement à partir du réservoir (RTAH),

Un réservoir de distribution existant à Ghbel de 250 m<sup>3</sup> alimenté par piquage sur la conduite gravitaire RTAH-TALASSA,

Un réservoir de distribution projeté de 500 m<sup>3</sup> à Talassa,

Une ligne supplémentaire qui alimente le réseau de Talassa à partir de dernier réservoir.

- Des ouvrages de protection en ligne : des ventouses aux points hauts et des vidanges aux points bas.

Des vannes de sectionnement aux endroits nécessaires.



Figure I-4 : Schéma synoptique de l'ancienne alimentation à partir du barrage de Sidi Yacoub.

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons essayé de présenter la région concernée par notre projet la ville de Ténès W.Chlef, connaître La Géographie , la Topographie, le Climat et les différentes informations qui représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui est la conception d'un nouveau système d'alimentation en eau potable , afin de résoudre tous les problèmes de l'agglomération en matière d'approvisionnement en eau potable .

# **PRESENTATION DE LA STATION DE DESSALEMENT**

### **Introduction :**

Les pénuries en eaux conventionnelles (eaux de surface et souterraines), dues a un déficit hydrique causé par une pluviométrie aléatoire et insuffisante, enregistrée lors de ces dernières décennies, a conduit le Ministère des Ressources en Eau (M.R.E) a recourir à l'utilisation d'une ressource en eau non conventionnelle et inépuisable, en l'occurrence l'eau de mer dessalée.

En engageant un vaste programme de construction de stations de dessalement afin de résorber les déficits de production actuels et de satisfaire les besoins futurs a court, moyen et long terme. Dans cet objectif, plusieurs stations de dessalement ont été prévues le long du littoral.

La station de dessalement d'eau de mer (SDEM) de Ténès est construite dans la Wilaya de Chlef, au niveau de l'agglomération secondaire Mainis située a l'ouest de l'agglomération chef-lieu de Ténès dont elle est reliée par la RN 11 et distante d'environ 8 km à vol d'oiseau.

### **II.1 DESCRIPTION SOMMAIRE DE LA STATION DE DESSALEMENT**

La capacité nominale de production de l'Usine est de 200.000 m<sup>3</sup>/jour. L'Usine est constituée de quatre (4) Unités identiques avec une capacité nominale de production nette d'eau dessalée de 54.348 m<sup>3</sup>/jour chacune, avec un taux de conversion de 45 % et avec un facteur de disponibilité de 98,08%. L'Usine a été dessinée pour fonctionner avec quatre échelons de production optimale qui correspondent au fonctionnement de 1, 2, 3 ou 4 unités de dessalement. Ces 4 unités produisent un débit de design total de 217 392 m<sup>3</sup>/jour ce qui permet de produire 200.000 m<sup>3</sup>/jour même pendant le processus de lavage de chaque unité. De plus, il est prévu une surproduction de 1 % pour la consommation interne de l'Usine, avec un débit total de captage de 468.406 m<sup>3</sup>/jour .

#### **II.1.2 Caractéristiques techniques :**

- Production d'eau Commercialisable : 200.000 m<sup>3</sup>/jour
- Processus de dessalement : Osmose inverse
- Conversion du système : 45 %
- Nombre d'étapes : Une
- Nombre de passes : Une
- Nombre d'Unités : 4
- Salinité de l'eau au Point de Livraison : < 500 ppm

- Type de prise d'eau de mer : Émissaire sous-marin
- Type de décharge de saumure : Émissaire sous-marin
- Prétraitements physiques : Pré-filtration, coagulation-floculation, filtres à sable-anthracite et filtres à cartouche.
- Prétraitements chimiques : Hypochlorite de sodium, chlorure ferrique, dioxyde de carbone (Acide sulfurique comme produit de remplacement éventuel du dioxyde de carbone), méta bisulfite de sodium, Hydroxyde de sodium et inhibiteur.
- Pompes à haute pression : Centrifuge horizontale
- Système de récupération d'énergie : Chambres hyperbariques modèle PX-260 de ERI Post-traitement du produit : Lait de chaux, CO<sub>2</sub> et hypochlorite de sodium.
- Tuyauteries à basse pression : Polyester renforcé de fibre de verre (PRFV)
- Tuyauteries à haute pression : Acier inoxydable qualité 904 L .

### II.1.3 Description générale :

La ligne de traitement élaborée pour l'Usine de Dessalement d'Eau de Mer de Ténès comprend les étapes suivantes :

1. Captation de l'eau de mer/pompage à basse pression et acheminement vers l'Usine
2. Dosage de l'hypochlorite de sodium
3. Dosage de dioxyde de carbone
4. Dosage de chlorure ferrique et de poly électrolyte
5. Filtration ouverte
6. Pompage intermédiaire
7. Système de nettoyage des filtres
8. Dosage de produit réactif inhibiteur « antiscalant ».
9. Filtrage de cartouches.
10. Dosage de bisulfite de sodium
11. Pompage haute pression.
12. Modules d'osmose inverse.
13. Systèmes de récupération de l'énergie de la saumure.
14. Système de déplacement et nettoyage chimique des membranes
15. Système de post-traitement de l'eau produite
16. Désinfection finale à l'aide d'hypochlorite de sodium

- **Les caractéristiques de l'eau à traiter sont les suivantes :**

<b>Paramètre</b>	<b>Unité</b>	<b>Minimum</b>	<b>maximum</b>
Température	°C	14	26
Total des matières solides dissoutes (TDS)	Mg/l	35000	39000
Total des matières solides en suspension (TSS)	Mg/l	1	10
Pétrole et hydrocarbures	Mg/l	N/A	<0.05
Chlorure	Mg/l	19000	22000
Calcium	Mg/l	N/A	490
Sulfate	Mg/l	N/A	3200
Strontium	Mg/l	N/A	10
Baryum	Mg/l	N/A	0.3
Magnésium	Mg/l	N/A	1550
Bore	Mg/l	N/A	5

### **II.2. Caractéristiques de l'eau commercialisable**

Les valeurs garanties pour l'eau traitée seront conformes aux paramètres suivants :

- PH : 7,0 - 8,5
- Indice de Langelier : 0 - 0,4
- Alcalinité : 60 ppm de CaCO<sub>3</sub> (valeur minimale)
- Dureté totale : 80 ppm <DT< 150 ppm de CaCO<sub>3</sub>
- Matière totale Dissoute : 150 < MTD< 500 ppm
- Bore : ≤ 1 mg/l (valeur annuelle moyenne)

## Chapitre II: Présentation de la station de dessalement

---

### II.3. Processus de dessalement :

#### II.3.1. Captage de l'eau :

La capture de l'eau de mer se fera directement à partir de 500 m de la côte, au moyen de deux tuyauteries prenant appui sur le fond marin, d'un diamètre de 1.800 mm chacune. Le débit maximal de capture est de 540.000 m<sup>3</sup>/j, ce qui implique une capacité excédentaire de 13,26%.



*Figure II-1 : photo de la prise d'eau – captage*

Aux extrémités des tuyauteries de capture, est installée une tour de captage dans le but d'aspirer de l'eau à une profondeur moyenne tout en limitant l'entrée de sables et de produits flottants. L'impulsion de 468.406 m<sup>3</sup>/j d'eau de mer depuis le bassin de captation de la station est réalisée à l'aide de 4 pompes (plus une de rechange) qui pompent 4.879 m<sup>3</sup>/h chacune. Les pompes sont disposées verticalement et sont à chambre à séparations pour faciliter leur maintenance ; il y en a une en réserve. Le système d'amorçage de ces pompes est effectué au moyen d'un équipement centralisé de vide.



**Figure II-2** : photo des pompes d'impulsion (4 +1)

### II.3.2. Le prétraitement de l'eau de mer :

Il s'effectue en plusieurs étapes :

#### a) Désinfection.

On effectue une chloration de l'eau brute moyennant dosage d'hypochlorite de sodium dans l'émissaire sous-marin et dans la chambre d'aspiration des pompes. Pour cela, on a prévu un réservoir d'hypochlorite pourvu d'un mesureur de niveau, d'interrupteurs, d'alarmes, de drainage et autres accessoires. L'hypochlorite de sodium est fabriqué sur place par électrolyse.

Dans le processus d'électrolyse, l'eau de mer est traversée par un courant électrique grâce à laquelle des bulles d'hydrogène et de chlore vont être formés.

Les bulles de chlore réagissent avec l'hydroxyde de sodium, un autre produit de la réaction d'électrolyse, en donnant matière à la formation de l'hypochlorite de sodium.

L'injection d'hypochlorite s'effectue au moyen d'une pompe doseuse plus une en réserve du type à déplacement positif. , Le débit nominal des pompes est réglable entre 10 % et 100%, le réglage du positionneur est automatique, avec actionnement depuis le panneau de contrôle, pour ce quoi les pompes doseuses sont pourvues des servomoteurs correspondants.

## Chapitre II: Présentation de la station de dessalement

---

La cuve a la capacité suffisante pour la totalité de la capacité du réservoir.

Après le dosage du chlore, on installe un mesureur de potentiel redox avec des alarmes et l'indication sur le panneau du niveau d'oxydation obtenu grâce à l'injection de chlore

### **b) Coagulation-Floculation.**

Pour l'étape de coagulation-floculation, les pompes d'eau de mer sont utilisées comme dispositif de mélange pour le coagulant (chlorure ferrique). La croissance des microparticules se réalise dans le trajet d'impulsion compris entre les pompes et les filtres à sable.

Préalablement à l'entrée de l'eau dans la chambre de partition des filtres de sable, on fait le dosage de flocculant (poly électrolyte). L'addition de flocculant a pour objet de faciliter la croissance des particules formées et de cette façon aider à la postérieure décantation.

Les microparticules générées pendant le processus de coagulation-floculation sont retenues dans les filtres à sable. Ces microparticules sont éliminées ultérieurement dans le processus de nettoyage de filtres et conformément ce qui s'indique dans la section de filtration.

### **c) Filtration.**

Une distribution de 36 filtres a été conçue (divisée en deux lignes) d'une surface unitaire de filtration de 94 m<sup>2</sup>, avec une longueur de 11,9 m et une largeur de 7,9 m.

L'épaisseur de la couche de sable est 1,2 m, et elle est supportée sur de faux-fonds dotés de buses filtrantes.

Pour le dimensionnement général du processus, une granulométrie du sable basée sur l'expérience préalable dans ce secteur a été proposée.

### **d) Dosage de dioxyde de carbone.**

Équipement doseur de dioxyde de carbone destiné à réduire le pH de l'eau de mer et à éviter les précipitations de carbonates et de bicarbonates. Les installations se composent d'un dépôt de stockage, où le dioxyde de carbone fabriqué dans le générateur de CO<sub>2</sub> est stocké. La réduction de pH rend l'action bactéricide du chlore plus effective. Le point d'injection de ce produit peut se situer au refoulement des pompes d'eau de mer, à travers un système de « bougie poreuse ».

### **e) Dosage de bisulfite de sodium .**

L'addition de ce produit a pour objet d'éliminer le chlore résiduel du dosage d'hypochlorite de sodium. L'équipement est composé de deux réservoirs d'accumulation dissolution et d'une pompe doseuse par ligne, plus une en réserve. L'addition du produit est effectuée en cours de

## Chapitre II: Présentation de la station de dessalement

---

fonctionnement et en amont des filtres à cartouche pour fournir le plus de temps de contact possible.

### **f) Dosage d'inhibiteur« anti-scalant » .**

Afin d'éviter la précipitation des sels de sulfate de calcium et de strontium, d'hydroxyde ferrique et de fluorure de calcium, dans les membranes, on dosera un inhibiteur dont l'action est destinée à empêcher la formation des réseaux cristallins, en maintenant les ions dispersés et en permettant de dépasser la limite du produit de solubilité de ces sels.

L'addition du produit est réalisée en cours de fonctionnement et en amont des filtres à cartouche pour fournir le plus de temps de contact possible, on installe une seconde ligne d'injection à utilisation alternative après les filtres à cartouche.

### **g) Dosage d'hydroxyde de sodium**

L'addition de ce produit a pour objet la réduction du Bore de telle manière qu'à la sortie de l'usine l'eau traitée ait une quantité de Bore  $\leq 1\text{mg/l}$  (moyenne annuelle).

### **h) Pompage intermédiaire.**

L'eau provenant de l'étape de filtration passe par un réservoir intermédiaire qui, avec les drains de collecte de l'eau filtrée, donne à la station une régulation de volume de 2.180 m<sup>3</sup>. L'édifice de pompage intermédiaire est attenant à ce réservoir. La présente conception prévoit l'installation de deux groupes de pompage intermédiaire, tous deux composés de 5 pompes (dont une de rechange pour chaque groupe). Elles sont munies de variateurs de fréquence pour une plus grande capacité de régulation, améliorant l'adaptabilité du système d'osmose face aux changements de fonctionnement (dus à des variations de pression, de température,...).

Un de ces groupes pompe vers le collecteur d'alimentation les pompes haute pression, alors que l'autre le fait vers le collecteur d'alimentation aux systèmes récupérateurs d'énergie, ce qui empêche les éventuelles interférences lors du fonctionnement des deux groupes d'équipement.

Pompage intermédiaire haute pression

Débit = 2.227 m<sup>3</sup>/h

P = 9-15,3 bar

Pompage récupérateurs d'énergie

## Chapitre II: Présentation de la station de dessalement

---

$P = 3,9 \text{ bar.}$  ; Débit = 2.604 m<sup>3</sup>/h



**Figure II.3 :** Photo du Pompage intermédiaire en 2 groupes (chaque groupe : 5 pompes et 1 de secours).

### i) Filtration à cartouches.

Une fois que l'eau d'appoint a reçu les dosages des réactifs appropriés et qu'elle a été filtrée, elle est conduite vers le processus de microfiltration. Au total, il y aura 22 filtres avec 290 cartouches chacune, dont 10 sont ceux qui filtrent l'eau d'alimentation aux pompes de haute pression et 12 filtreront le courant d'alimentation aux récupérateurs d'énergie.



Figure II-4 : Photo des filtres à cartouches

### II.3.3. Procédé de dessalement : Osmose inverse :

#### Principe :

Soit un tube terminé à sa base par un évasement obturé par une membrane semi imperméable

(Laisse passer l'eau pure en restant imperméable aux corps dissous ou colloïdaux.) et plongeant dans un bac contenant de l'eau distillée

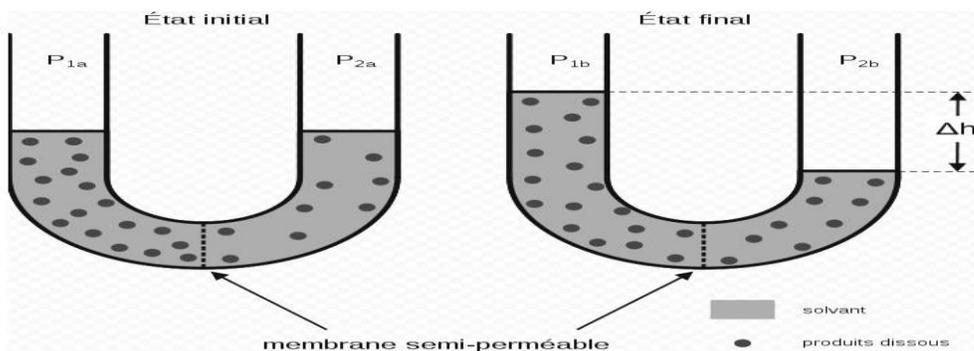


Figure II.4 : Phénomène d'osmose

## Chapitre II: Présentation de la station de dessalement

Si l'on remplit ce tube d'une solution saline concentrée, nous constatons au bout d'un moment, que le niveau de la solution monte dans le tube ; l'eau distillé a franchi la membrane, c'est le phénomène d'osmose.

Cette montée correspond a une pression, quand le débit montant devient nulle, nous obtenons une valeur donnée de cette pression : c'est la pression **osmotique**.

Inversement, en appliquant, coté solution saline, une pression supérieure à la pression osmotique, la membrane laisse passer un débit d'eau pure, le sel étant retenu par la membrane. C'est l'**osmose inverse** ou osmose inversée.

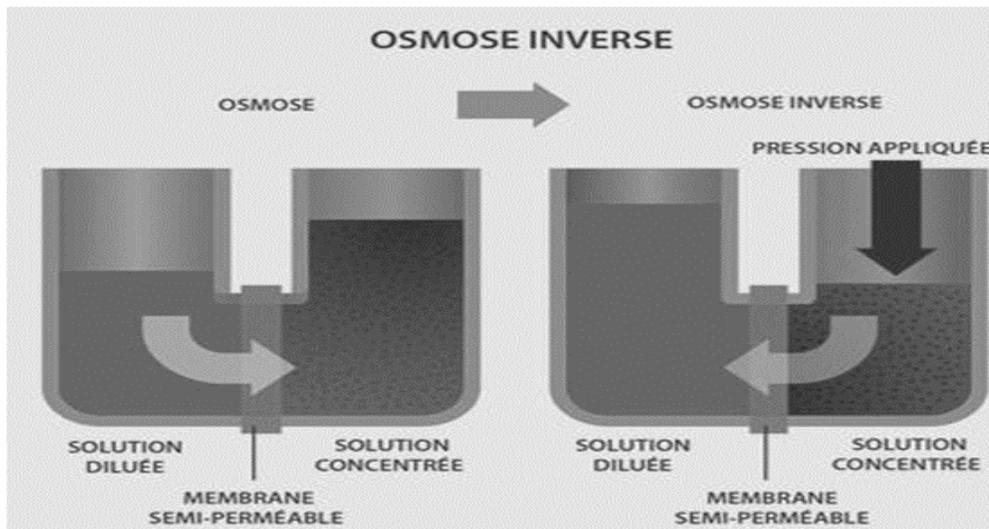


Figure II-5: Osmose inverse

L'eau par osmose inverse est idéale. Sont ainsi éliminés totalement ou en quasi-totalité, nitrates, pesticides, bactéries, microbes, amiante, herbicides, calcaire, mercure, plomb, et autres métaux lourds ainsi que tout ce qui est dissous

### II.3.4 Pompage à haute pression :

L'équipement de pompage et de récupération d'énergie est composé de pompes à haute pression pour une partie de l'eau vers les membranes, d'un récupérateur d'énergie de la saumure avec des chambres hyperboliques et de pompes de recirculation ou booster pour élever la pression du reste de l'eau vers les membranes. Les groupes de pression ont la mission fondamentale de

## Chapitre II: Présentation de la station de dessalement

---

fournir la pression nécessaire permettant de parvenir à vaincre la pression osmotique de l'eau d'appoint et les pertes de charge du système.

Le nombre de pompes a été réduit par rapport à l'offre technique initiale de ce projet, aussi bien les pompes haute pression comme les pompes booster des récupérateurs d'énergie.

Elles sont passées de 10 pompes plus une de rechange dans l'entrepôt, selon l'offre technique initiale, à 5 pompes haute pression installées (dont une de rechange) et 6 pompes boosters installées (dont deux de réserve).



**Figure II-6 :** Photo de la chambre de pompage - Osmose inverse

### II.3.5. Châssis d'osmose inverse :

Les membranes sont des marques suivantes : DOW-FILMTEC, HYDRANAUTICS, TORAY. On dispose de 7 membranes par tube à pression.

La conception réalisée se compose d'une passe et d'un étage. Toutes les membranes sont disposées en 4 Unités, avec une capacité nominale de production nette d'eau dessalée de 54 348 m<sup>3</sup>/jour chacune.

Le facteur de conversion global (pourcentage de l'eau produite par rapport à l'eau d'alimentation) de la conception de l'osmose a été établi à 45 % et le facteur de disponibilité de l'usine est de 98,08%. La capacité totale de production des douze Unités est de 208.696 m<sup>3</sup>/jour, ce qui suppose qu'il existe une surproduction égale au débit d'un de ces sous unités. Cette

## **Chapitre II: Présentation de la station de dessalement**

---

décision a été prise pour garantir une production continue de 200.000 m<sup>3</sup>/jour, même pendant les périodes de nettoyage chimique, où chaque sous unité est nettoyé séparément.

### **II.3.6. Pompage de recirculation :**

Les chambres hyperboliques élèvent une partie de l'eau d'alimentation aux membranes jusqu'à une pression légèrement inférieure à celle de rejet de la saumure. Pour augmenter cette pression jusqu'à l'entrée aux membranes, on utilise ces pompes de recirculation.

Les pompes sont centrifuges horizontales et sont construites en acier inoxydable de qualité AISI 904 L ou similaire.

Pour que la pression à la sortie des pompes de recirculation s'équilibre avec celles à haute pression, celles-ci disposeront de variateurs de vitesse.

### **II.3.7 Système de récupération d'énergie :**

Comme on l'a déjà indiqué, la récupération de l'énergie de la saumure à la sortie des membranes est réalisée au moyen de chambres hyperbariques. Le système utilisé consiste en des échangeurs de pression PX-260 de la marque ERI, regroupés dans le même nombre de châssis que les existants d'osmose inversée.

### **II.3.8. Post traitement :**

#### **a)- Réservoir d'eau traitée :**

Pour le stockage du produit, on placera dans l'Usine un réservoir de 20.000 m<sup>3</sup> construit en béton armé. Le réservoir prévu est divisé en deux compartiments qui peuvent être isolés l'un de l'autre à l'objet de pouvoir faire la maintenance.

À l'entrée de ce réservoir se situeront les chambres de dosage de CO<sub>2</sub> et de lait de chaux pour le reminéralisation. À l'entrée de celles-ci et inter-communiquées entre elles grâce à une décharge, se construit une autre chambre de rétention d'eau osmosée, dont le contenu est utilisé pour le déplacement des châssis d'osmose inversée.

## Chapitre II: Présentation de la station de dessalement

---

### **b)- Désinfection de l'eau produite :**

L'eau produite est traitée avec de l'hypochlorite de sodium. L'équipement de dosage d'hypochlorite est composé des pompes doseuses dont l'une est en réserve ; leurs matériaux et le système de régulation sont les mêmes que celles du prétraitement.

Le réservoir de stockage est commun pour le prétraitement et le post-traitement.

### **c)- Reminéralisation :**

La reminéralisation est réalisée avec un lait de chaux sur deux lignes indépendantes, avec un apport de dioxyde de carbone. Ces deux produits sont dosés dans des chambres, à l'entrée du réservoir d'eau produite. Leur volume doit permettre un temps de contact suffisant pour garantir une réaction adéquate.

La production de CO<sub>2</sub> est prévue de se faire sur site à partir du gaz naturel provenant du gazoduc Sonelgaz passant a proximité du site de Mainis à Ténès.

Le fait d'avoir remplacé la reminéralisation à l'aide de lait de calcite, tel qu'indiqué dans l'offre technique initiale, par une reminéralisation à l'aide de lait de chaux nous permet de réduire la surface occupée et d'éviter la création de boue

Le nouveau système de dosage d'hydroxyde calcique comprend des silos de stockage de chaux solide, qui alimentent des réservoirs de dissolution à partir desquels ils sont pompés à des saturateurs dans lesquels le lait de chaux est préparé. De cet endroit, ils sont pompés aux chambres de mélange où l'eau osmosée est acheminée. Préalablement cette eau a été dosée avec de CO<sub>2</sub>.

## Chapitre II: Présentation de la station de dessalement

---



**Figure II-7** : Photo reminéralisation : Saturateurs de chaux

### **II.3.9 Pompage d'eau Produite :**

Le refoulement d'eau est composé de :

4 pompes en service (et une pompe secours), refoulent 2083 m<sup>3</sup>/heure soit un débit total de 200 000 m<sup>3</sup>/j à une température comprise entre 18° et 24°, la pression de refoulement est de 30 bars.

L'eau refoulée arrive au réservoir de Ténès à la cote 444 pour l'alimentation des régions côtières de Ténès (17 000 m<sup>3</sup>/jour) et pour l'alimentation de la station de reprise (183 000 m<sup>3</sup>/jour) vers le réservoir de Kherba.

La HMT nécessaire pour le remplissage du réservoir principal d'alimentation de la station de reprise est 333 m.

## Chapitre II: Présentation de la station de dessalement

---



**Figure II-8 :** Photo Station de pompage d'eau produite (4 pompes et 1 secours)

### **Conclusion :**

La technique de l'osmose inverse est moins coûteuse en énergie et les progrès techniques font baisser le prix de l'eau qui reste malgré tout de **0,30 à 0,91 €** équivalent de **54 à 163.8** dinars Algériens le m<sup>3</sup> à la sortie de l'usine. Ces prix sont importants pour notre pays au regard de la tarification aux usagers appliquée, car ce prix n'est que de **33,55 DA/m<sup>3</sup>** en pour la tranche moyenne de consommation (< 82 m<sup>3</sup>).

Il est clair que l'état prend en charge presque 2/3 des couts des investissements, alors que ce qui reste est très mal couvert par les services d'exploitation (ADE). Un cout réaliste ramènera à une meilleure gestion et donnera un frein au gaspillage. Car il est inconcevable que l'eau dessalée acheminée au prix trouvé, servira au lavage des voitures particulières et l'arrosage des roseaux des habitations.

# **ETUDE DE L'ADDUCTION**

## **Chapitre III: Etude d'Adduction.**

### **Introduction :**

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.

Le but de ce chapitre est de faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin d'assurer une alimentation continue en eau potable avec un coût de revient le plus bas possible.

### **III.1. Types d'adduction :**

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

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

#### **III.1.1 Adduction gravitaire :**

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération 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.

#### **III.1.2 Adduction par refoulement (c'est le cas de notre adduction) :**

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

#### **III.1.3 Adduction mixte :**

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

### **III.2. Choix du tracé**

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

- ❖ Avoir un itinéraire aussi direct que possible,
- ❖ Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage .
- ❖ Condition, de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.

## Chapitre III: Etude d'Adduction.

- ❖ Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).
- ❖ Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous les dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.
- ❖ Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables.
- ❖ Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

### III.3 Choix des matériaux de canalisation :

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

Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite

#### A. Fonte :

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

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

#### B. Acier :

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

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

#### C. PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) :

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

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée

### Chapitre III: Etude d'Adduction.

de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

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

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

#### **D. PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :**

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

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

#### **E. PEHD :**

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable , sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à  $\Phi 300$  sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

#### **Conclusion :**

Des variantes sont possibles concernant la nature des canalisations. Les spécifications ci-après sont relatives à la solution acier Dans notre adduction on a choisi **des conduites en acier** vu leur résistance et leur capacité à s'adapter à la nature du terrain qui est relativement accidenté et donc le risque d'avoir des pressions importantes dans l'adduction.

Les tubes d'acier seront fabriqués à partir des produits plats formés en profil circulaire et soudés longitudinalement ou hélicoïdalement par pression ou par fusion.

## Chapitre III: Etude d'Adduction.

L'usine de fabrication des tubes devra être dotée de systèmes de qualité conformes aux prescriptions internationales.

### III.4 Etude des variantes :

Vue la morphologie du terrain qui est accidenté, la hauteur géométrique est très importante, Alors, pour refouler l'eau jusqu'au réservoir, il est nécessaire de trouver des zones favorables pour l'implantation d'une ou plusieurs stations de reprise.

Une étude de variante est nécessaire.

- **Variante N°1**

La variante N°01, consiste-t-en deux étapes :

- L'eau potable est acheminée par refoulement avec une station de pompage à partir de la station de dessalement (cote = 8.3 m) à l'aide d'une conduite de refoulement vers un réservoir de reprise (côte = 121.34 m).

- le Réservoir de reprise refoule l'eau avec une station de reprise vers le réservoir existant de capacité (  $2*30000 \text{ m}^3$  ) situé à la cote 296.38 m à l'aide d'une conduite de refoulement.

- **Variante N°2**

L'eau potable est ramenée à partir de la station de dessalement et elle sera pompé à l'aide d'une adduction par refoulement directement de la (cote 8.3 m) vers le réservoir existant de capacité (  $2*30000 \text{ m}^3$  ) de ( cote 296.38 m).

III.4.1. Linéaires des tracés

- La première variante :



Figure III-1 : photo du tracé variante 1.

- La deuxième variante :



Figure III-2 : photo du tracé variante 2.

### III-5 Calcul hydraulique :

#### III-5-1 Cas gravitaire

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

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

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

$K'$  : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_e} \quad \text{(III.2)}$$

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

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

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g \quad \text{(III.3)}$$

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

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

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

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

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

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

Selon le type de matériau on choisit les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$

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

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

Dans notre cas, on prend :  $K' = 0,001052$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 4,772$

### III.5.2 Cas refoulement

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

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

#### ❖ Choix de la gamme des diamètres

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

#### La formule de BRESS :

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \dots\dots\dots \text{III.4}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m<sup>3</sup>/s).

#### La formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots \text{III.5}$$

Avec :

Q: débit à élever en m<sup>3</sup>/s.

#### Formule de MUNIER :

$$D_{éc} = (1 + 0.02n Q) \dots\dots\dots \text{III.6}$$

Avec :

n = nombre d'heures de pompage.

### Chapitre III: Etude d'Adduction.

$Q$  = débit en m<sup>3</sup>/s.

**Formule de VIBERT** (conduites en fonte) :

$$Déc = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage continu).....III.7}$$

$$Déc = 1.35 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage de 10h/24h).....III.8}$$

Avec :

$e$  : prix du kWh d'énergie ;

$f$  : prix de 1kg de fonte en DA.

La question qui se pose : pour quel diamètre normalisé doit-on opter ? Pour cela on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre calculé par l'une des formules citées, ces dernières nous permettent justement de limiter la plage des diamètres qui seront étudiés), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitation pour avoir le diamètre économique.

#### ❖ Perte de charge

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction.

- Pertes de charge linéaires ;
- Pertes de charge singulières.

#### 1. Perte de charge linéaire :

Elles sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H_L = \frac{\lambda \cdot l}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \text{ .....(DARCY- WEISBACH) III.9}$$

Avec :

$\Delta H_L$  : Perte de charge linéaire ;

$V$  : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;

$g$  : Accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ) ;

$\lambda$  : Coefficient de frottement linéaire adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement.

$D$  : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;

## Chapitre III: Etude d'Adduction.

$L$  : Longueur de la conduite d'adduction en mètre (m) ;

### ➤ Détermination du coefficient de frottement linéaire :

Pour le calcul de  $\lambda$  il existe deux méthodes :

#### • Méthode graphique :

Elle est basée sur diagramme de Moody (voir annexe II.1) qui donne la valeur du coefficient de frottement  $\lambda$  en fonction de la rugosité relative  $\frac{\varepsilon}{D}$  et le nombre de Reynolds  $Re$

#### • Méthode analytique :

Elle dépend du régime d'écoulement comme suit :

En régime turbulent rugueux,  $\lambda$  est donné par la formule de NIKURADZE

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots \text{III.10}$$

Avec :

$\varepsilon$  : Rugosité de la conduite en mm

$D$  : Diamètre de la conduite (mm)

En régime transitoire ( $2000 \leq Re \leq 4000$ ),  $\lambda$  est déterminé par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left( \frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots \text{COLEBROOK III.11}$$

A la première approximation  $\lambda$  est donné par la formule de NIKURADE. Par des itérations successives on calcule la valeur approchée du coefficient de frottement

#### • Vérification du régime d'écoulement par le nombre de Reynolds :

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante :

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \nu} \dots\dots\dots \text{REYNOLDS III.12}$$

Avec :

Re: Nombre de REYNOLDS ;

$\nu$ : Viscosité cinématique de l'eau  $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  à une Température de 20°C ;

### 2. Perte de charge singulière :

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section etc. Elles sont estimées généralement de **5 à 10% (on prend 10%)** des pertes de charge linéaires pour les adductions :

### Chapitre III: Etude d'Adduction.

$$\Delta H_s = 10\% * \Delta H_L \dots\dots\dots \text{III.13}$$

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

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s = 1,1 * \Delta H_L \dots\dots\dots \text{III.14}$$

Avec :

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

$\Delta H_L$ : Perte de charge linéaire (m) ;

$\Delta H_s$ : Perte de charge singulière (m).

- **Hauteur manométrique totale HMT :**

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

$$HMT = H_g + \Delta H_T \dots\dots\dots \text{III.15}$$

Avec :

$\Delta H_T$  : Perte de charge totale ;

$H_g$  : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan de pompage.

**Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots\dots\dots \text{III.16}$$

$$E = P * t * n \text{ [Kwh]} \dots\dots\dots \text{III.17}$$

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

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \dots\dots\dots \text{III.18}$$

Avec :

$F_{ex}$ : Fraix d'exploitation (DA)

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

e: prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ (DA).

P: puissance absorbée par la pompe en (kW)

### Chapitre III: Etude d'Adduction.

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

n : nombre des jours.

$\rho$  : masse volumique de l'eau (1000 kg/ m<sup>3</sup>)

g: pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)  $F_{ex}$

Q: débit refoulé (d'exploitation) en (m<sup>3</sup>/s)

HMT : Hauteur Manométrique Totale (mce)

$\eta$ : rendement de la pompe (75 %)

**Tableau III.2 :** Le barème des nouveaux tarifs de l'électricité applicable à partir du 1 janvier 2016

Tranche	Plage de Consommation (KWh /trimestre)	Prix d'un KWh (DA)
Basse tension	0-125	1,779
Moyenne tension	125-250	4,179
Haute tension	250-1000	4,812
Très haute tension	Plus de 1000	5,480

Source : la commission de régulation de l'électricité et du gaz (CREG)

• **Frais de l'investissement amorti :**

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \dots \dots \dots \text{III.19}$$

Avec:

$F_{am}$  : Frais d'amortissement en (DA)

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

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

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \dots \dots \dots \text{III.20}$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

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

$$A = 0.08 + \frac{0.08}{(1 + 0.08)^{30} - 1} = 0.088$$

$$A=88\%$$

### III-6 Application numérique de l'étude technico-économique de l'adduction par refoulement :

- Variante 1

- ❖ . Station de pompage \_ station de reprise :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600} \dots\dots\dots\text{III.18}$$

Avec :

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

$Q_{\text{max},j}$  : Débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j) ;

$Q_{\text{max},j} = 200\,000 \text{ m}^3/\text{j}$  .

$t$  : Durée de fonctionnement de la station de pompage ( SDEM ) par jour,  $t = 20 \text{ h}$  ;

LSP-RR : Longueur du tronçon (station de pompage (SDEM) – Réservoir de reprise) ;

$C_{\text{peSP}}$  : Cote du plan d'eau d'aspiration de la station de pompage (SDEM) ;

$C_{\text{tpRR}}$  : Cote du trop-plein du réservoir de reprise ;

$D_{\text{app}}$  : Diamètre approximatif.

$Q_{\text{exp}} = 3.77 \text{ m}^3/\text{s}$  .

$LSP-SR = 6369.88 \text{ m}$

$C_{\text{peSP}} = 8.3 \text{ m}$  (donnée).

$C_{\text{tpSR}} = 121.34 \text{ m}$ .

$H_g = C_{\text{tpRR}} - C_{\text{peSP}} = 121.34 - 8.3 = 113.04 \text{ m}$ .

$H_g = 113.04 \text{ m}$ .

En appliquant la formule (III.2)  $D_{\text{app}} = \sqrt{3.77} = 1.94 \text{ m}$ .

$D_{\text{app}} = 2000 \text{ mm}$ .

Ce tronçon relie SP dont la cote est 8.3 m NGA avec la SR (cote = 121.34 m ) sur une longueur de 6369.88 m .

On va calculer un diamètre économique en utilisant la méthode qui se base sur la création de la courbe d'optimisation.

### Chapitre III: Etude d'Adduction.

Notre station de pompage est installée en charge (en sur presseur) c'est-à-dire qu'il ya une pression positive à l'entrée de la station de pompage, mais dans la suite de nos calcul cette pression va être considérée comme étant nulle, évidemment ça va influencer sur le dimensionnement des pompes mais c'est une marge de sécurité pour notre adduction, en effet grâce à cette idée les dimensions du réservoir d'air (anti-bélier) vont être considérablement réduites et ainsi l'adduction va être bien plus protégée.

Donc  $H_g = \text{côte statin de reprise} - \text{Côte station de pompage (SDEM)}$

$$H_g = 121.34 - 8.3 = 113.04 \text{ m}$$

Le calcul des coefficients de frottements  $\lambda$  sera moyennant la formule de Colebrook, mais cette formule est implicite et donc on va employer le diagramme de Moody, avec une rugosité absolue  $\varepsilon=0,4 \text{ mm}$

#### 1- Calcul des frais d'exploitations

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. Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres

**Tableau III.3** : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

$D_{\text{exterieur}}$ (mm)	Vitesse ( m/s)	Nbr de Reynolds	$\lambda$ colebrook	longueur (m)	$H_g$ (m)	$\Delta HT$ (m)	HMT (m)
800	7.50	6003184.71	0.0138046	6369.88	113.04	347.01	460.05
1000	4.80	4802547.77	0.01389422	6369.88	113.04	114.45	227.49
1200	3.34	4002123.14	0.01401977	6369.88	113.04	46.41	159.45
1400	2.45	3430391.26	0.01417809	6369.88	113.04	21.71	134.75
1600	1.88	3001592.36	0.01436614	6369.88	113.04	11.29	124.33
1800	1.48	2668082.09	0.01457805	6369.88	113.04	6.35	119.39
2000	1.20	2401273.89	0.01478969	6369.88	113.04	3.81	116.85
800	7.50	6003184.71	0.0138046	6369.88	113.04	347.01	460.05

#### 2- Calcul des frais d'investissements :

**Tableau III.4** : Frais d'investissement tronçon (SP- SR)

### Chapitre III: Etude d'Adduction.

D <sub>extérieur</sub> (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'ammortissement
800	40 000.00	6369.88	8.88	22625813.76
1000	54 355.00	6369.88	8.88	30745652.67
1200	69 334.00	6369.88	8.88	39218454.28
1400	71 003.00	6369.88	8.88	40162516.36
1600	83 421.00	6369.88	8.88	47186700.24
1800	112 345.00	6369.88	8.88	63547426.17
2000	134 545.00	6369.88	8.88	76104752.81

### 3- Calcul des frais d'exploitations

Tableau III.5 : Frais d'exploitation tronçon (SP- SR)

D <sub>extérieur</sub> (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation
800	460.05	30735.98	201935390.00	4.000	2039544743.90
1000	227.49	17017.68	111806127.20	4.000	447224508.80
1200	159.45	13193.69	86682536.89	4.000	346730147.56
1400	134.75	11817.47	77640792.04	4.000	310563168.16
1600	124.33	11317.56	74356370.24	4.000	297425480.96
1800	119.39	11069.06	72723744.23	4.000	290894976.92
2000	116.85	10944.57	71905833.74	4.000	287623334.96

### 4- Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'investissements on va faire la somme des ces frais pour calculer le bilan total des couts et on aura ainsi une courbe d'optimisation que par la quelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet

### Chapitre III: Etude d'Adduction.

Tableau III.6 : Bilan de tronçon (SP- SR)

D <sub>extérieur</sub> (mm)	Frais d'amortissement	Frais d'exploitation	Bilan
800	22625813.76	2039544743.90	2062170557.66
1000	30745652.67	447224508.80	477970161.47
1200	39218454.28	346730147.56	385948601.84
1400	40162516.36	310563168.16	350725684.52
1600	47186700.24	297425480.96	344612181.20
1800	63547426.17	290894976.92	354442403.09
2000	76104752.81	287623334.96	363728087.77

À partir de ce tableau on va illustrer graphiquement les résultats obtenu lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

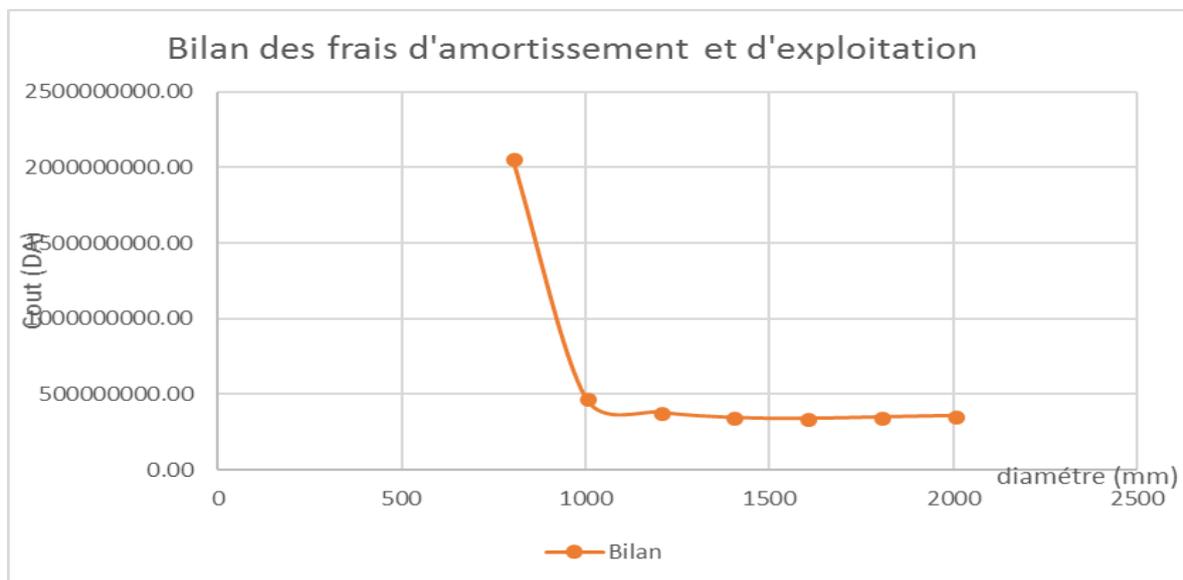


Figure III.3 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation

➤ **Interprétation de la figure :**

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre **1400 mm** et un bilan total **350725684.52 DA**

### Chapitre III: Etude d'Adduction.

➤ **Vérification de la vitesse de refoulement :**

$$V_{ref} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 3,77}{\pi \times 1,4^2} = 2,13 \text{ m/s}$$

$V_{ref} < 2,5 \text{ m/s}$

- La vitesse est parfaitement admissible est donc le diamètre économique est le diamètre **1400mm.**

D'où :

$$D_{ec} = 1400 \text{ mm}$$

❖ **Dimensionnement du tronçon ( SR- R ) :**

Ce tronçon relie le réservoir qui est situé à une côte de 296.38m NGA et la station de reprise situé a une cote de 121.34 m NGA. ) sur une longueur de 1160.12 m,

, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN

Son dimensionnement se base sur un calcul uniquement économique.

On va calculer un diamètre économique en utilisant la méthode qui se base sur la création de la courbe d'optimisation.

, Donc  $H_g = \text{côte de Reservoir} - \text{Côte station de reprise.}$

$$H_g = 296.38 - 121.34 = 175.04 \text{ m.}$$

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

$D_{\text{extérieur}}$ (mm)	Vitesse ( m/s)	Nbr de Reynolds	$\lambda$ colebrook	longueur (m)	$H_g$ (m)	$\Delta H_T$ (m)	HMT (m)
800	7.50	6003184.71	0.0138046	1160.12	175.02	63.20	238.22
1000	4.80	4802547.77	0.01389422	1160.12	175.02	20.84	195.86
1200	3.34	4002123.14	0.01401977	1160.12	175.02	8.45	183.47
1400	2.45	3430391.26	0.01417809	1160.12	175.02	3.95	178.97
1600	1.88	3001592.36	0.01436614	1160.12	175.02	2.06	177.08
1800	1.48	2668082.09	0.01457805	1160.12	175.02	1.16	176.18
2000	1.20	2401273.89	0.01478969	1160.12	175.02	0.69	175.71

## Chapitre III: Etude d'Adduction.

**Tableau III.8 : Frais d'investissement tronçon (SR- R)**

D <sub>extérieur</sub> (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'ammortissement
800	40 000.00	1160.12	8.88	4120746.24
1000	54 355.00	1160.12	8.88	5599579.05
1200	69 334.00	1160.12	8.88	7142695.50
1400	71 003.00	1160.12	8.88	7314633.63
1600	83 421.00	1160.12	8.88	8593919.30
1800	112 345.00	1160.12	8.88	11573630.91
2000	134 545.00	1160.12	8.88	13860645.07

**Tableau III.9 : Frais d'exploitation tronçon (SR- R)**

D <sub>extérieur</sub> (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation
800	238.22	30735.98	201935390.00	4.000	2039544743.90
1000	195.86	17017.68	111806127.20	4.000	447224508.80
1200	183.47	13193.69	86682536.89	4.000	346730147.56
1400	178.97	11817.47	77640792.04	4.000	310563168.16
1600	177.08	11317.56	74356370.24	4.000	297425480.96
1800	176.18	11069.06	72723744.23	4.000	290894976.92
2000	175.71	10944.57	71905833.74	4.000	287623334.96

## Chapitre III: Etude d'Adduction.

Tableau III.10 : Bilan de tronçon (SR- R)

D <sub>extérieur</sub> (mm)	Frais d'amortissement	Frais d'exploitation	Bilan
800	4120746.24	2039544743.90	2043665490.14
1000	5599579.05	447224508.80	452824087.85
1200	7142695.50	346730147.56	353872843.06
1400	7314633.63	310563168.16	317877801.79
1600	8593919.30	297425480.96	306019400.26
1800	11573630.91	290894976.92	302468607.83
2000	13860645.07	287623334.96	301483980.03

À partir de ce tableau on va illustrer graphiquement les résultats obtenu lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

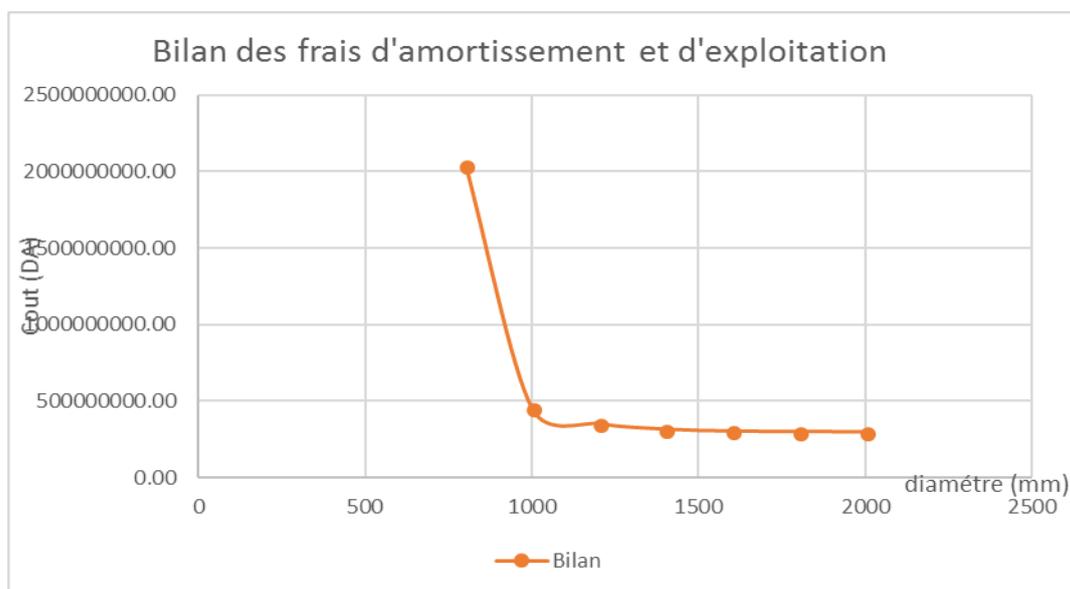


Figure III.4 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation

### ❖ Interprétation de la figure :

Dans la figure on a illustré le bilan entre d'amortissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles, le diamètre économique est le diamètre **1600 mm** et un bilan total **306019400.26 DA**.

➤ Vérification de la vitesse de refoulement :

$$V_{ref} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 3,77}{\pi \times 1,6^2} = 1,87 \text{ m/s}$$

$$V_{ref} < 2,5 \text{ m/s}$$

La vitesse est parfaitement admissible est donc le diamètre économique est le diamètre **1600 mm.**

D'où :

$$\text{Dec} = 1600 \text{ mm}$$

- **Variante 2 :**

- ❖ **Station de pompage ( SDEM ) \_ Réservoir :**

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600} \dots\dots\dots \text{III.18}$$

Avec :

$Q_{exp}$  : Débit d'exploitation (m<sup>3</sup>/s) ;

$Q_{max,j}$  : Débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j) ;

$$Q_{max,j} = 200\,000 \text{ m}^3/\text{j} .$$

$t$  : Durée de fonctionnement de la station de pompage ( SDEM ) par jour,  $t = 20 \text{ h}$  ;

LSP-RR : Longueur du tronçon (station de pompage (SDEM) – Réservoir) ;

C<sub>peSP</sub> : Cote du plan d'eau d'aspiration de la station de pompage ( SDEM ) ;

C<sub>tpRR</sub> : Cote du trop-plein du réservoir de reprise ;

D<sub>app</sub> : Diamètre approximatif.

$$Q_{exp} = 3.77 \text{ m}^3/\text{s} .$$

$$LSP-SR = 7530 \text{ m}$$

$$C_{peSP} = 8.3 \text{ m (donnée).}$$

$$C_{tpR} = 296.38 \text{ m.}$$

$$H_g = C_{tpRR} - C_{peSP} = 296.38 - 8.3 = 288.08 \text{ m.}$$

$$H_g = 288.08 \text{ m.}$$

### Chapitre III: Etude d'Adduction.

En appliquant la formule (III.2)  $D_{app} = \sqrt{3.77} = 1.94 \text{ m.}$

$D_{app} = 2000 \text{ mm.}$

Ce tronçon relie SP (SDEM) dont la cote est 8.3 m NGA avec l Réservoir (cote = 296.38m ) sur une longueur de 7530 m,

On va calculer un diamètre économique en utilisant la méthode qui se base sur la création de la courbe d'optimisation.

Notre station de pompage est installée en charge (en sur presseur) c'est-à-dire qu'il ya une pression positive à l'entrée de la station de pompage, mais dans la suite de nos calcul cette pression va être considérée comme étant nulle, évidemment ça va influencer sur le dimensionnement des pompes mais c'est une marge de sécurité pour notre adduction, en effet grâce à cette idée les dimensions du réservoir d'air (anti-bélier) vont être considérablement réduites et ainsi l'adduction va être bien plus protégée.

Le calcul des coefficients de frottements  $\lambda$  sera moyennant la formule de Colebrook, mais cette formule est implicite et donc on va employer le diagramme de Moody, avec une rugosité nominale  $\epsilon=0,4 \text{ mm}$

#### 1- Calcul des frais d'exploitations

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. Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres

**Tableau III.11 : Calcul HMT du tronçon (SP (SDEM) - Réservoir)**

$D_{\text{extérieur}} \text{ (mm)}$	Vitesse ( m/s)	Nbr de Reynolds	$\lambda$ colebrook	longueur (m)	Hg m)	$\Delta\text{HT}$ (m)	HMT (m)
800	7.50	6003184.71	0.013(8046	7530	288.08	410.21	698.29
1000	4.80	4802547.77	0.01389422	7530	288.08	135.29	423.37
1200	3.34	4002123.14	0.01401977	7530	288.08	54.86	342.94
1400	2.45	3430391.26	0.01417809	7530	288.08	25.67	313.75
1600	1.88	3001592.36	0.01436614	7530	288.08	13.34	301.42
1800	1.48	2668082.09	0.01457805	7530	288.08	7.51	295.59
2000	1.20	2401273.89	0.01478969	7530	288.08	4.50	292.58

## Chapitre III: Etude d'Adduction.

### 2- Calcul des frais d'investissements :

**Tableau III.12 : Frais d'investissement tronçon (SP( SDEM) – Réservoir )**

D <sub>extérieur</sub> (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'ammortissement
800	40 000.00	7530	8.88	26746560.00
1000	54 355.00	7530	8.88	36345231.72
1200	69 334.00	7530	8.88	46361149.78
1400	71 003.00	7530	8.88	47477149.99
1600	83 421.00	7530	8.88	55780619.54
1800	112 345.00	7530	8.88	75121057.08
2000	134 545.00	7530	8.88	89965397.88

**Tableau III.13 : Frais d'exploitation tronçon (SP (SDEM) – Réservoir )**

D <sub>extérieur</sub> (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation
800	698.29	30735.98	201935390.00	5.480	2039544743.90
1000	423.37	17017.68	111806127.20	5.480	612697577.06
1200	342.94	13193.69	86682536.89	5.480	475020302.16
1400	313.75	11817.47	77640792.04	5.480	425471540.38
1600	301.42	11317.56	74356370.24	5.480	407472908.92
1800	295.59	11069.06	72723744.23	5.480	398526118.38
2000	292.58	10944.57	71905833.74	5.480	394043968.90

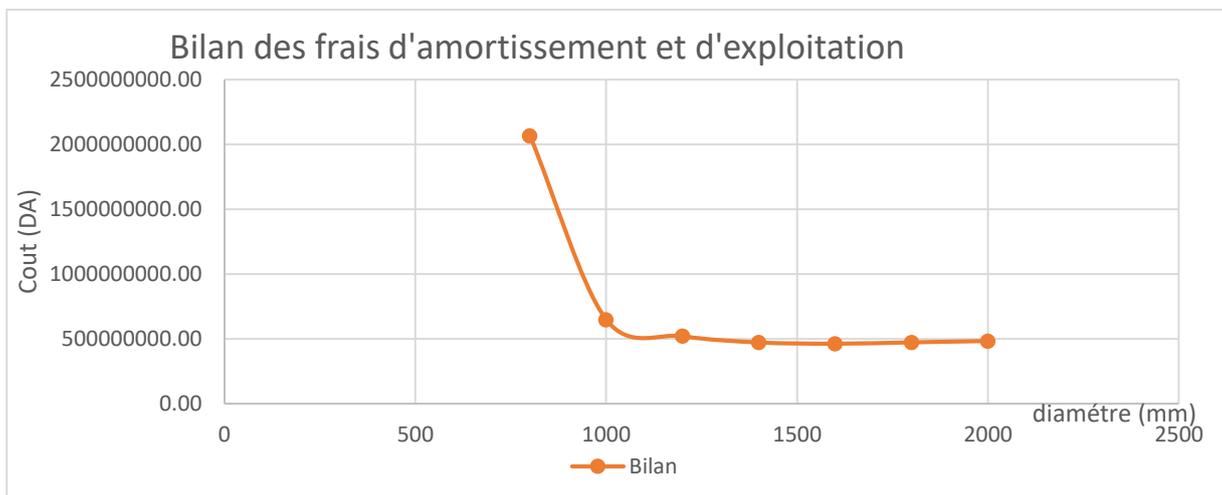
### 3- Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

**Tableau III.14 : Bilan de tronçon (SP ( SDEM) – Réservoir )**

D <sub>extérieur</sub> (mm)	Frais d'ammortissement	Frais d'exploitation	Bilan
800	26746560.00	2039544743.90	2066291303.90
1000	36345231.72	612697577.06	649042808.78
1200	46361149.78	475020302.16	521381451.93
1400	47477149.99	425471540.38	472948690.37
1600	55780619.54	407472908.92	463253528.46
1800	75121057.08	398526118.38	473647175.46
2000	89965397.88	394043968.90	484009366.78

À partir de ce tableau on va illustrer graphiquement les résultats obtenus lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

## Chapitre III: Etude d'Adduction.



**Figure III.5 :** Bilan total du tronçon SP( SDEM) – Réservoir.

❖ **Interprétation de la figure :**

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre **1600 mm** et un bilan total **463253528.46 DA** .

➤ Vérification de la vitesse de refoulement :

$$V_{ref} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 3,77}{\pi \times 1,6^2} = 1,88 \text{ m/s}$$

$V_{ref} < 2,5 \text{ m/s}$  .

4- La vitesse est parfaitement admissible est donc le diamètre économique est le diamètre **1600mm**.

D'où :

**Dec = 1600mm** .

➤ **Comparaison entre les variantes retenues :**

**Tableau III -15 :** Comparaison entre les variantes retenues.

variante	Cout de l'adduction	Observation
<b>Variante 01</b>	<b>613762225.10</b>	Groupe Electropompes disponible
<b>Variante 02</b>	<b>463253528.460</b>	Sur commande

## Chapitre III: Etude d'Adduction.

### ➤ Interprétation

La variante retenue est donc la première variante qui comprend une station de pompage (SDEM) refoulant vers la station de reprise à la cote **121.34 m** sur une distance de **6369.88 m** (diamètre **1400 mm**) .et de la station de reprise vers le réservoir de stockage ( cote 296.38) sur une distance **1160.12 m** ( diamètre **1600 mm**) . Ceci tenant compte du fait que pour cette variante les groupe électropompes sont disponibles, alors que pour la seconde variante ils ne le sont pas et doivent être commandés.

### Conclusion :

L'étude techno-économique de notre adduction par refoulement nous a permis de récapituler comme suit :

L'adduction aura une longueur totale de **7530 m** ; L'eau potable est acheminée par refoulement avec une station de pompage (**cote = 8.3 m**) à l'aide d'une conduite de refoulement de diamètre **1400 mm** vers un réservoir de reprise (**côte = 121.34 m**).

- la station de reprise refoule l'eau vers le réservoir existant de capacité ( **2\*30000 m<sup>3</sup>** ) situé à la cote **296.38 m** à l'aide d'une conduite de refoulement de diamètre **1600 mm** en acier.

# **DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE.**

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

- **Introduction :**

L'ingénierie de l'homme et la difficulté de transporter de l'eau d'un niveau bas à un niveau haut l'ont incité à créer une machine qui transforme l'énergie électrique en énergie hydraulique qui est la pompe.

Or le transfert de volumes importants d'eau implique la réalisation de station de pompage qui abrite plus d'une pompe.

On trouve aussi dans une station de pompage les équipements auxiliaires tels que les vannes, les coudes, et les accessoires nécessaires au bon fonctionnement de la station comme le réservoir anti-bélier, les équipements de ventilation, le système de levage et de drainage en cas d'inondation.

### IV.1. Principe de fonctionnement des pompes :

La principale caractéristique de la pompe centrifuge consiste à convertir l'énergie d'une source de mouvement (le moteur) d'abord en vitesse (ou énergie cinétique) puis en énergie de pression.



Le rôle d'une pompe consiste en effet à conférer de l'énergie au liquide pompé (énergie transformée ensuite en débit et en hauteur d'élévation) selon les caractéristiques de fabrication de la pompe elle-même et en fonction des besoins spécifiques à l'installation. Le fonctionnement est simple : ces pompes utilisent l'effet centrifuge

pour déplacer le liquide et augmenter sa pression.

À l'intérieur d'une chambre hermétique équipée d'entrée et de sortie (cochlée ou volute), tourne une roue à palettes (roue), le véritable cœur de la pompe.

La roue est l'élément tournant de la pompe qui convertit l'énergie du moteur en énergie cinétique (la partie statique de la pompe, c'est-à-dire la volute, convertit au contraire l'énergie cinétique en énergie de pression). La roue est à son tour fixée à l'arbre de pompe, directement emboîté sur l'arbre de transmission du moteur ou couplé à celui-ci par un couple rigide.

Lorsque le liquide entre dans le corps de la pompe, la roue (alimenté par le moteur) projette le fluide à la périphérie du corps de la pompe grâce à la force centrifuge produite par la vitesse de la roue : le liquide emmagasine ainsi une énergie (potentielle) qui sera transformée en débit et en hauteur d'élévation (ou énergie cinétique). Ce mouvement centrifuge provoque au même moment une dépression capable d'aspirer le fluide à pomper.

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

En connectant ensuite la pompe à la tuyauterie de refoulement, le liquide sera facilement canalisé et atteindra l'extérieur de la pompe.

Le système centrifuge présente d'innombrables avantages par rapport aux autres types de pompage : il garantit un volume d'encombrement réduit, un service relativement silencieux et une mise en œuvre facile avec tous les types de moteurs électriques disponibles sur le marché.

### IV.2. Choix du type de Pompe :

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.

### IV.3. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

### IV.4. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

### IV.5 Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :

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

$$H_c = H_g + RQ^2 \dots \dots \dots \text{IV.1}$$

Avec :

$H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;

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

$$R = 1,1 \times (8 \times \lambda \times L / g \times \pi^2 \times D^5) \dots \dots \dots \text{IV.2}$$

Avec :

$\lambda$  : Coefficient de perte de charge;

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

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

$D$  : Diamètre de la conduite(m).

### IV.6 Caractéristiques de la pompe :

#### IV.6.1 Vitesse spécifique :

C'est la vitesse à laquelle tourne une pompe étalon et calculée pour élever un débit de  $1 m^3/s$  à une hauteur de 1 m.

Elle intervient pour connaître le type de la roue (radiale, axiale, mixte).

La vitesse spécifique  $N_s$  d'une pompe est déterminée par la formule suivante :

$$N_s = \frac{N \times \sqrt{Q}}{HMT^{4/3}} = \dots \dots \dots \text{IV.3}$$

Avec :

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

$N_s$  : La vitesse spécifique (tr/min) ;

$N$  : Nombre de tour (tr/min);

$Q$  : Débit de pointe ( $m^3/h$ ) ;

**HMT** : Hauteur manométrique (mec).

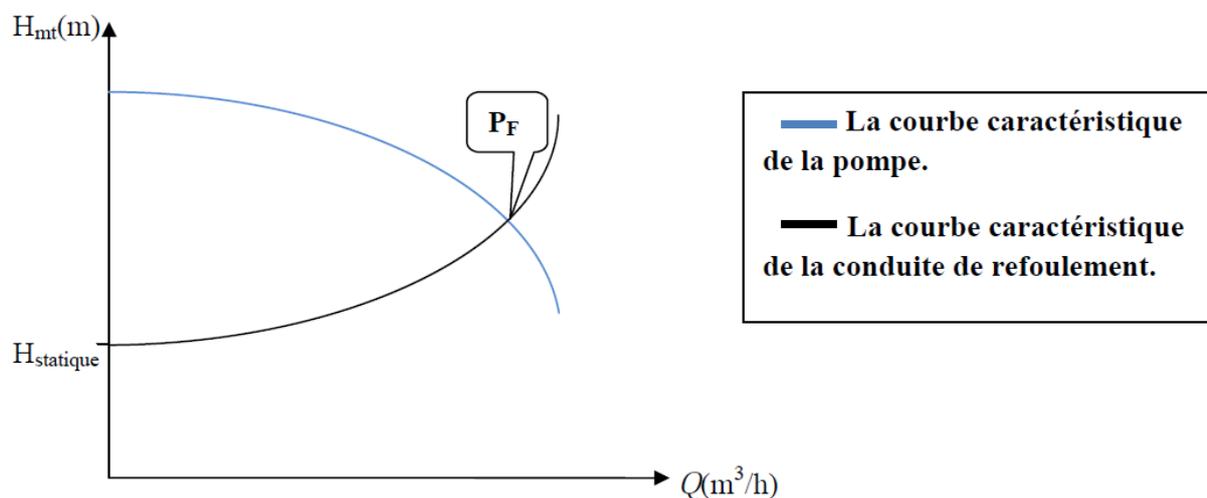
**Tableau IV.1:** Différents types de la roue

<b>Ns</b>	<b>Entré de la roue</b>	<b>Sortie de la roue</b>
10-37	Radiale	Radiale
37-80	Mixte	Radiale
80-165	Mixte	Mixte
100- 500	Axiale	Radiale

### IV.6.2 Point de fonctionnement des pompes :

Afin d'orienter notre choix, nous devons satisfaire les conditions mécaniques et hydrauliques, et tracer la courbe de la conduite de refoulement et celle de la pompe qui est donnée par le constructeur sur le catalogue.

Le point de fonctionnement d'une pompe  $P_F$  est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (fournée par le constructeur) et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (fournie par l'installateur).



## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

**Graphe IV.1:** Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement

### IV.6.3 Type et mode de réglage :

Lorsque le point de fonctionnement se trouve sur la plage de bon fonctionnement de la pompe, il est nécessaire d'effectuer de réglage.

Cette situation dans la plupart des cas n'est pas satisfaisante, c'est pourquoi nous serons obligés d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe, dont le but est de l'adapter à des conditions imposées par le réseau.

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

#### **A-Débit point de fonctionnement > Débit appelé :**

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

##### **1. Réglage qualitatif (diminution de la vitesse de rotation de la pompe) :**

C'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

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

D'après la loi de similitude on a :

$$Q_{app} / Q = n / N \quad n = N * Q_{app} / Q \dots \dots \dots \text{IV.4}$$

$N$ : la vitesse initiale de la pompe.

$n$ : la nouvelle vitesse de la pompe.

$Q$  : le point onologue au point demandée.

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

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q^2_{app}}$$

##### **2. Réglage quantitatif (le vannage) :**

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

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

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots\dots\dots\text{IV.5}$$

Avec

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

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

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

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

$$h_v = H' - H_{app} \dots\dots\dots\text{IV.6}$$

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

### 3. Diminution de temps de pompage :

Dans le cas où le pompage refoule vers un réservoir. Si nous gardons le point de fonctionnement P<sub>f</sub> ce qui signifie garder le même débit désiré, nous devons alors réduire le temps de pompage, le nouveau temps sera :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots\dots\dots\text{IV.}$$

Avec :

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

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

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

### 4. Rognage :

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

Ce procédé consiste à réduire le diamètre de la roue d'après la loi de la similitude, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

$$q/Q = h/H = d^2/D^2 = d^2 / (m^2 \times d^2) = 1/m^2 \dots \dots \dots \text{IV.8}$$

Avec :

- |   |   |
|---|---|
| <b>m</b> : Coefficient du rognage ;                       | <b>d</b> : Diamètre avant le rognage                  |
| <b>q</b> : Débit appelé ( $m^3/s$ ) ;                     | <b>D</b> : Diamètre après le rognage                  |
| <b>Q</b> : Débit de point de fonctionnement ( $m^3/s$ ) ; | <b>h</b> : Hauteur d'élévation avant le rognage (m) ; |
| <b>H</b> : Hauteur d'élévation après le rognage (m) ;     | <b>rognage</b> (m) ;                                  |

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

Tel que :  $a = h/q$

$$\frac{Q}{q} = \left[ \frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow D = d \cdot \sqrt{\frac{q}{Q}} \dots \dots \dots \text{IV.9}$$

$$R \% = (1 - m) \cdot 100$$

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

### B- Débit point de fonctionnement < Débit appelé :

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

#### Remarque :

On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

### IV.7 Étude de la cavitation :

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

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.

- 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 (pompage de caillou);
  - destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations;
  - arrachement de matière dans les zones d'implosion;
  - chute du débit pompé lorsqu'il apparaît le phénomène de cavitation.



Figure IV.2 : Roues soumises à la cavitation.

- Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :
  - $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (IV.10)$$

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

On prend :  $r = 0,3$  m.

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

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

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

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (IV.11)$$

Avec :

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

$P_{at}$  : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (IV.12)$$

$H$  : altitude de la station.

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

**Tableau IV.2** : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

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

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

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (IV.13)$$

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

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,019 * \left( \frac{L_{asp} * v^2}{2 * g * D} \right) \quad (IV.14)$$

Avec :

$L_{asp}$  : longueur d'aspiration,  $L_r = 10$  m ;

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

$v_{asp}$  : vitesse d'aspiration ;

$D$  : Diametre d' aspiration ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V.13)$$

Avec :

$n$  : nombre de pompes en parallèles.

$D_c$  : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (IV.15)$$

Avec :

$V_c$  : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

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

$$D_a > DN1 \dots \dots \dots (IV.16)$$

Avec :

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

### VI.7.1. Calage de la pompe

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

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (IV.17)$$

Avec :

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

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

$$\nabla_{min} = C_P - h + h_{alarme} \dots \dots \dots (IV.18)$$

Avec :

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

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

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

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

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

### IV.8. Application numérique :

#### ❖ Station de pompage SP ( SDEM )

##### A. Choix des pompes SP ( SDEM )

À l'aide de logiciel de sélection, on introduit le débit et la charge demandés ainsi que le type de pompe voulu (monocellulaire à axe horizontal multicellulaire à axe horizontal, à axe verticale...etc. le logiciel nous donne une gamme de pompe selon la demande, et on choisit la pompe qui nous convient et qui répond aux critères cités auparavant.

Pour un débit de **13 572 m<sup>3</sup>/h** et une hauteur manométrique totale de **134.75 m**

Les résultats d'exécution du logiciel sont représentés dans le tableau ci-contre :

**Tableau IV.3 : Résultats de choix des pompes SP (SDEM)**

N	gamme	Taille	Q Total( m <sup>3</sup> /h)	HMT( m)	$\eta$ ( %)	Vitesse(tr /min)	$P_{\text{abs}}$ (Kw)	(NPSH) <sub>r</sub> m)
1	RDLO	Aucune taille de pompe n'a pu être trouvée pour les produit sélectionnée						
2	RDLO	700-980 B	6786.04	134.75	85.68	993	2896.58	7.93
3	RDLO	400-665 A	4525.17	134.82	88.33	1492	1870.38	9.69
4	RDLO	400-665 B	3393.43	134.78	88.38	1492	1407.60	8.03
5	RDLO	400-705 A	2715.11	134.82	85.02	1492	1170.49	7.80

Une comparaison entre les pompes N°2 , N°3 , N°4 et N5 nous mène à choisir la pompe N°4 et cela pour les raisons suivants :

- Elle assure le débit et HMT demandés

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

- Elle possède le meilleur rendement par rapport aux deux autres pompes avec une puissance minimale.

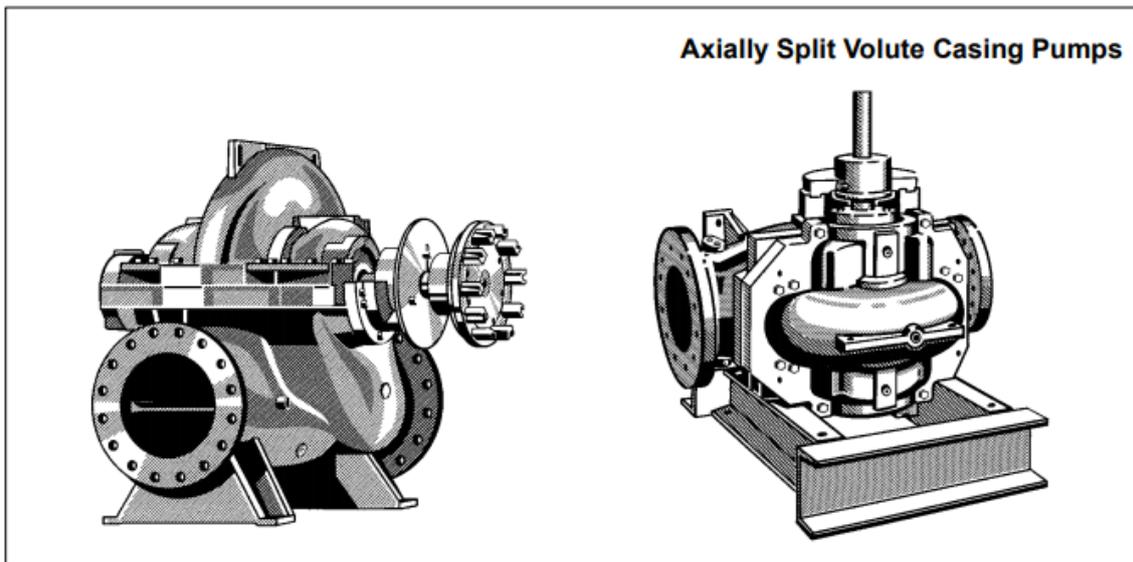
### IV.8.1. Description de la pompe Oméga / RDLO 400-665 B :

#### RDLO 400-665 A

Pompe à volute monocellulaire à plan de joint axial pour installation horizontale ou verticale, avec roue radiale à double flux, brides de raccordement suivant normes DIN, ISO, BS ou ANSI. Applications : stations de relevage, d'assèchement et d'irrigation, centrales, distribution d'eau industrielle, construction navale et applications générales dans la pétrochimie, transport d'eaux propres, brutes, industrielles et d'eau de mer. Matériaux suivant DIN ou ASTM.

Type Series Booklet  
1387.5/2-10

## RDLO / RDLO V



### VI.8.2. Nombre de pompes installées :

Pour refouler un débit de 13 572 m<sup>3</sup>/h nous avons utilisé (4) pompe de type (Oméga/ RDLO 400-665 A) et une autre pompe identique de secours (3+1).

**Tableau IV.4 : Caractéristiques de la pompe SP (SDEM)**

Pompe ksb (Oméga/ RDLO 400-665 B)	Données techniques
Q	4525.17 (m <sup>3</sup> /h)

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

H	134.82 (mce)
Rendement	88.63%
Puissance	1870.38 Kw
Vitesse	1492 tr/min
NPSH <sub>requis</sub>	9.69 m
Diamètre effectif	692 mm
Diamètre de la roue	711 mm
Nombre de pompe	3+1(de secours)

- Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

[H-Q], [Pabs - Q], [ $\eta$  - Q] et [(NPSH)<sub>r</sub> - Q] .

- Les courbes caractéristiques sont obtenues à partir du catalogue fourni par le constructeur KSB.

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

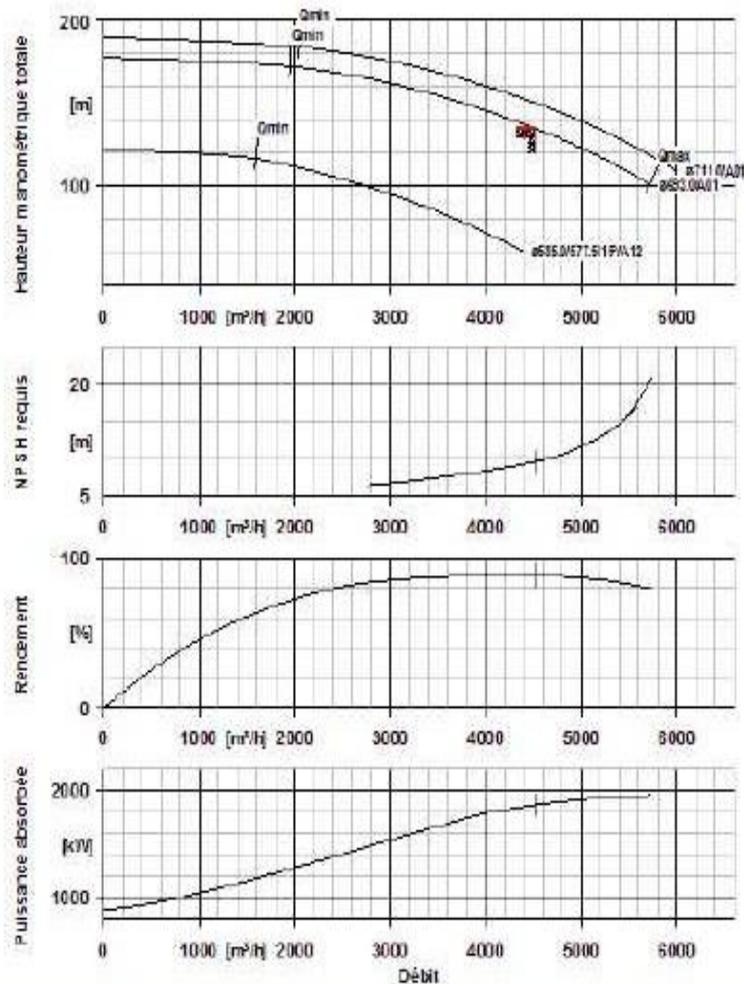


Figure IV.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe commandée SP (SDEM)

### IV.8.3. Vitesse spécifique

Selon la formule IV.3 
$$N_s = \frac{1492 * \sqrt{4525.17}}{691.13} = 125.75 \text{ tours/min}$$

Selon le Tableau IV.1  $100 < N_s < 500 \Rightarrow$  Entrée de la roue : Axiale

Sortie de la roue : Radiale

### IV.8.4. Courbe caractéristique de la conduite (SP (SDEM) vers réservoir de reprise) :

$Q = 4525.17 \text{ m}^3/\text{h}$  ;  $L = 6369.88 \text{ m}$  ;  $HMT = 134.82 \text{ mce}$  ;  $H_g = 113.04 \text{ m}$  ;  $D = 1400 \text{ mm}$  ;  $\lambda = 0.01417809$

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

Selon la formule IV.2  $\Rightarrow R = 1,1 \times (8 \times 0.01417809 \times 6369.88 / 9,81 \times \pi^2 \times 1.45^5)$

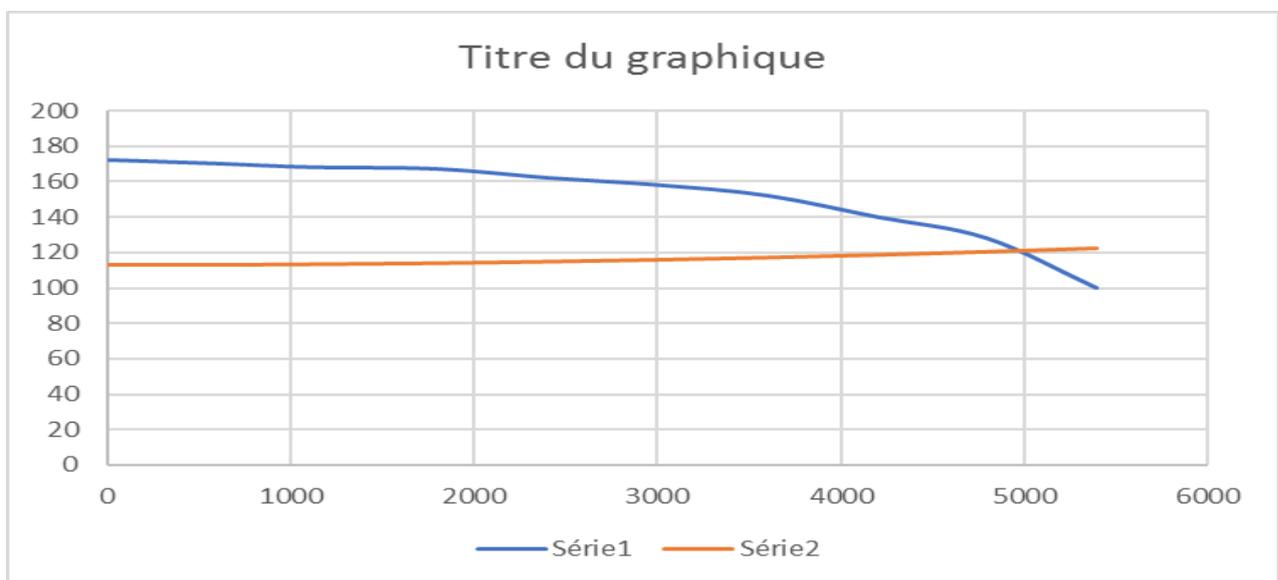
$R = 4.19$

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

$$H_c = 113.04 + (4.19 \times Q^2)$$

**Tableau.IV.5 :** Variation de la charge en fonction du débit conduite SP (SDEM )-réservoir de reprise)

Q (m <sup>3</sup> /h)	H <sub>pompe</sub> (m)	H <sub>c</sub> (m)
0	172	113.04
600	170	113.15
1100	168	113.43
1800	167	114.08
2400	162	114.9
3000	158	115.94
3600	152	117.23
4200	140	118.74
4800	128	120.49
5400	100	122.46

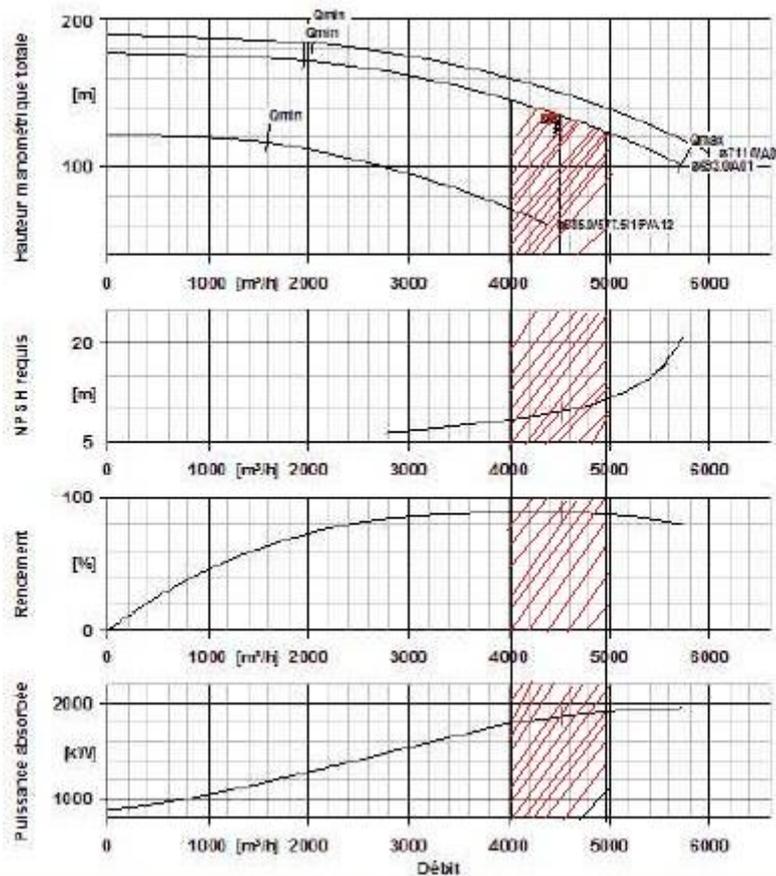


**Graphique IV.4 :** Courbe représentant le point de fonctionnement de la pompe SP (SDEM)

D'après le graphique on peut déterminer la hauteur de point de fonctionnement  $H_p$ , ainsi que le débit de ce point  $Q_p$ .

$$H_p = mce, Q_p = 4900 \text{ m}^3/\text{h}, \eta_p = 90\%, P_p = 1850 \text{ Kw.}$$

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.



**Grphe IV.5 :** Courbe représentant la plage de bon fonctionnement de la pompe SP (SDEM)

**Commentaire :** Le débit de point de fonctionnement  $Q_p$  appartient à la plage de bon fonctionnement définie par  $(+10\% Q_n < \text{Plage de bon fonctionnement} < -10\% Q_n)$ , d'où la ne nécessité pas de faire un réglage.

### IV.8.4. Etude de la cavitation :

#### A. Refoulement SP (SDEM) - bête de la (SR) :

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 9.69 \text{ m}$ .
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 9.69 \Rightarrow P_{at} = 10.31 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20^\circ \text{C}$  :  $H_v = 0,25 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,2 * DN1$

$$DN1 = 678 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } D_a = 1,2 * 678 \Rightarrow D_a = 813.6 \text{ mm}$$

$$\text{La vitesse d'aspiration : } V_a = 4 * 4525.17 / (3.14 * 0.813^2 * 3600) \Rightarrow V_a = 2.25 \text{ m/s.}$$

Diamètre du collecteur d'aspiration :

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 13572}{3,14 * 1,81 * 3600}} \Rightarrow D_c = 1,56m$$

$$\text{On pose } D_c = 1500mm \Rightarrow V_c = \frac{4 * 13572}{3,14 * 1,5^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 2,13m/s$$

Cette vitesse est admissible alors on prend :  $D_c = 1500mm$

La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,019 * \left( \frac{10 * (2,24)^2}{2 * 9,81 * 0,813} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,05m$$

La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,05 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,06m$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9,69 + 0,5 - 10,16 + 0,25 + \frac{2,25^2}{2 * 9,81} + 0,06 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 0,6 \text{ m}$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 5 + 4,5 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{min} = 9,8mNGA$$

La côte de l'axe de la pompe : La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 8,5 - 4, + 0,5 \Rightarrow$

$$\nabla_{axe} = 5mNGA$$

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

### B. Choix de la pompe de la station de reprise ( SR ) :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.1 . ceci pour un débit de 13 572 m<sup>3</sup>/h et une hauteur manométrique de 177.08 m.

**Tableau IV.6:** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre da la station de reprise (SR)

n	Q appelé (m <sup>3</sup> /h)	HMT appelé (m)	gamme	taille	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Q (m <sup>3</sup> /h)	η (%)	P <sub>abs</sub> (Kw)	( NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	13 572	177.08	<b>Aucune taille de pompe n'a pu être trouvée pour les produit sélectionnée et point de fonctionnement spécifiées</b>							
2	6786	177.08	RDLO	600-1075 A	169.77	993	6644.41	86.58	3535.21	7.62
<b>3</b>	<b>4524</b>	<b>177.08</b>	RDLO	<b>500-1035 B</b>	<b>177.11</b>	<b>993</b>	<b>4524.38</b>	<b>87.40</b>	<b>2491.90</b>	<b>5.44</b>
4	3393	177.08	RDLO	500-1015 A	177.10	993	3393.19	85.66	1908.42	4.65
5	2714.4	177.08	RDLO	400-705 A	177.15	1492	2714.96	84	1557.62	6.15

A partir du tableau IV.1 on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle .nous retenons alors trois pompes de de type Oméga/ RDLO 500-1035 B avec une pompe identique de secours.

#### IV.8.5. Description de la pompe Oméga / RDLO 500-1035 B :

##### **RDLO 500-1035 B**

Pompe à volute monocellulaire à plan de joint axial pour installation horizontale ou verticale, avec roue radiale à double flux, brides de raccordement suivant normes DIN, ISO, BS ou ANSI. Applications : stations de relevage, d'assèchement et d'irrigation, centrales, distribution d'eau industrielle, construction navale et applications générales dans la pétrochimie, transport d'eaux propres, brutes, industrielles et d'eau de mer. Matériaux suivant DIN ou ASTM

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

Tableau IV.7 : Caractéristiques de la pompe (SR)

Pompe ksb (Oméga/ RDLO 500-1035 B.)	Données techniques
Q	4524.38 (m <sup>3</sup> /h)
H	177.11 (mce)
Rendement	87.40 %
Puissance	2491.90 Kw
Vitesse	993 tr/min
NPSH <sub>requis</sub>	5.44 m
Diamètre effectif	1048 mm
Diamètre de la roue	1060 mm
Nombre de pompe	3+1(de secours)

- Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

[H-Q], [P<sub>abs</sub> - Q], [  $\eta$  - Q] et [(NPSH)<sub>r</sub> - Q] .

- Les courbes caractéristiques sont obtenues à partir du catalogue fourni par le constructeur KSB.

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

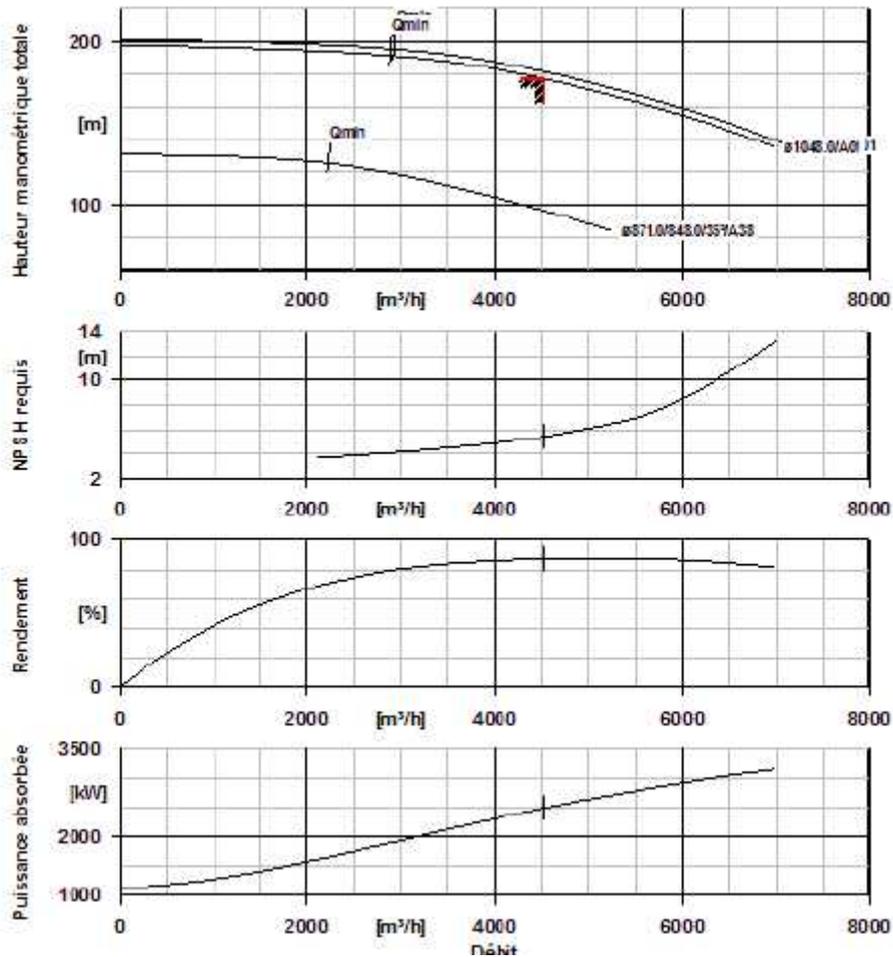


Figure IV.6 : Les courbes caractéristiques de la pompe commandée SR .

### IV.8.6 Vitesse spécifique

Selon la formule IV.3 
$$N_s = \frac{993 \cdot \sqrt{4524.38}}{994.39} = 67.17 \text{ tours/min}$$

Selon le Tableau IV.1  $37 < N_s < 80 \Rightarrow$  Entrée de la roue : Mixte

Sortie de la roue : Radiale

### IV.8.7 Courbe caractéristique de la conduite (SR vers Le réservoir de stockage) :

$Q = 4524.38 \text{ m}^3/\text{h}$  ;  $L = 1160.12 \text{ m}$  ;  $HMT = 177.08 \text{ mce}$  ;  $H_g = 175.04 \text{ m}$  ;  $D = 1600 \text{ mm}$  ;  $\lambda = 0.01436614$

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

Selon la formule IV.2  $\Rightarrow R = 1,1 \times (8 \times 0.01436614 \times 1160.12 / 9,81 \times \pi^2 \times 1.6^5)$

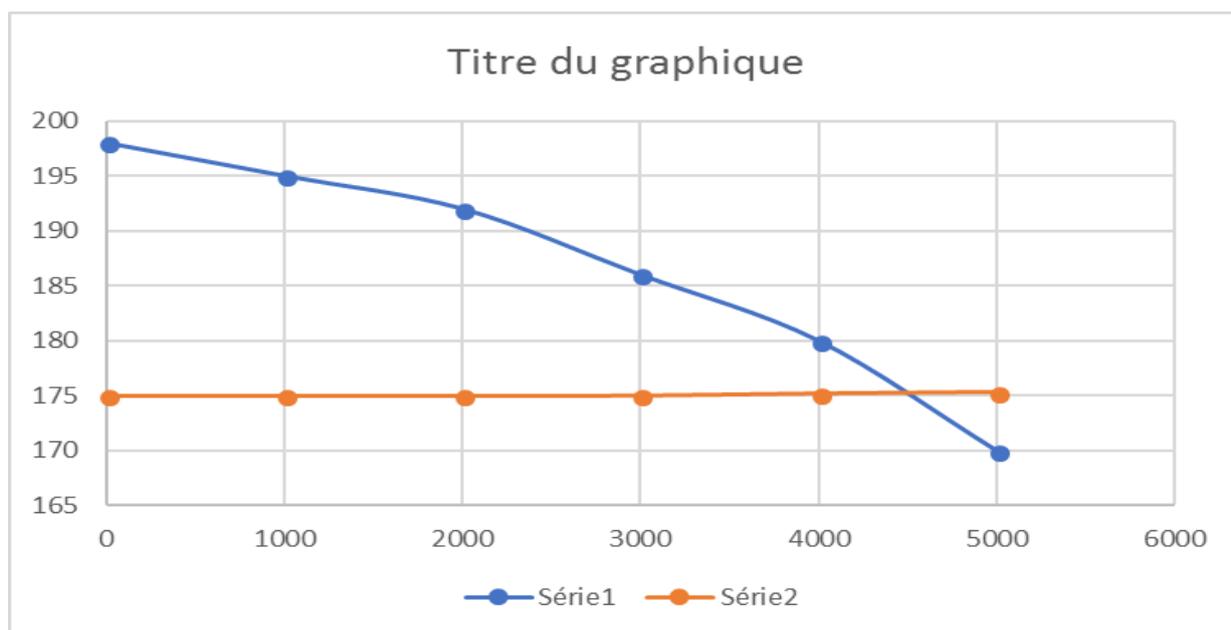
## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

$$R = 0.14$$

$$H_c = 175.04 + (0.14 \times Q^2)$$

**Tableau.IV.8 :** Variation de la charge en fonction du débit conduite (SR-réservoir de stockage)

Q (m <sup>3</sup> /h)	H <sub>pompe</sub> (m)	H <sub>c</sub> (m)
0	198	175.04
1000	195	175.05
2000	192	175.053
3000	186	175.07
4000	180	175.21
5000	170	175.31

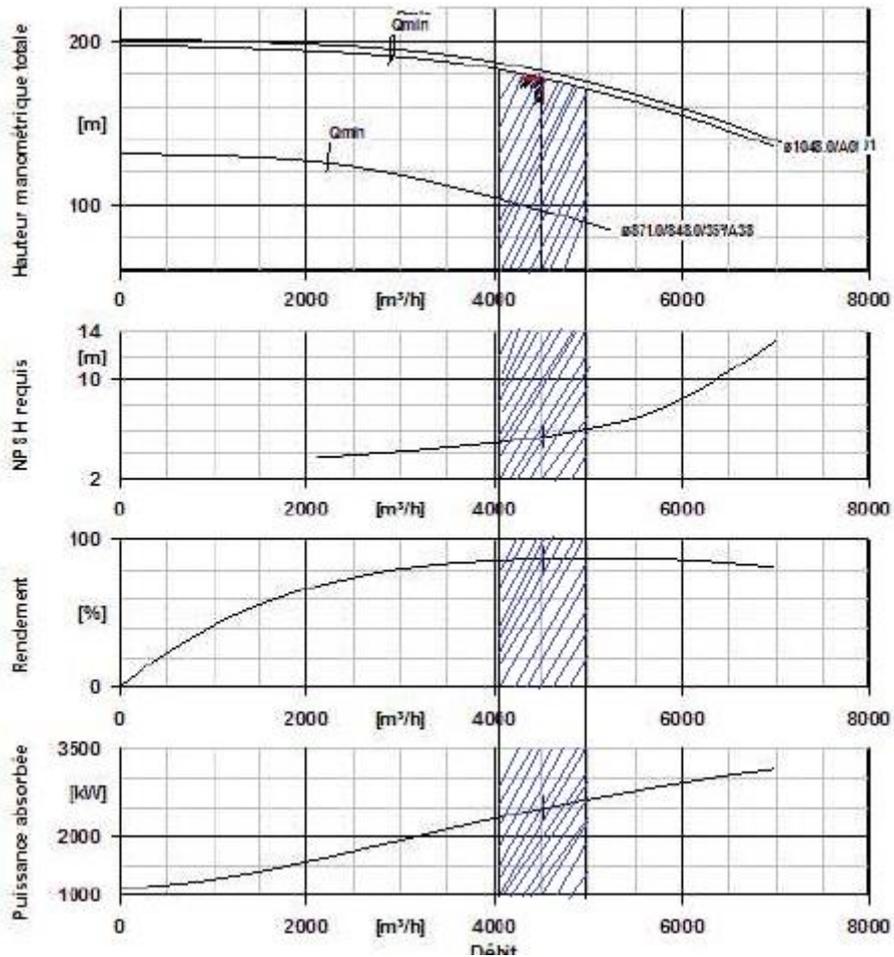


**Graphe IV.7:** Courbe représentant le point de fonctionnement de la pompe SR.

D'après le graphe on peut déterminer la hauteur de point de fonctionnement  $H_p$ , ainsi que le débit de ce point  $Q_p$ .

$$H_p = 175 \text{ mce}, Q_p = 4500 \text{ m}^3/\text{h}, \eta_p = 88 \%, P_p = 2500 \text{ Kw.}$$

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.



**Graph IV.8:** Courbe représentant la plage de bon fonctionnement de la pompe SR.

**Commentaire :** Le débit de point de fonctionnement  $Q_p$  appartient à la plage de bon fonctionnement définie par  $(+10\% Q_n < \text{Plage de bon fonctionnement} < -10\% Q_n)$ , d'où la nécessité pas de faire un réglage .

### IV.8.8 Etude de la cavitation :

- La charge nette d'aspiration requise :  $(NPSH)_r = 5.44 \text{ m}$ .
- La pression atmosphérique :  $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 121.34 \Rightarrow P_{at} = 10.16 \text{ mce}$
- La tension de vapeur d'eau à une température  $T^\circ = 20^\circ \text{C}$  :  $H_v = 0,25 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,2 * DN1$

$$DN1 = 1048 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } D_a = 1,2 * 1048 \Rightarrow D_a = 1257.6 \text{ mm}$$

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

La vitesse d'aspiration :  $V_a = \frac{4 * 4524.38}{3,14 * 1.3^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 0.94 \text{ m/s}$

Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 13572}{3,14 * 0.94 * 3600}} \Rightarrow D_c = 2 \text{ m}$$

On pose  $D_c = 2000 \text{ mm} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 13572}{3,14 * 2^2 * 3600} \Rightarrow V_c = 1.2 \text{ m/s}$

Cette vitesse est admissible alors on prend :  $D_c = 2000 \text{ mm}$

La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,019 * \left( \frac{10 * (0.94)^2}{2 * 9.81 * 1.3} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0.006 \text{ m}$$

La perte de charge totale à l'aspiration :  $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,06 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,07 \text{ m}$

La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 5.44 + 0,5 - 10.16 + 0,25 + \frac{0.94^2}{2 * 9.81} + 0.07 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -3.71 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

A.N :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad (\text{V.18})$$

$$h_{asp}^{adm} = 10.16 - 5.44 - 0,5 - 0,25 - \frac{0.94^2}{2 * 9.81} - 0,07 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 3.71 \text{ m}$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\min} = 119.34 - 3.78 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{\min} = 115.85 \text{ mNGA}$$

La côte de l'axe de la pompe : La côte de l'axe de la pompe :  $\nabla_{axe} = 126.34 + 4.25 - 0,5 \Rightarrow$

$$\nabla_{axe} = 130.09 \text{ mNGA}$$

## IV.9. Dimensionnement de la bache de reprises de la station de reprise (SR)

### ➤ -Bâches de reprise pour la stations de reprise :

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

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

$$V_{\text{bache}} = V_{\text{ut}} + V_{\text{s}} + V_{\text{alarme}} \dots\dots\dots \text{III-10}$$

avec :

$V_{\text{bache}}$  : le volume total de la bache.

$V_{\text{s}}$ : le volume de sécurité

$V_{\text{alarme}}$  : le volume de l'alarme ( $h_{\text{alarme}} = 10 \text{ cm}$ )

$$\text{On a ; } V_{\text{s}} = Q * t / 2 \quad \text{avec } t = 0.75 * h. \quad \text{et : } V_{\text{ut}} = Q * t / 4$$

$$V_{\text{s}} = 13572 * 0.75 / 2 \quad ; \quad V_{\text{ut}} = 2578.5 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{s}} = 5089.5 \text{ m}^3.$$

$$\text{Et ; } V_{\text{alarme}} ??? \quad \text{On a : } S_{\text{bache}} = (V_{\text{ut}} + V_{\text{s}}) / 3 \quad ;$$

$$\text{Donc : } S_{\text{bache}} = (2578.5 + 5089.5) / 3$$

$$S_{\text{bache}} = 2556 \text{ m}^2$$

$$\text{Alors : } V_{\text{alarme}} = S_{\text{bache}} * 0.1$$

$$V_{\text{alarme}} = 255.6 \text{ m}^3$$

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

**Tableau IV.9.** Tableau donnant les dimensions des baches de reprise pour une forme rectangulaire

Bâche de reprise	$V_{ut}$ (m <sup>3</sup> )	$V_s$ (m <sup>3</sup> )	$V_{alarme}$ (m <sup>3</sup> )	Volume total de la bache (m <sup>3</sup> )
SR	2578.5	5089.5	255.6	<b>7923.6</b>

### IV.10. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

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

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

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

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

1. Bâtiments type Bloc ;
2. Bâtiments type bache sèche ;
3. Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée ;
4. Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée ;
5. Bâtiments type surface ;
6. Bâtiments type semi enterrée ;

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

### IV.10.1. Choix du bâtiment :

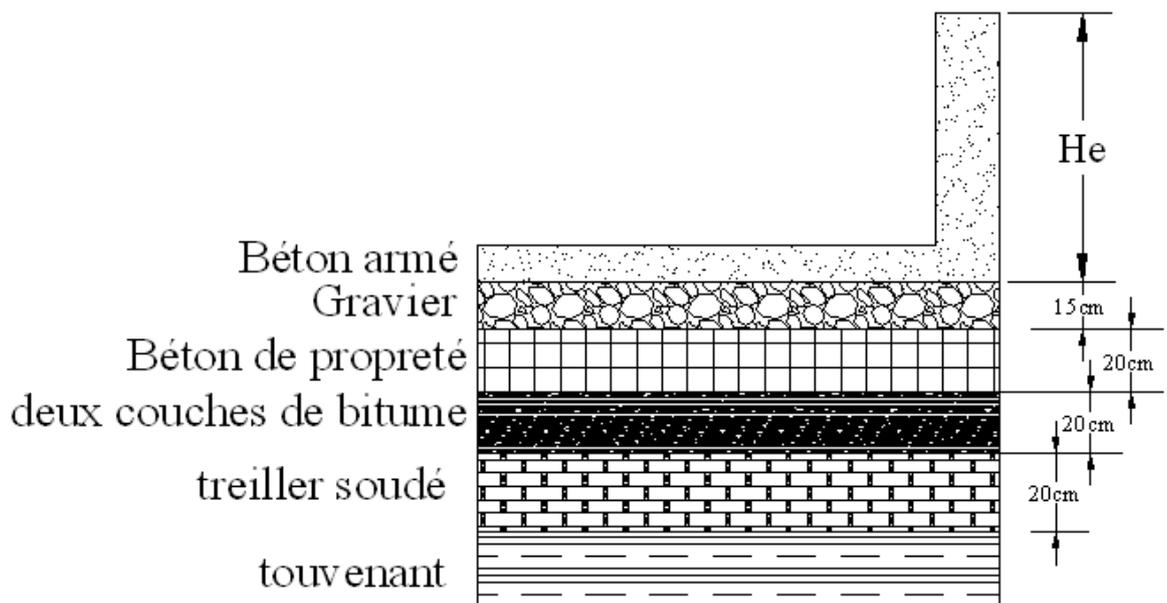
**Tableau.IV.10** : Choix du type de bâtiment

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

On a donc un bâtiment de **type Bloc**.

### IV.10.2. Partie souterraine :

Elle peut être en béton armé ou préfabriqué alors que le bâtiment peut être en brique ou on préfabriqué, les équipements principaux et auxiliaires doivent être places sous le pont roulant.



**Figure. IV.9** : Schéma représentatif de la partie souterraine

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

### IV.10.3 Partie supérieure du bâtiment :

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

Il est recommandé de prendre :

- Une hauteur normalisée de la station de pompage ( $H_b$  : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)
- Une longueur du bâtiment  $L_b = 3, 6, 18, 21, 24$  m .....
- Une distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12 ..).
- Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties.
- la plate forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.
- On note aussi que dans la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.

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

- Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
- Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 à 2m.
- La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

Dans la conception de notre station de pompage on va préconiser une station en deux étages, en effet la surface disponible pour la réalisation de la station de pompage étant assez restreinte, donc c'est la solution la plus évidente.

### IV.11. Dimensionnement du bâtiment SP (SDEM)

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

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

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

### 1- La hauteur du bâtiment :

Les hauteurs recommandées sont 3.6m, 4.2m, 4.8m, 5.5m et 6m  
8.4m, 9.6m, 10.8m, 12.6m, 14m, 18m.

$$H_b = h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

$h_6$  : Hauteur réservée à l'homme.

$h_7$  : Hauteur de chariot

$h_8$  : Hauteur profilée

$h_9$  : Hauteur de sécurité

Donc :

$$H_b = 4 + 0.9 + 0.34 = 5.24 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_b = 5.24 \text{ m}}$$

### 2- Dimensions du bâtiment :

#### ❖ Salle des Pompes (partie souterraine):

##### a) La hauteur :

$h_5$  : Distance vertical de la fosse  $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$$

en prend  $h_{\text{socle}} = 75 \text{ cm}$

$$h_5 = 1.9 + 0.75 + 0.5 + 0.85 = 4 \text{ m}$$

$$\mathbf{h_5 = 4 \text{ m}}$$

##### b) Largeur :

$$L_{\text{salle des pompes}} = l_1 + l_2 + l_3 + 2*s$$

$s$  = épaisseur du mur  $s = 50 \text{ cm}$

$l_1$ : Distance entre les deux murs et les premiers organes

$l_2$ : Distance entre les tubulures  $l_2 > (15-20) \text{ cm}$ .

$l_3$ : Longueur des accessoires d'aspiration et de refoulement

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

$$l = 2*0.3+4.35 + 4.50+ 2*0.5$$

On prend  $\mathbf{l_b \text{ salle des pompes} = 5.95 \text{ m}}$

### c) **Longueur :**

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$\mathbf{L_b = n*L + L_{int} + L_{pf}}$$

n: nombre de pompes, n = 4 (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur,  $L = L_{pe} + L_m$  ;

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

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

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

On prend :  $L_r = 3 \text{ m}$ .

$$\text{A.N : } L_b = 4*1.7 + 3*1.2+2*0.3 +3 \quad \mathbf{L_b = m.}$$

On prend  $\mathbf{L_b \text{ salle des pompes} = 14 \text{ m}}$

### ❖ **Les locaux techniques et d'exploitation (partie supérieur) :**

#### a) **Largeur :**

Il est de forme L et sa surface sera répartie ainsi :

1. L'armoire de commande, les cellules et le groupe électrogène seront mis ensemble dans des pièces avoisinantes :

La largeur serai de :  $\mathbf{l=l_{armoire}+l_{groupe}+2s}$

$$l = 2.98+ 2.47+ 2*0.5$$

On prend  $\mathbf{l_1 = 6.45m}$

2. Le local des cellules, le local des batteries de condensateur, bureau, le local sanitaire, un hall d'accès, un magasin et atelier seront assemblés dans des pièces avoisinantes on préconise une largeur de 15.50 m afin d'espacer les pièces.

On prend

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

$$l_2 = 15.50\text{m}$$

### b) Longueur :

La réparation des longueurs s'effectuera selon les gabarits des pièces.

L'armoire de commande, les cellules et le groupe électrogène on préconise une longueur de 23,3m.

On prend  $L_1 = 23.3\text{m}$

1. Le local des cellules, le local des batteries de condensateur, bureau, le local sanitaire, un hall d'accès, un magasin et atelier. On préconise une longueur de 11,86 m.

On prend  $L_2 = 11.86\text{ m.}$

### IV.12. Dimensionnement du bâtiment SR :

#### 1- La hauteur du bâtiment :

Les hauteurs recommandées sont 3.6m, 4.2m, 4.8m, 5.5m et 6m  
8.4m, 9.6m, 10.8m, 12.6m, 14m, 18m.

$$H_b = h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

$h_6$  : Hauteur réservée à l'homme.

$h_7$  : Hauteur de chariot

$h_8$  : Hauteur profilée

$h_9$  : Hauteur de sécurité

Donc :

$$H_b = 4 + 0.9 + 0.34 = 5.24\text{ m}$$

$$H_b = 5.24\text{ m}$$

#### 2- Dimensions du bâtiment (type bloc) :

##### a) Salle des Pompes :

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

$h_5$  : Distance vertical de la fosse  $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$$

on prend  $h_{\text{socle}} = 75 \text{ cm}$

$$h_5 = 2.16 + 0.75 + 0.5 + 0.85 = 4 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_5 = 4.5 \text{ m}}$$

### ❖ Largeur :

$$L_{\text{salle des pompes}} = l_1 + l_2 + l_3 + 2*s$$

$s$  = épaisseur du mur  $s = 50 \text{ cm}$

$l_1$ : Distance entre les deux murs et les premiers organes

$l_2$ : Distance entre les tubulures  $l_2 > (15-20) \text{ cm}$ .

$l_3$ : Longueur des accessoires d'aspiration et de refoulement

$$l = 2*0.3 + 5.22 + 4.50 + 2*0.5$$

On prend  $l_{\text{b salle des pompes}} = 11.5 \text{ m}$

### ❖ Longueur :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$\mathbf{L_b = n*L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}}}$$

$n$ : nombre de pompes,  $n = 4$  (tenant compte de la pompe de secours)

$L$  : longueur de la pompe et celle du moteur,  $L = L_{\text{pe}} + L_{\text{m}}$  ;

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

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

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

On prend :  $L_r = 3 \text{ m}$ .

$$\text{A.N : } L_b = 4*3.42 + 3*1.2 + 2*0.3 + 3 \quad \mathbf{L_b = m.}$$

On prend  $L_{\text{b salle des pompes}} = 14 \text{ m}$

## b) Les locaux techniques et d'exploitation :

### ❖ Largeur :

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

Il est de forme L et sa surface sera répartie ainsi :

3. L'armoire de commande, les cellules et le groupe électrogène seront mis ensemble dans des pièces avoisinantes :

La largeur serai de :  $l = l_{\text{armoire}} + l_{\text{groupe}} + 2s$

$$l = 2.98 + 2.47 + 2 * 0.5$$

On prend  $l_1 = 6.45\text{m}$

4. Le local des cellules, le local des batteries de condensateur, bureau, le local sanitaire, un hall d'accès, un magasin et atelier seront assemblés dans des pièces avoisinantes on préconise une largeur de 15.50 m afin d'espacer les pièces.

On prend

$$l_2 = 15.50\text{m}$$

### ❖ Longueur :

La réparation des longueurs s'effectuera selon les gabarits des pièces.

L'armoire de commande, les cellules et le groupe électrogène on préconise une longueur de 23,3m.

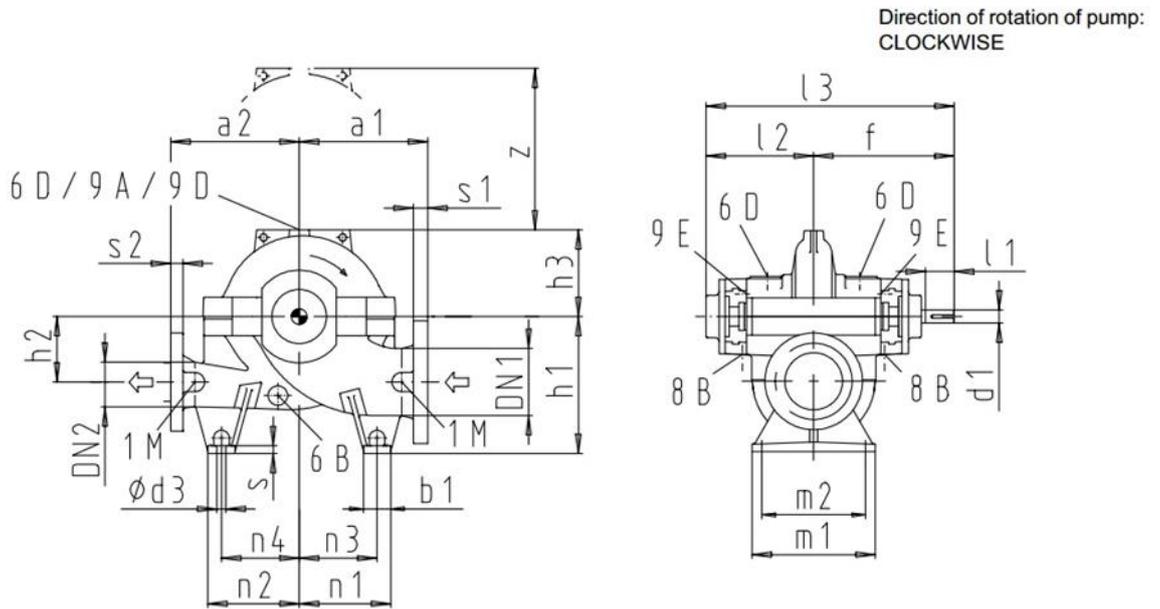
On prend  $L_1 = 23.3\text{m}$

2. Le local des cellules, le local des batteries de condensateur, bureau, le local sanitaire, un hall d'accès, un magasin et atelier. On préconise une longueur de 11,86 m.

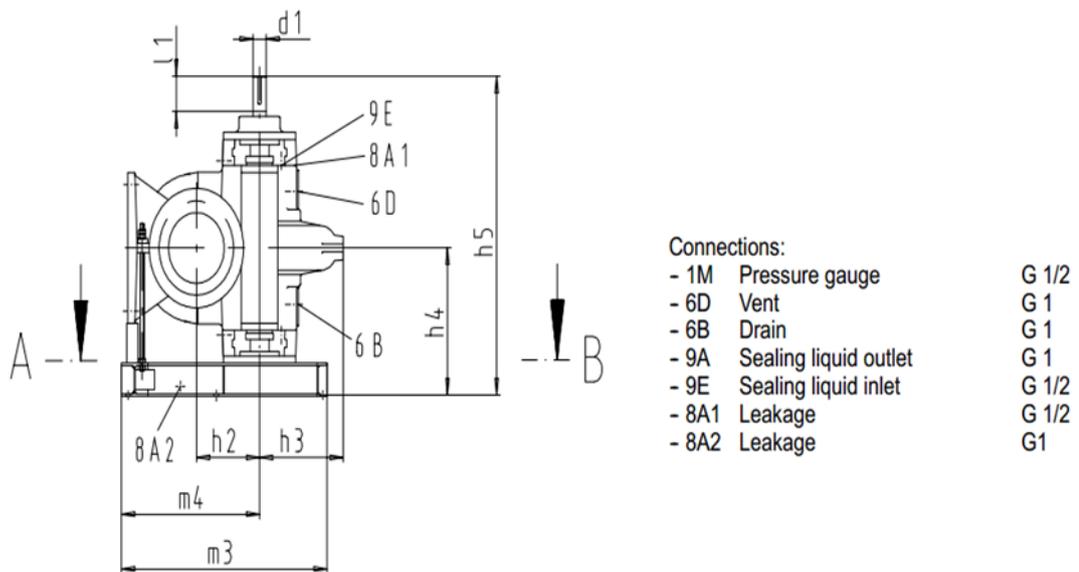
On prend  $L_2 = 11.86\text{ m.}$

# Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

## Dimension Table RDLO 350 - 575 bis 400 - 935



## Dimension Table RDLO V 350 - 575 to 400 - 935



# Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

## Dimensions and Weights

all dimensions in mm

Pump sizes	Nominal diameters		Pump dimensions										
	DN <sub>1</sub>	DN <sub>2</sub>	d <sub>1</sub>	l <sub>1</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	f	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	l <sub>2</sub>	l <sub>3</sub>	z <sup>1)</sup>
350-575	400	350	95	210	900	700	956	900	475	550	720	1676	1100
350-690						750							
400-525	500	400	105		750	700	998	1000	525	620	747	1745	1240
400-665					1000	750							
400-705			95		900	800	956	900	450	570	720	1676	1140
400-935					1050	1000		1000	550	650			

Pump sizes	Foot dimensions									Weights in kg		Dimensional drawing
	b <sub>1</sub>	d <sub>3</sub>	m <sub>1</sub>	m <sub>2</sub>	n <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	n <sub>3</sub>	n <sub>4</sub>	s	Pump	Water fill	
350-575	150	35	780	630	560	560	485	485	35	2600	300	UA7 3030401
350-690										2750	370	UA7 3030501
400-525			890	740	640	640	565	565		2400	475	UA7 3030701
400-665										3200	550	UA7 3030801
400-705			750	630	640	640	565	565		2800	500	UA7 3030601
400-935			840	690						3100	600	UA7 3077201

1) z = clear height above the casing cover required for removing the rotor

## Dimensions and Weights

all dimensions in mm

Pump sizes	Nominal diameters		Shaft		Pump dimensions					
	DN <sub>1</sub>	DN <sub>2</sub>	d <sub>1</sub>	l <sub>1</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	h <sub>5</sub>
350-575	400	350	95	210	900	700	475	550	880	1841
350-690						750				
400-525	500	400	105		750	700	915	1918		
400-665					1000	750			525	620
400-705			95		900	800	450	570	875	1836
400-935					1050	1000	550	650	880	1841

Pump sizes	Foot dimensions									Weights in kg			Dimensional drawing	
	m <sub>3</sub>	m <sub>4</sub>	m <sub>5</sub>	m <sub>6</sub>	m <sub>7</sub>	n <sub>5</sub>	n <sub>6</sub>	n <sub>7</sub>	n <sub>8</sub>	n <sub>9</sub>	Pump	Water fill		Base-plate
350-575	1340	965	915	255	345	1530	1130	1100	900	525	2600	300	255	UA73043401
350-690											2750	370		UA73043501
400-525											2400	475		UA73043701
400-665											3200	550		UA73043801
400-705											2800	500		UA73043601
400-935											3100	600		UA73077101

# Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

## Dimensions and Weights

all dimensions in mm

Pump sizes	Nominal diameters		Shaft		Pump dimensions									
	DN <sub>1</sub>	DN <sub>2</sub>	d <sub>1</sub>	l <sub>1</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	f	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	l <sub>2</sub>	l <sub>3</sub>	z <sup>1)</sup>	
500-585	600	500	105	210	1100	800	1098	1100	550	680	847	1945	1360	
500-685									575	670			1340	
500-835			125	250	1150	1100	900	1166	1200	700	775	872	2038	1380
500-860										725	750			1550
500-1015										700	800			1500
500-1035										1250	1100			700

Pump sizes	Foot dimensions										Weights in kg		Dimensional drawing		
	b <sub>1</sub>	d <sub>3</sub>	m <sub>1</sub>	m <sub>2</sub>	n <sub>1</sub>	n <sub>2</sub>	n <sub>3</sub>	n <sub>4</sub>	s	Pump	Water fill				
500-585	150	35	1050	900	640	640	565	565	35	4400	490	UA7 3030901			
500-685					4300	700	UA7 3031001								
500-835	200	42	1070	870	850	850	750	750	40	4760	800	UA7 3042101			
500-860					725	725	625	625					5000	1000	UA7 3042301
500-1015					850	850	750	750					5500	1100	UA7 3042201
500-1035					5680	1310	UA7 3042401								

## Dimension and Weights

all dimensions in mm

Pump sizes	Nominal diameters		Shaft		Pump dimensions							
	DN <sub>1</sub>	DN <sub>2</sub>	d <sub>1</sub>	l <sub>1</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	h <sub>5</sub>		
500-585	600	500	105	210	1100	800	550	680	1015	2113		
500-685							575	670				
500-835			125	250	1150	1100	900	1100	700	775	1000	2166
500-860									725	750		
500-1015									700	800		
500-1035									1250	1100		

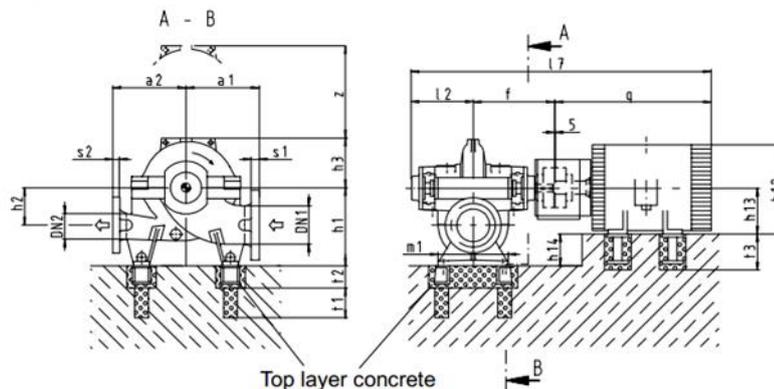
Pump sizes	Foot dimensions										Weights in kg			Dimensional drawing
	m <sub>3</sub>	m <sub>4</sub>	m <sub>5</sub>	m <sub>6</sub>	m <sub>7</sub>	n <sub>5</sub>	n <sub>6</sub>	n <sub>7</sub>	n <sub>8</sub>	n <sub>9</sub>	Pump	Water fill	Base-plate	
500-585	1560	1165	1115	355	365	1650	1250	1100	900	525	4400	490	276	UA73043901
500-685											4300	700		UA73044001
500-835						1265	1215			455	265	1900	1500	580
500-860		5000	1000	UA73076401										
500-1015		5500	1100	UA73076301										
500-1035		5680	1310	UA73076501										

# Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

## General Arrangement Drawing RDLO 500 - 585 to 500 - 1035

Type of installation 2E

Direction of rotation of pump "CLOCKWISE"



### Dimensions and Weights \*)

all dimensions in mm

Pump sizes	Nominal diameters		Pump set dimensions					h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>
	DN <sub>1</sub>	DN <sub>2</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	f	h <sub>1</sub>			
500-585	600	500	1100	800	1098	1100	550	680	
500-685							575	670	
500-835			1166	1150	1100	900	1200	700	775
500-860								725	750
500-1015				1250	1100	700	800		
500-1035									

Pump sizes	Pump set dimensions								Weights in kg		
	h <sub>12</sub>	h <sub>13</sub>	h <sub>14</sub>	l <sub>2</sub>	q	l <sub>7</sub>	m <sub>1</sub>	z <sup>1)</sup>	Pump	Water fill	Motor
500-585	1135	500	600	847	2385	4335	1050	1360	4400	490	5100
500-685	1250				2600	4550		1340	4300	700	7500
500-835	2260	560	540	872	2950	4993	1070	1380	4760	800	8100
500-860								1550	5000	1000	8650
500-1015			1500	5500	1100	10050					
500-1035			1600	5680	1310						

## Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage.

### Dimensions and Weights \*)

all dimensions in mm

Pump sizes	Nominal diameters		Pump set dimensions					
	DN <sub>1</sub>	DN <sub>2</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	f	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>
350-575	400	350	900	700	956	900	475	550
350-690				750				
400-525	500	400	750	700	998	1000	525	620
400-665			1000	750				
400-705			900	800	956	900	450	570
400-935			1050	1000		1000	550	650

Pump sizes	Pump set dimensions								Weights in kg		
	h <sub>12</sub>	h <sub>13</sub>	h <sub>14</sub>	l <sub>2</sub>	q	l <sub>7</sub>	m <sub>1</sub>	z <sup>1)</sup>	Pump	Water fill	Motor
350-575	1135	500	400	720	2345	4026	780	1100	2600	300	5200
350-690	1250	560	340		2600	4281			2750	7000	
400-525	1135	500	400	747	2345	4095	890	1240	2400	475	5500
400-665	1250	560	440		2600	4350			3200	550	7300
400-705	1050	450	450	720	2165	3846	750	1140	2800	500	3800
400-935	1250	560	440		2600	4281	840	1300	3100	600	8100

### . Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné l'intégrale de la station de pompage, en effet on a pu déterminer les pompes adéquate a cette adduction ainsi que leur nombre et on a établis les plans de la station de pompage qui a pour but de refouler un débit nominale de 3,77 m<sup>3</sup>/s sur une hauteur totale de 300 m.

Les pompes étant commandées spécialement pour cette adduction il faudra prévoir avec le constructeur des solutions en cas où il y'aura une ou des pannes des pompes.

# **PROTECTION DES CONDUITES**

# Chapitre V: Protection des conduites.

## V.1 Introduction :

Les conduites, en général (d'adduction gravitaire ou par refoulement et celle de distribution) sont posées en terre, ou en galeries. Elles sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles (la corrosion interne et externe) ou artificielles (le coup de bélier) qui nuit au bon fonctionnement de ces systèmes.

La bonne conservation des conduites dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout des installations préconisées pour lutter contre le phénomène de coup de bélier.

Dans ce chapitre nous allons étudier le phénomène de coup de bélier, son comportement physique, les risques qu'il présente, les moyens de protections et le dimensionnement des équipements de protection. Ce calcul va s'appliquer sur l'ensemble de notre réseau d'adduction par refoulement, par la suite nous allons définir et citer les types de corrosion, ainsi que les moyens utilisés pour lutter contre ce phénomène.

## V.2 Protection des conduites contre le coup de bélier

### V.2.1 Définition

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique (arrêt brutal de la circulation de l'eau, l'arrêt d'une pompe, fermeture d'une électrovanne) et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation appelée « célérité », elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

### V.2.2 Les cause de coup de bélier

Les causes des coups de bélier sont diverses :

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

### V.2.3 Les conséquences du coup de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être fâcheuses telles que :

- La rupture de canalisations ;
- La détérioration d'appareils traversés par le fluide.

Elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesurer que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

**Figure V.2** Phénomène du coup de bélier.

### V.2.4 Les risques dus aux coups de bélier

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants :

#### a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression positive importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement. 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 aura risque de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

#### b) Cas de dépression

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

#### c) Fatigue de la canalisation

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

### V.2.5. Moyen de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.

## Chapitre V: Protection des conduites.

- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

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

### A. Les volants d'inertie

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe, grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie (**inconvenient**).

### B. Les soupapes de décharge

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinaire qui, par sa compression, obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire là où la surpression à craindre est maximale, et libère le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

## Chapitre V: Protection des conduites.

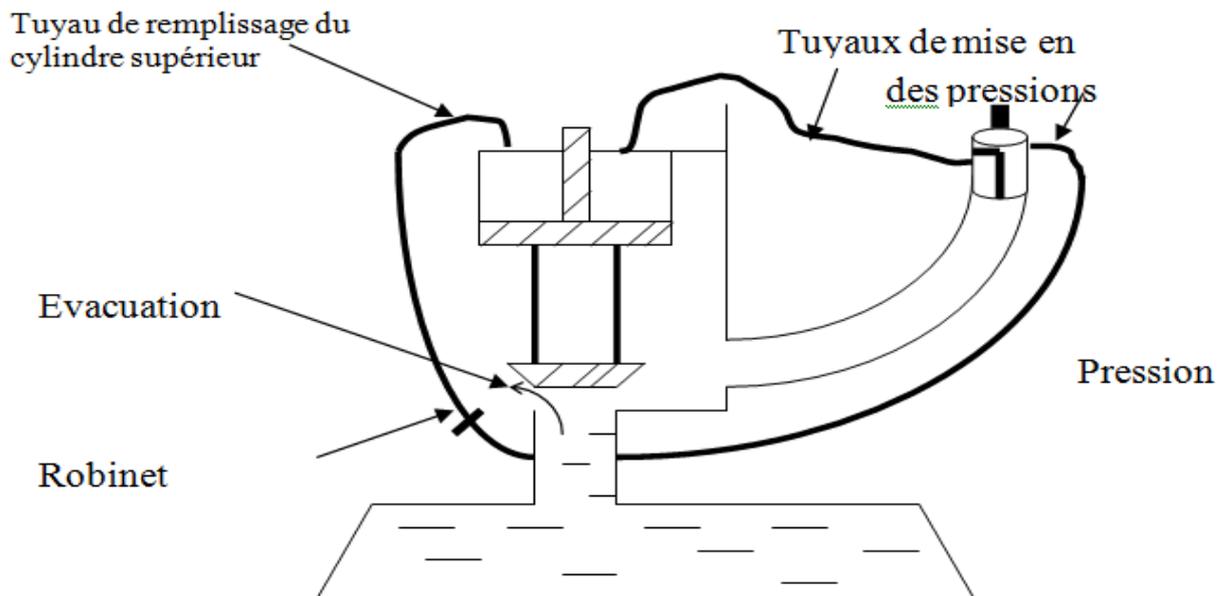


Figure V.1 : Soupape de décharge type LEZIER

### C. Les réservoirs d'air

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

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

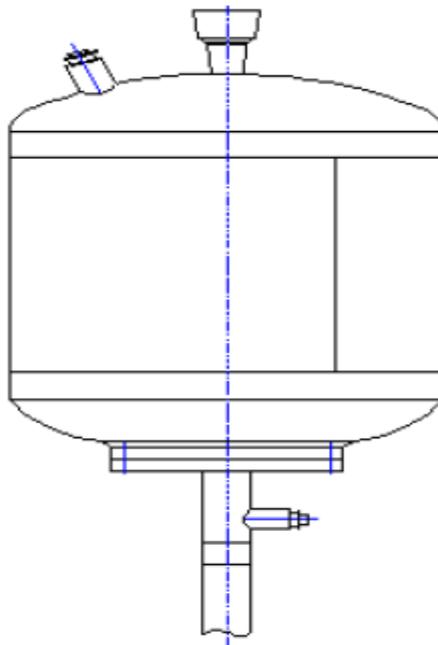
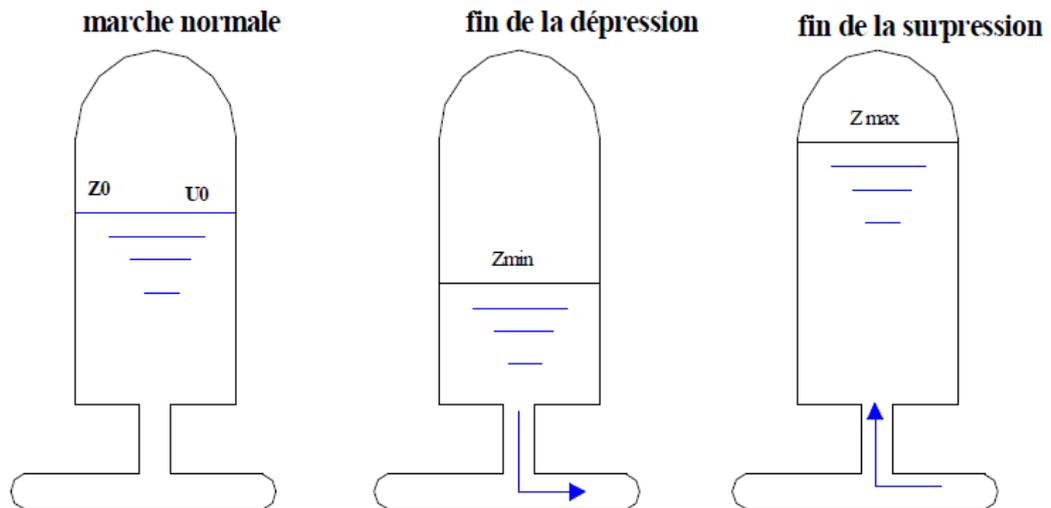


Figure V.2 : Réservoir d'air



**Figure V.3** : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

### D. Les cheminées d'équilibre

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

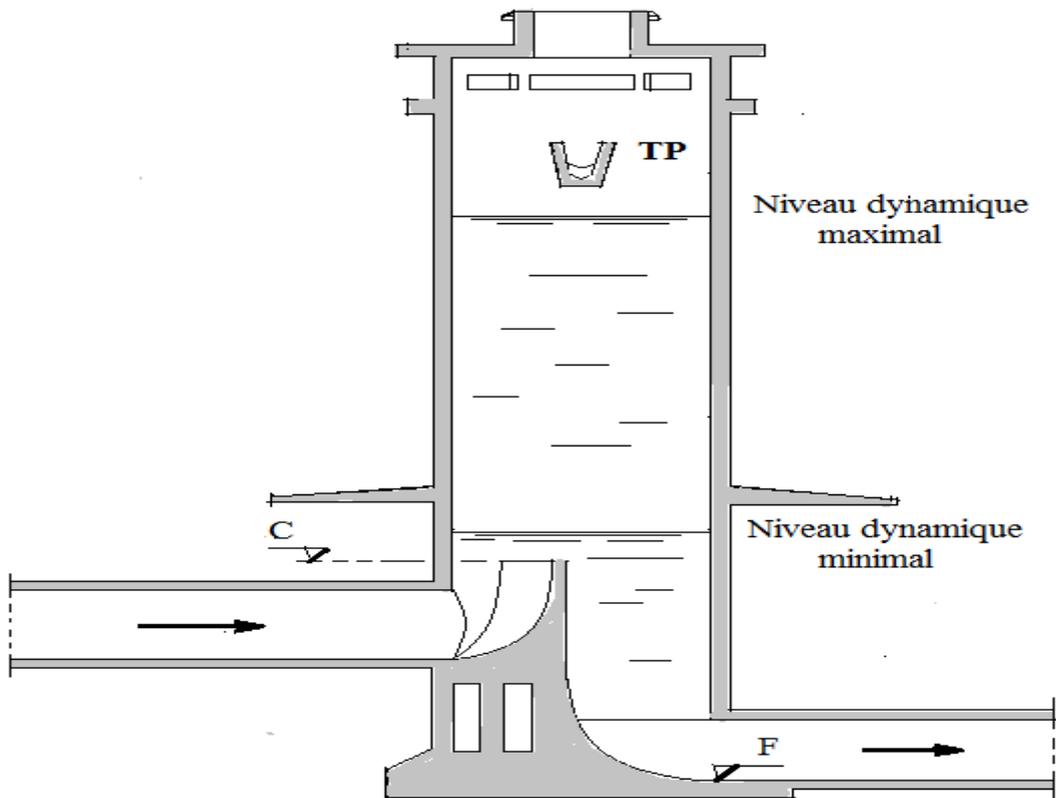


Figure V.4 : Schéma d'une cheminée d'équilibre

Tableau V.1 : Avantages et inconvénients des appareils anti-béliers

Appareils	Avantages	Inconvénients
Soupape de décharge	Coût limité Entretien et réglage facile Ne consomme pas d'énergie Indépendant d'une installation électrique	Nécessite un entretien et Un contrôle attentif (ressort). Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement

## Chapitre V: Protection des conduites.

Cheminée d'équilibre	Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes Mécaniques susceptibles de Fonctionnement défectueux). Durée de vie importante ; Indépendante d'une installation électrique ; Pas de pertes d'eau	Possibilités d'installation Limitées. Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).
Réservoir d'air	Bon fonctionnement ; Bonne sécurité ; Pas de pertes d'eau	Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. Coût élevé.
Volant d'inertie	Dispositif économique Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.	Consommation d'énergie Supplémentaire. Protection limitée par la Puissance du moteur et Les caractéristiques de démarrage. Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.

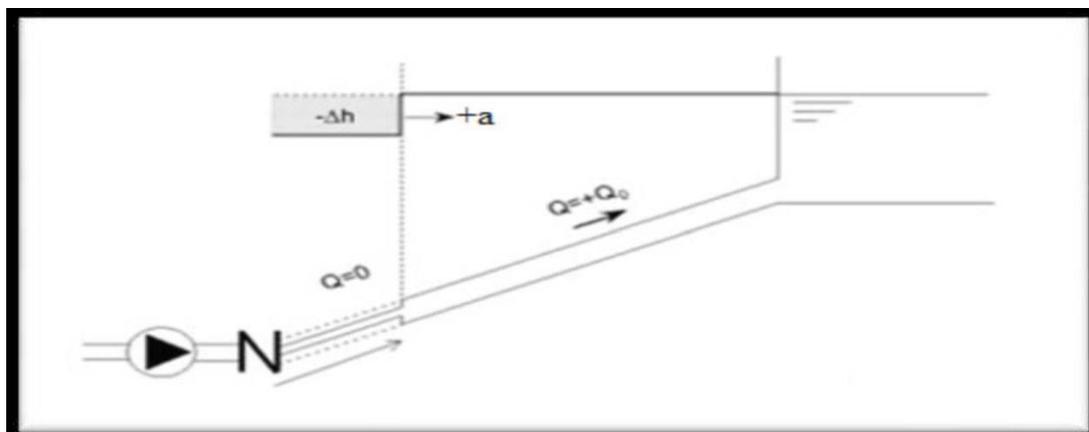
### V.2.6 Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Survient l'arrêt brusque ou instantané de l'écoulement quatre phases peuvent être envisagées :

➤ **Phase 01:**

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

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



**Figure V.5:** Première phase du coup de bélier

➤ **Phase 02 :**

## Chapitre V: Protection des conduites.

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

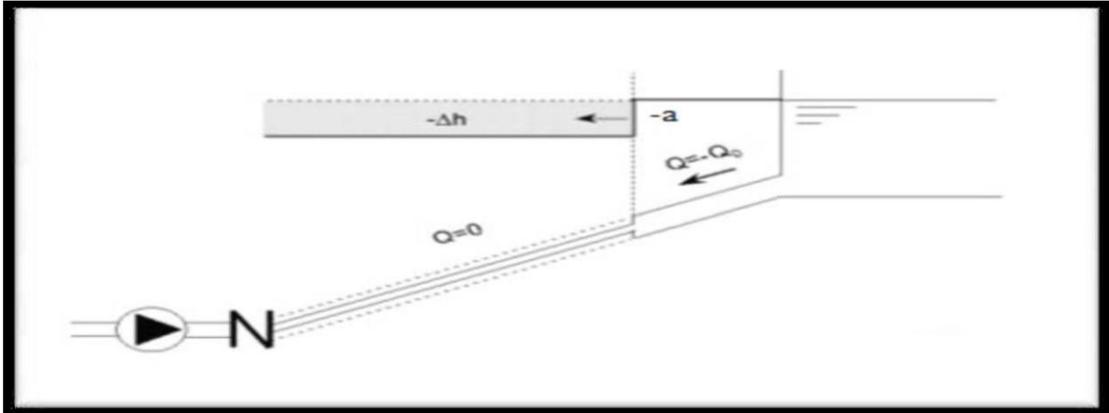


Figure V.6 : Deuxième phase du coup de bélier

### ➤ Phase03 :

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

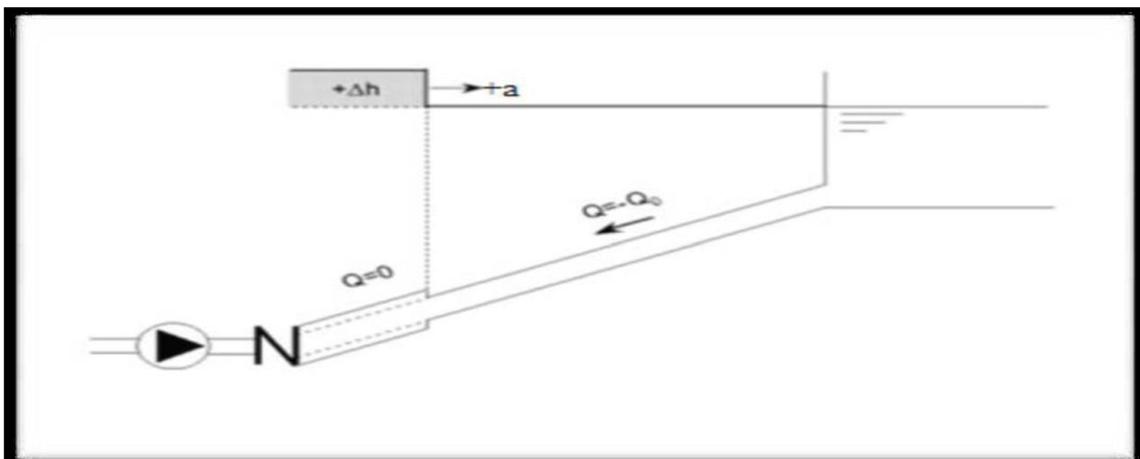


Figure V.7 : Troisième phase du coup de bélier

### ➤ Phase 04:

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

## Chapitre V: Protection des conduites.

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

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

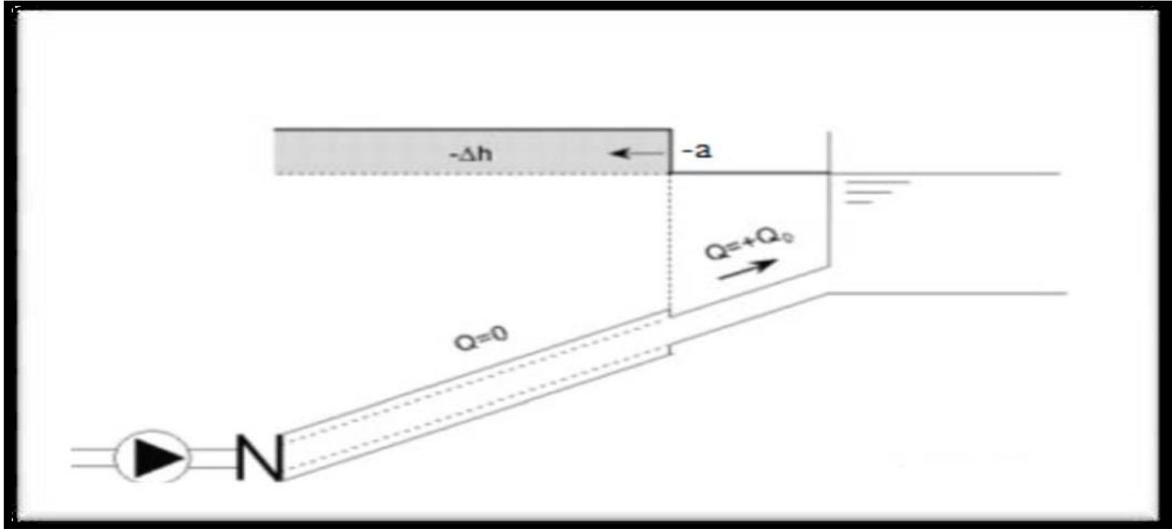


Figure V.8 : Quatrième phase du coup de bélier

### V.2.7 Etude du coup de bélier

Un calcul préliminaire s'effectue afin de contrôler la résistance de la conduite vis à vis à la dépression et à la surpression, sans oublier que cette conduite peut résister jusqu'à une certaine limite. Le calcul se fait comme suit :

- **Principe de fonctionnement du réservoir d'air :**

Le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air et, en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction du groupe électrique, le clapet se ferme. Puisque la pompe ne fournit plus de pression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir.

L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, il en résulte donc une succession de surpressions et de dépressions jusqu'à l'amortissement du phénomène.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

## Chapitre V: Protection des conduites.

Etant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions, et qu'il est simple à installer et facile à contrôler, notre choix se portera sur ce dispositif.

- **Remarque :**

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air pour les avantages qu'il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression
- il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement
- Il est simple à installer
- Bon fonctionnement
- Bonne sécurité
- Pas de pertes d'eau.

### V.2.8. Calcul des réservoirs d'air :

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de VIBERT**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

- **Méthode de BERGERON**

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

- ❖ **Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT**

- **Pour un fonctionnement normal on a :**

Le volume d'air  $U_0$  dans la cloche est donné par la formule suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gZ_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)}$$

Avec :

L : longueur de la conduite à protéger(m) ;

## Chapitre V: Protection des conduites.

$S$  : section de la conduite à protéger ( $m^2$ );

$V_0$  : vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement

$g$ : l'accélération de pesanteur.

$Z_0$  : la pression absolue au refoulement en m.c.e pratiquement égale à :

$$Z_0 = Hg + 10$$

Avec :

$Hg$  : la hauteur géométrique(m).

Et en posant :  $h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$

On aura :

$$U_0 = \frac{h_0}{Z_0} \frac{LS}{f(Z/Z_0)} \quad (\text{VI.3})$$

➤ **Dans le cas de coup de bélier :**

✓ La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \quad (\text{VI.4})$$

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

$g$ : l'accélération de pesanteur.

✓ La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

$C$ : célérité d'onde en (m/s), calculée par la formule de **SALAH. B** pour les conduites enterrées.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI.6})$$

Avec :1438.74946

## Chapitre V: Protection des conduites.

C: célérité d'onde en (m/s) ;

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

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

$E_m$  : module de Young du matériau de la conduite,  $E_m = 3 \cdot 10^9$  pour le PEHD;

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

$\nu_m$  : coefficient de poisson du matériau,  $\nu_m = 0,46$  pour le PEHD ;

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

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m) .

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe V.1})$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

$U_{\max}$  : volume du réservoir d'air.

### ➤ Application :

- Les données de base :

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau V.2 :** Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:

N° de Station	Type de Matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP 1	Acier	1400	1.53	2.44	6369.88	113.04

## Chapitre V: Protection des conduites.

<b>SP 2</b>	Acier	1600	2.01	1.88	1160.12	175.04
-------------	-------	------	------	------	---------	--------

### 1- Calcul de la célérité d'onde C :

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

**Tableau V.3:** Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement :

N° de station	K (*10 <sup>9</sup> )	P	a	$\nu_M$	$\nu_s$	E <sub>s</sub> (*10 <sup>8</sup> )	E <sub>m</sub> (*10 <sup>11</sup> )	e <sub>m</sub>	C
	(Pa)	(Kg/m <sup>3</sup> )	(m)	-	-	(Pa)	(Pa)	(m)	(m/s)
<b>SP 1</b>	2.07	1000	0.68	0.3	0.33	2	2	0.035	<b>1438.38</b>
<b>SP 2</b>	2.07	1000	0.78	0.3	0.33	2	2	0.045	<b>1438.55</b>

### 2- Calcul des capacités des différents réservoirs d'air :

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

**Tableau V.4:** Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement :

N° de station	Z <sub>0</sub> (m)	Z <sub>max</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	G(m/s <sup>2</sup> )	h <sub>0</sub>	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{\min}}{Z_0}$	U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )
<b>SP1</b>	123.04	480.32	2.44	9,81	0,30	2.44*10 <sup>-3</sup>	1.3*10 <sup>-2</sup>	0.64	127.23	198.79
<b>SP2</b>	185.04	460.73	1.88	9,81	0,18	3.73*10 <sup>-4</sup>	2.5*10 <sup>-3</sup>	0.62	58.29	94

## Chapitre V: Protection des conduites.

Et  $U_{\max}$ : volume du réservoir d'air.

Les valeurs retrouvées représente un grand volume d'air d'où une capacité importante du réservoir d'air, ces résultats sont logique car les pompes utilisées fournissent une Hmt considérable et une protection adéquate est indispensable.

Les volumes de ces réservoirs anti-bélier sont de **258 m<sup>3</sup>** pour SP (SDEM) et **122 m<sup>3</sup>** pour la station de reprise SR avec des volumes normalisés majoré de 30 % .

- soit trois réservoirs anti bélier de 66.33 m<sup>3</sup>pour SP1 et deux ballons pour SR de 61 m<sup>3</sup> , afin d'avoir un minimum d'encombrement.

### Recommandations :

En plus des réservoirs anti-bélier, la station de pompage sera équipée de soupapes anti bélier capables d'évacuer le débit de retour en cas de défaillance de l'anti-bélier.

A l'amont de chaque soupape sera mise en place une vanne de sectionnement avec possibilité de verrouillage mécanique en position 100 % ouverte ou 100 % fermée.

## V.3 Protection des conduites contre la corrosion

### V.3.1 Définition

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

### V.3.2 Facteurs de la corrosion

L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion :

- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO<sub>2</sub> et H<sub>2</sub>S, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.
- Le métal : les conduites en acier ou en fonte enterrées dans un milieu de potentiel différent seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée.

## Chapitre V: Protection des conduites.

- La vitesse de l'eau : l'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations (pour la Fonte et l'Acier la vitesse ne doit pas dépasser les **2m/s**, et pour le PEHD ça peut aller jusqu'à **3.5m/s** facilement).
- L'homme a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :
  - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai.
  - La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.
  - Hétérogénéité du terrain : la traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut influencer sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.
  - Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que la différence de potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

### V.3.3 Corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

### V.3.4 Corrosion interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des

## Chapitre V: Protection des conduites.

pires très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations, ensuite l'exécution des travaux devra être faite attentivement.

### V.3.5. Principaux types de protection contre la corrosion intérieure

- Revêtement intérieur au mortier de ciment
- Revêtement intérieur en polyuréthane

### V.3.5. Principaux types de protection contre la corrosion extérieure

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène



**Figure V.9:** Installations des tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène

### V.4. Protection Cathodique :

On doit protéger cathodiquement lorsque la résistivité moyenne du sol dans lequel sera posée la conduite descend au-dessous de la valeur de  $50\Omega\text{m}$ .

## Chapitre V: Protection des conduites.

Si on redoute la présence de courant vagabond, il faut se livrer une fois la conduite posée à des mesures de longue durée afin de détecter les zones d'entrée et des sorties du courant une telle protection consiste :

- Soit à constituer avec un métal plus électro - négatif que le fer une pile ou le fer jouera le rôle de cathode.
- Soit relier la conduite d'un part à une source d'Energie électrique extérieure et étude part à une anode enfouie dans le sol et destinée a se cordes

Considérons deux cas :

- Protection par anode réactive.
- Protection par soutirage de courant.

### V.3.6.1. Protection par anode réactive :

La conduite est reliée à une pièce de métal moins électropositif que le fer qui jouera le rôle de l'anode. Ces anodes réactives sont des cylindres de 15 à 30 kg en fouit dans le sol à 3 m de la conduite reliée par câble isolé.

### V.3.6.2. Protection par soutirage de courant :

Cette technique à reliée la conduite à protégée à la borne négative d'une source de courant contenu, la borne positive est reliée à une pièce de métal dans un milieu humide.

### V.3.6.3. Protection Interne :

pH : pour éviter la corrosion d'une conduite il y a toujours intérêt a élever le pH d'une eau tout en améliorent simultanément les possibilités de son oxygénations

- Teneur en oxygène dissous
- Vitesse de circulation de l'eau (modification des caractères physico-chimique de l'eau transporté) qui consiste à aérer l'eau élever le pH.
  - Une mise en œuvre d'un revêtement tel que :
    - Un enduit bitumeux.
    - Un enduit mail spéciale.

## V.5. Conclusion :

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. D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- ❖ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.

## **Chapitre V: Protection des conduites.**

- ❖ 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-retours ;
- ❖ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

# **ORGANISATION DE CHANTIE**

# Chapitre VI: Organisation du chantier.

## VI.1 Introduction :

. L'organisation de chantier c'est l'ensemble des taches et des travaux réalisés sur chantier en suivant des ordres et des lois bien déterminés pour réaliser les opérations de suivi de chantier et amélioré la gestion de chantier.

Notre objectif dans ce chapitre est de déterminer les étapes et le volume des travaux réalisés dans notre projet, les moyens (engins) utilisés pour assurer les meilleures conditions de travaux.

## VI.2 Suivi de chantier

### VI.2.1. Définition

Le suivie de chantier peut être défini par l'ensemble des mesures et les paramètres à prendre et surveiller afin que la réalisation d'une prestation de l'entreprise se réalise de la meilleure manière. il faut donc procéder à une mise en place d'indicateurs permettant de contrôler le cout et la qualité.

### VI.2.2. Etapes du suivi de chantier

- Contrôler techniquement ;
- Gérer le personnel ;
- Animer l'équipe ;
- Suivre le matériels, main d'œuvre, matériaux ;
- Contrôler l'avancement des travaux ;
- Contrôler les factures ;
- Gérer les relations entre les fonctionnaires de chantier ;
- Analyser les résultats (matériels, main d'œuvre, matériaux).

### VI.2.3. Importance du suivie de chantier

Le bon déroulement du chantier implique :

- Absence d'accident ;
- Control de planning ;
- Gestion de matériels et son utilisation ;
- Arrivage et contrôle positif des matériaux

## **Chapitre VI: Organisation du chantier.**

### **VI.3. Installations de chantier**

#### **VI.3.1. Installations destinées aux personnels :**

Englobe les dortoirs, réfectoires, locaux administratifs, vestiaires, sanitaires, locaux de divertissements, infirmerie, ces installations généralement sont destinés aux grands projets comme la construction des barrages...ect

#### **VI.3.2. Installations destinées au stockage des matériaux**

Les canalisations doivent être bien rangées pour éviter les fissurations de ces dernières et les bien transporter, empêcher les débris de se poser à l'intérieur des conduites, contrôler le lit de sable afin qu'il ne soit pas mélangé avec des pièces dures, ne pas laisser les accessoires en acier à la portée d'eau pour qu'il ne se corrode pas

#### **VI.3.3. Installations destinées à l'entretien et la réparation des engins**

Ce sont des ateliers de mécanique, électricité, dégraissage et lavage, ces ateliers doivent être soutenus par :

- Un magasin de pièces de rechange ;
- Station de carburant fixe ;
- Station de carburant mobile.

### **VI.4. Classification des chantiers**

#### **VI.4.1. Classification selon le lieu**

- Chantier en site urbain ;
- Chantier en site rural en plaine ;
- Chantier en site rural en montagne ;
- Chantier en site fluvial ;
- Chantier en site maritime ;
- Chantier en site souterrain ;
- Chantier en site à l'étranger

#### **VI.4.2. Classification selon la nature de travaux**

- Chantier de construction d'autoroute et de piste d'aérodrome ;
- Chantier de construction de grands ouvrages en béton (barrages, central nucléaire..);

## **Chapitre VI: Organisation du chantier.**

- Chantier de construction d'ouvrages d'art (ponts, les écluses..) ;
- Chantier de construction ferroviaire (chemin de fer, tramway...) ;
- Chantier de construction divers habitations, réservoirs ;
- Chantier de construction fluviale (canaux, digues..) ;
- Chantier de construction maritime (ports, jetées..) ;
- Chantier de construction souterraine (tunnels, galeries..) ;

### **VI.5. Terrassements**

#### **VI.5.1. Etapes de terrassements**

Il existe plusieurs étapes de terrassement et cela dépend du type de travaux réalisé, on cite les plus répandus et les plus généraux :

- Piquetage ;
- Déblais ;
- Transport ;
- Remblais ;
- Compactage ;
- Réglage.

Dans un projet d'alimentation en eau potable :

- Décapage de la couche végétale ou bien le goudron ;
- Excavation du sol ;
- Le lit de sable ;
- Pose des conduites ;
- Assemblage des conduites et des accessoires ;
- Essai hydraulique et de pression sur les canalisations ;
- Remblais.

#### **VI.5.2. Sols à terrasser**

On distingue deux catégories de sol :

##### **VI.5.2.1. Terrain meuble**

- Terrains légers comme la terre végétale, sable sec, graviers fin ;
- Terrains ordinaires comme la terre végétale humide, terre grasse mêlée de sable, sable humide ; sable humide. sable argileux compacte, graviers fin argileux, gros graviers.
- Terrains lourds comme terre grasse mêlée de pierre, terre argileuse, gros graviers argileux compacte argile, marne et éboulis dégagés.

## **Chapitre VI: Organisation du chantier.**

- Terrains très lourds comme l'argile humide, marne compacte, ardoise friable, pierres calcaire crevassées, rocher décomposer.

### **VI.5.2.2. Les terrains rocheux**

- Les roches tendres : calcaires tendres, craie, grés, l'ardoise compacte, les conglomérats ;
- Les roches dures : calcaires durs, certain granites, gneiss ;
- Les roches très dures : granites compacte, gneiss compacte, quartz quartzites, syénites, paraphyses, basaltes.

## **VI.6. Choix d'engins**

En général nous avons deux engins pour la conception du réseau d'alimentation en eau potable :

- La pelle en rétro pour les excavations et le chargement des déblais ;
- Les chargeurs pour les remblais des tranchés.

### **VI.6.1. La pelle en rétro**

Les pelles en retro conviennent à tous les types de terrains. Ils sont destinés à l'exécution des déblais et leur chargement. Leur cycle de travail se compose de :

- Temps de fouille ;
- Temps de transport ;
- Temps de déchargement ;
- Temps de remise en position des déblais.

### **VI.6.2. Le chargeur**

Il convient aux grands travaux, ce sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, il sert à charger les sols, les transporter, et les décharger.

## **VI.7. Travaux concernant l'adduction :**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- **Exécution des tranchées :**

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus (dans notre cas de 1/1). Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique

## Chapitre VI: Organisation du chantier.

et les déblais seront posés sur un coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

- **Construction des regards :**

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

- **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.

- **Pose des conduites :**

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

- **Remblayage des tranchées :**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

- **Nivellement et compactage :**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

### VI.8. Travaux concernant les réservoirs :

Dans la zone d'étude nous avons à construire six réservoirs dont quatre jumelés deux à deux. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- Excavation
- Pose du tout venant
- Coulage du béton de propreté
- Coulage du béton du radier
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes.

## Chapitre VI: Organisation du chantier.

### VI.8.1 Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

- Calcul des volumes de terrassement

#### 1-. Calcul du volume de décapage de la couche végétale ou le goudron

Pour pouvoir excaver le sol, on doit d'abord décaper la couche végétale ou le goudron et pour calculer le volume total de décapage, on utilise la formule suivante :

$$V_{dec} = L \times l \times e_d \quad (VI-1)$$

Avec :

L : Longueur de la conduite [m] ;

l : Largeur de la conduite [m] ;

$e_d$  : Hauteur de décapage qui varie entre 10 cm a 20 cm.

- Le calcul de la largeur de tranchée se fait comme suit :

$$l = (d \times 2) + D \quad (VI-2)$$

Avec :

d : Distance entre la conduite et le fruit de talus qui est à 0.5 m ;

D : Diamètre de la conduite [m].

Le tableau suivant représente le volume total de décapage de couche végétale ou goudron

**Tableau VI-1:** Volume de décapage la couche végétale ou goudron.

Diamètre D[mm]	Longueur de la conduite L [m]	Largeur de la tranchée l[m]	Hauteur de décapage $e_d$ [m]	Volume du décapage de la couche [m <sup>3</sup> ]
1400	6369.88	2.4	0,15	2293.16
1600	1160.12	2.6	0.15	452.45

## Chapitre VI: Organisation du chantier.

Nous avons trouvé un volume de décapage total qui est égale à **2745.61 m<sup>3</sup>**.

### 2. Excavation des tranchées

Après le calcul du volume de décapage on entame le calcul du volume d'excavation, pour une seule conduite on le calcule comme suit :

$$V_e = l \times H \times L \quad (\text{VI-3})$$

Avec :

H : la profondeur de la tranchée qu'on calcule à l'aide de la formule suivante :

$$H = e_s + D + h \quad [\text{m}] \quad (\text{VI-4})$$

Avec :

$e_s$ : Hauteur du lit de sable qu'on la prend 0.1 m;

$h$  : Hauteur du remblais, on prend 1m.

Dans le cas où nous avons une seul conduites (conduite d'adduction) on calcule la largeur avec la formule suivante :

$$l = (d \times 2) + D \quad [\text{m}] \quad (\text{VI-5})$$

**Tableau VI-2 :** *Volume d'excavation de la tranchée.*

Diamètre D[mm]	Longueur de la conduite L [m]	Largeur de la tranchée l[m]	La profondeur de la tranchée[m]	Volume d'excavation de des tranchées [m <sup>3</sup> ]
1400	6369.88	2.4	2.5	39 811.75
1600	1160.12	2.6	2.7	8144.04

Nous avons trouvé un volume d'excavation qui est égale à **47955.79 m<sup>3</sup>**.

### 3. Calcul du lit de sable

Nous devons calculer le volume du lit de sable qui est très important dans la pose canalisation et qui permet de protéger les conduites, pour pouvoir déterminer le volume total de terrassement pour réaliser le projet, et on l'obtient comme suit :

$$V_s = e_s \times l \times L \quad (\text{VI-6})$$

Avec :

$e_s$ : Hauteur du lit de sable qu'on la prend 0.1 m ;

L : Longueur de la conduite ;

## Chapitre VI: Organisation du chantier.

l : Largeur de la tranchée.

Le tableau suivant représente le volume du lit de sable utilisé :

**Tableau VI-3 : Volume du lit de sable**

Diamètre D[mm]	Longueur de la conduite L [m]	Largeur de la tranchée l[m]	Hauteur du lit de sable[m]	Volume du lit de sable [m <sup>3</sup> ]
1400	6369.88	2.4	0,1	1528.77
1600	1160.12	2.6	0.1	301.63

Nous avons trouvé un volume du lit de sable égale à **1830.40 m<sup>3</sup>**.

### 4. Calcul du remblai

Nous allons calculer le volume du remblai en utilisant la formule suivante :

$$V_r = V_e - [V_s + V_c] \quad (\text{VI-7})$$

Avec :

$V_e$ : Volume d'excavation [m<sup>3</sup>];

$V_s$ : Volume du lit de sable [m<sup>3</sup>];

$V_c$ : Volume de la conduite [m<sup>3</sup>].

$$V_c = \frac{\pi \times D^2 \times L}{4} \quad (\text{VI-8})$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

## Chapitre VI: Organisation du chantier.

Tableau VI-4 : Volume du remblai.

Diamètre D[mm]	Longueur de la conduite L [m]	Largeur de la tranchée l[m]	Volume d'excavation [m <sup>3</sup> ]	Volume de décapage [m <sup>3</sup> ]	Volume du lit de sable [m <sup>3</sup> ]	Volume de la conduite [m <sup>3</sup> ]	Volume du remblai [m <sup>3</sup> ]
<b>1600</b>	6369.88	2.4	39 811.75	2293.16	1528.77	9805.66	<b>28 477.32</b>
<b>1400</b>	1160.12	2.6	8144.04	452.45	301.63	2332.55	<b>5 509.86</b>

Nous avons trouvé un volume de remblai de **33 987.18 m<sup>3</sup>**.

### 5. Calcul du volume excédentaire

Pour trouver le volume excédentaire nous utilisons la formule suivante :

$$V_{ex} = V_f - V_r \quad (\text{VI-9})$$

Avec :

$V_f$ : Volume du sol foisonné [m<sup>3</sup>] ;

$V_r$ : Volume du remblai [m<sup>3</sup>] avec :

$$V_f = V_e \times k_f \quad (\text{VI-10})$$

Avec :

$k_f$ : Coefficient de foisonnement dépend de la nature du sol = 1.3.

Tableau VI-5 : Volume excédentaire.

Volume d'excavation [m <sup>3</sup> ]	Volume foisonné [m <sup>3</sup> ]	Volume du remblai [m <sup>3</sup> ]	Volume excédentaire [m <sup>3</sup> ]
39 811.75	51 755.27	28477.32	<b>23 277.95</b>
8144.04	10 587.25	5509.86	<b>5077.39</b>

Nous avons trouvé un volume excédentaire de **28 355.34 m<sup>3</sup>**

### VI.9. Les volumes totaux de terrassements

Le tableau suivant récapitule tous les volumes calculés dans ce chapitre :

## Chapitre VI: Organisation du chantier.

**Tableau VI-6 :** Tableau récapitulatif des volumes total de terrassements.

Volume d'excavation [m <sup>3</sup> ]	Volume de décapage [m <sup>3</sup> ]	Volume du lit de sable [m <sup>3</sup> ]	Volume du remblai [m <sup>3</sup> ]	Volume excédentaire [m <sup>3</sup> ]
<b>47955.79</b>	<b>2745.61</b>	<b>1830.40</b>	<b>33 987.18</b>	<b>28 355.34</b>

### VI.10. Devis estimatif

Nous allons clôturer le chapitre avec un devis estimatif du projet d'alimentation en eau potable :

**Tableau VI.7 :** Devis de principaux travaux de terrassements, génie civil et équipement de la station de pompage des réservoirs ( SDEM – Réservoir Ténès).

Désignation	Quantité (ml)	Montant(DA)
Fourniture, transport, pose et essais de canalisation diamètre <b>1400</b> avec toutes sujétions	6369.88	548 568 000
Gros appareillage	U	32 000 000
Petit appareillage	U	56 400 000
Fourniture, transport, pose et essais de canalisation de diamètre <b>1600</b> avec toutes sujétions	1160.12	1 200 950 200
Gros appareillage	U	42 000 000
Petit appareillage	U	156 482 000
Travaux de génie civil (coffrages, bétons, armatures, étanchéités et travaux divers) de la station de pompage de TENES	U	69 938 757
Equipements électriques et télégestion	U	252 924 313
Fournitures et pose de 4 GEP 4524 m <sup>3</sup> /h HMT 134 m	U	115 287 940
<b>Montant global</b>		<b>2 561 233 310</b>
	TVA (19 %)	<b>48663432.9</b>
	TTC	<b>2 609 896 743</b>

### VI.11. Les Engins :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

#### VI.11.1. Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

- La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :
- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci après)



**Figure VI.1 : Pelle hydraulique**

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

### **VI.11.2. Les Dozer :**

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

## Chapitre VI: Organisation du chantier.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VI.2 : Bulldozer

### VI.11.3. Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VI.3 : Chargeur

### VI.11.4. Compacteur (vibrateur de sol)

## Chapitre VI: Organisation du chantier.

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure. VI.4 : Compacteur Mono



Figure. VI.5 : compacteur manuel (pilonneuse)

## **Chapitre VI: Organisation du chantier.**

### **Conclusion**

Afin de bien veiller à ce que le chantier se déroule dans les meilleures conditions, il faut bien organiser le chantier pour obtenir un meilleur rendement, et c'est ce que nous avons vu dans ce chapitre qui décrit les étapes d'organisation de chantier, et le calcul des volumes de travaux, ainsi que le devis estimatif du projet que nous avons trouvé un montant de 2 561 233 310 DA approximativement

# **CONCLUSION GENERALE**

## ***CONCLUSION GENERALE***

Ce mémoire de fin d'étude a été consacré principalement à l'étude de pompage de la station de dessalement Ténès vers le réservoir de stockage, traitant au passage tous les aspects nécessaires à la réalisation d'un tel projet.

Afin de pallier à un éventuelle disfonctionnement pouvant survenir au cours de l'exploitation, il est recommandable de faire appel, dans la mesure du possible, aux produit et aux matériaux locaux. Ce qui justifie notre choix de l'Acier comme matériau de construction pour l'adduction du présent projet. En plus des grands diamètres qu'il offre.

Dans le but de refouler le débit de  $200000\text{m}^3$  par jours vers le réservoir de stockage et à partir de la station de dessalement de Ténès sur une longueur de 7500 m, notre considération de l'aspect technico-économique nous a impliqué l'utilisation de diamètres respectifs de 1400mm et de 1600mm. Nous avons projeté une station de pompage de type bloc à proximité de la station de dessalement équipée de quatre pompes axiales et identiques dont l'une est de secours. Nous projetons aussi une station de reprise à une distance de 6369m de la première station de pompage qui est de type bloc et comportera le même nombre de pompes refoulant le même débit à une hauteur manométrique différente.

La protection des canalisations de l'adduction est une opération aussi importante que le dimensionnement hydraulique et mécanique, car un bon dimensionnement à lui seul ne suffit pas à garantir la longévité de la conduite et sa sécurité, dans ce cadre nous prévoyons une des protections contre le coup de Bélier par l'installation de réservoirs d'air à la sortie des stations de pompage de capacité totales respectives de  $258\text{m}^3$  pour la station principale et de  $122\text{m}^3$  pour la station de reprise. Nous prévoyons aussi une protection interne des conduites

# Bibliographie

1. **BOUALEM, SALAH.** Alimentation en eau potable des agglomérations . 2014.
2. **maghrebpipe.** *maghrebpipe*. [Online] 2018. <http://www.maghrebpipe.com/>.
3. **YONABA, Roland O.** ADDUCTION D'EAU POTABLE. [Online]
4. **Eaux de la faye.** [Online] 2018. <http://siaep.faye.free.fr/reseau/reservoirs/reservoirs.html>.
5. Caractéristiques de tranchées pour des tuyaux plastiques enterrés. [Online]  
<http://www.blogplastics.com/fr/caracteristiques-de-tranchees-pour-des-tuyaux-plastiques-enterres/>.
6. **DUPONT, A.** "*Hydraulique urbaine*" Tome II. Paris : Eyrolles, 1977.
7. **BENNIS, SAAD.** *Hydraulique et hydrologie*. 2009.
8. Les engins de Terrassement pour vos travaux. *tracktor*. [Online] <https://tracktor.fr/blog/les-engins-de-terrassement-pour-vos-travaux>.

## Annexe I

### Annexe I.2 :

**Tableau:** Paramètres avec valeurs indicatives (Normes algériennes du ministre des ressources en eau depuis 22 mars 2011)

GROUPE DE PARAMETRE	Paramètres	Unités	Valeurs indicatives
Paramètres physico-chimiques en relation avec la structure naturelle des eaux	PH	Unité pH	$\geq 6.5$ et $\leq 9.5$
	Conductivité	$\mu\text{S}/\text{cm}$ à 20°C	2800
	Température	°C	25
	Dureté	mg/l en CaCO <sub>3</sub>	200
	Alcalinité	mg/l en CaCO <sub>3</sub>	500
	Calcium	mg/l en CaCO <sub>3</sub>	200
	Chlorures	mg/l	500
	Potassium	mg/l	12
	Résidu sec	mg/l	1500
	Sodium	mg/l	200
	Sulfates	mg/l	400
Paramètres organoleptiques	Couleur	mg/l Platine	15
	Turbidité	NTU	5
	Odeur 12°C	Taux dilution	4
	Saveur 25°C	Taux dilution	4
Paramètres chimiques	Aluminium	mg/l	0,2
	Ammonium	mg/l	0,5
	Baryum	mg/l	0,7
	Bore	mg/l	1
	Fer total	mg/l	0,3
	Fluorures	mg/l	1,5
	Manganèse	$\mu\text{g}/\text{l}$	50
	Nitrates	mg/l	50
	Nitrites	mg/l	0,2
	Oxydabilité	mg/l O <sub>2</sub>	5
	Phosphore	mg/l	5
	Acrylamide	$\mu\text{g}/\text{l}$	0,5
Antimoine	$\mu\text{g}/\text{l}$	20	

	Argent	µg/l	100
	Arsenic	µg/l	10
	Cadmium	µg/l	3
	Chrome total	µg/l	50
	Cuivre	mg/l	2
	Cyanure	µg/l	70
<b>GROUPE DE PARAMETRE</b>	<b>Paramètres</b>	<b>Unités</b>	<b>Valeurs indicatives</b>
	Mercure	µg/l	6
	Nickel	µg/l	70
	Plomb	µg/l	10
	Sélénium	µg/l	10
	Zinc	mg/l	5
	Hydrocarbures polycycliques aromatique (H.P.A) totaux	µg/l	0,2
	Phénols	µg/l	0,5
	Pesticides (Totaux)	µg/l	0,5
	Bromates	µg/l	10
	Chlore	mg/l	5
	Chlorite	mg/l	0,07
	Trihalométhane (THM) (Total)	µg/l	100
<b>Radionucléides</b>	Particules alpha	Picocurie/l	15
	Particules bêta	Millirems/an	4
	Tritium	Bequerel/l	100
	Uranium	µg/l	15
	Dose totale indicative (DTI)	(mSv/an)	0,1

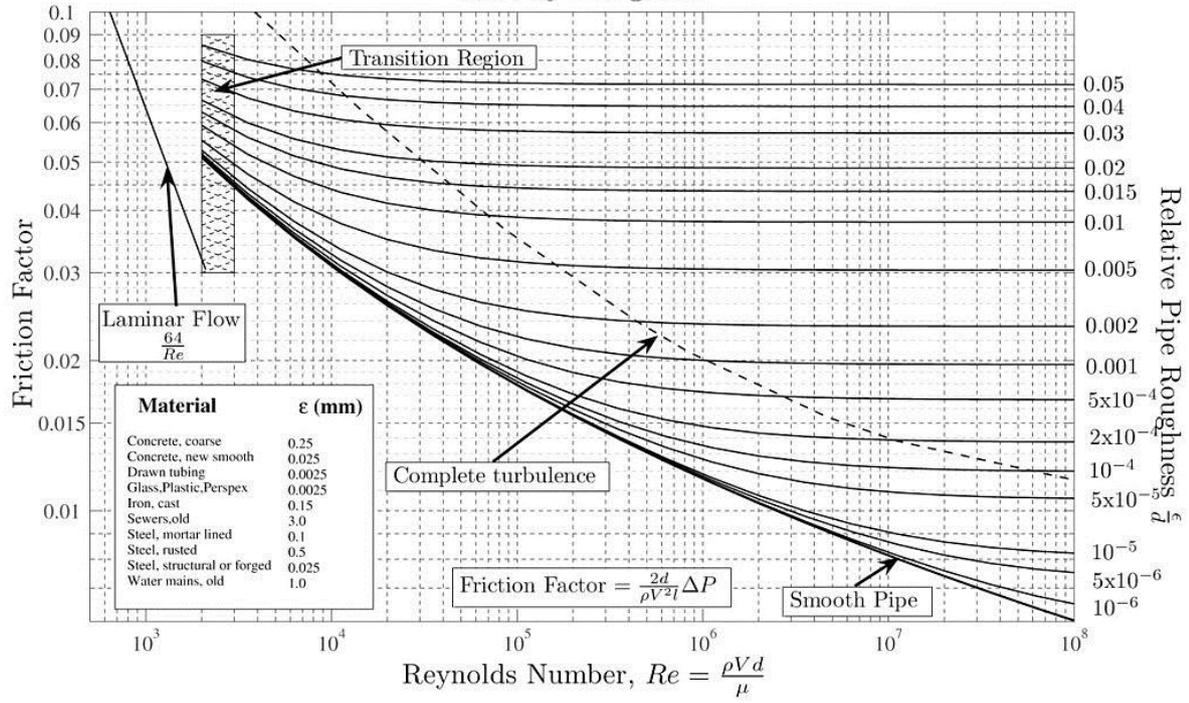
**Tableau** : Paramètres microbiologiques (Normes algériennes du ministre des ressources en eau depuis 22 mars 2011)

<b>de Groupe paramètres</b>	<b>Paramètres</b>	<b>Unités</b>	<b>Valeurs limites</b>
<b>Paramètres microbiologiques</b>	Escherichia Coli	nb /100ml	0
	Entérocoques	nb /100ml	0
	Bactéries sulfitoréductrices y compris les spores		

## Annexe II

Annexe II.1 :

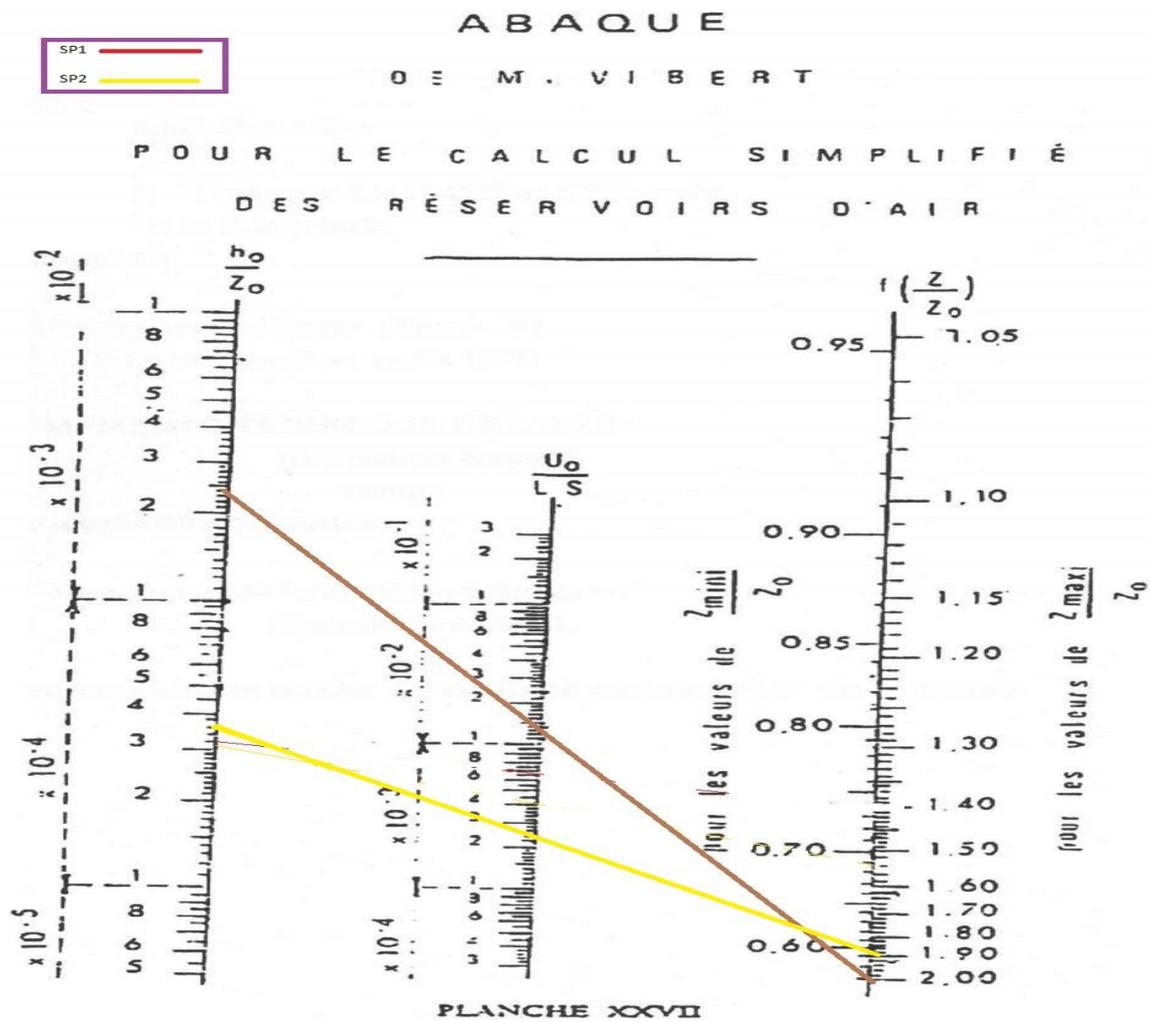
### Abaque de COLEBROOK Moody Diagram



## Annexe III

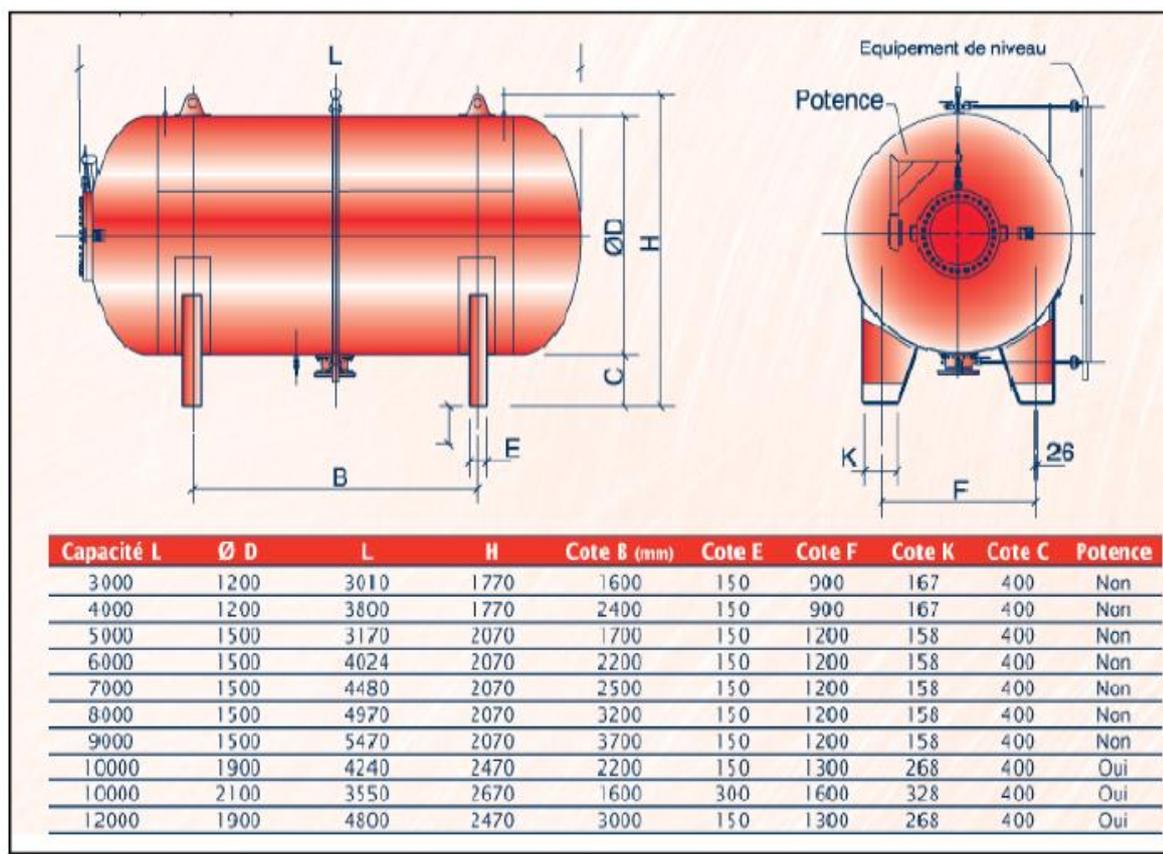
Annexe V.1 :

# Abaque de VIBERT



Annexe IV.2 :

Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE



**Annexe V.3 :**

Tableau des caractéristiques de fonctionnement des soupapes NEYRTEC

DN 50 mm					DN 80 mm					DN 125 mm					DN 200 mm				
Ø Ressort mm	Pression d'étanchéité max. mca	Débit max. l/s	Pression soupape ouverte mce	Surpression correspondante mce	Ø Ressort mm	Pression d'étanchéité max. mca	Débit max. l/s	Pression soupape ouverte mce	Surpression correspondante mce	Ø Ressort mm	Pression d'étanchéité max. mca	Débit max. l/s	Pression soupape ouverte mce	Surpression correspondante mce	Ø Ressort mm	Pression d'étanchéité max. mca	Débit max. l/s	Pression soupape ouverte mce	Surpression correspondante mce
					6	9	51	15	6	10	11	133	17	6	16	11	342	17	6
					8	18	68	26	8	12	17	160	24	7	18	14	386	21	7
					10	31	85	41	10	14	24	187	33	9	20	18	428	26	8
6	28	32	38	10	14	67	119	80	13	16	33	214	43	10	22	23	470	32	9
8	54	43	67	13	18	89	136	105	16	25	89	334	104	15	25	31	534	41	10
10	89	53	105	16	25	108	149	126	18	32	108	364	125	17	28	38	583	49	11
12	124	62	143	19	32	144	170	163	19	40	144	428	171	20	36/25				
14	183	75	205	22	40	176	187	198	22	50	176	480	216	22	40/25	104	947	129	25
16	243	85	268	25	50	231	213	256	25	60	231	535	268	25	40/28	120			
18	294	93	322	28	60	277	232	304	27	70	277	590	328	39	40/38	130	1040	156	26
20	387	107	418	31	70	387	272	418	31	80	387								
22	472	117	506	34	80	494	306	529	35	90	494	620	351	41					
25	614	133	653	39	90	614	331	618	38	100	614	650	397	41					
28	735	145	779	44	100	735			44										

<input checked="" type="checkbox"/> Corps A	<input checked="" type="checkbox"/> Corps B	<input checked="" type="checkbox"/> Corps C	<input checked="" type="checkbox"/> Corps D
---	---	---	---

Annexe V.4 :

Les dimensions de la soupape de type NEYRTEC

DN 50 mm					DN 80 mm					DN 125 mm					DN 200 mm									
Ø Ressort mm	Pression d'étanchéité max. mca	Débit max. l/s	Pression soupape ouverte mce	Surpression correspondante mce	Ø Ressort mm	Pression d'étanchéité max. mca	Débit max. l/s	Pression soupape ouverte mce	Surpression correspondante mce	Ø Ressort mm	Pression d'étanchéité max. mca	Débit max. l/s	Pression soupape ouverte mce	Surpression correspondante mce	Ø Ressort mm	Pression d'étanchéité max. mca	Débit max. l/s	Pression soupape ouverte mce	Surpression correspondante mce					
					6	9	51	15	6	10	11	133	17	6	16	11	342	17	6					
					8	18	68	26	8	12	17	160	24	7	20	18	428	26	8	18	14	386	21	7
					10	31	85	41	10	14	24	187	33	9	22	23	470	32	9	25	31	534	41	10
6	28	32	38	10	10	31	85	41	10	14	24	187	33	9	22	23	470	32	9					
8	54	43	67	13	12	44	100	56	12	20	55	266	67	12	32	55	685	67	12					
					14	67	119	80	13	22	67	294	81	14	36	71	770	85	14					
10	89	53	105	16	16	89	136	105	16	25	89	334	104	15	40	89	855	105	16					
					18	108	149	126	18	28	108	364	125	17	40/25									
12	124	62	143	19	20	144	170	163	19	32	151	428	171	20	40/25	104	947	129	25					
14	183	75	205	22	22	176	187	198	22	36	194	480	216	22	40/25	120								
16	243	85	268	25	25	231	213	256	25	40	243	535	268	25	40/28	115	990	142	27					
18	294	93	322	28	28	277	232	304	27	40/25	289	590	328	39	40/38	130	1040	156	26					
20	387	107	418	31	32	387	272	418	31	40/25	331													
22	472	117	506	34	36	494	306	529	35	40/28	320	620	351	41										
25	614	133	653	39	40	580	331	618	38	40/28	355	650	397	41										
28	735	145	779	44																				

X	Corps A	X	Corps B	X	Corps C	X	Corps D
---	---------	---	---------	---	---------	---	---------

par un revêtement contre la corrosion et une protection cathodique externe. la corrosion.

Enfin nous pouvons estimer que la réalisation de notre projet pourra se faire avec un cout de 2 609 896 743 DA.

Nous devons retenir de ce projet qu'un bon dimensionnement du système d'adduction, des ouvrages de stockages et des équipements hydromécaniques ne suffisent pas pour une bonne exploitation, une gestion rigoureuse du système est indispensable pour un meilleur rendement et encore assurer la longévité du projet. Comme il est nécessaire que les exploitants de projet accordent une importante à la maintenance des équipements du projet afin d'assurer la longévité du projet.