

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 en eau potable de la commune de Menaceur a partir de Sidi Amar (w. Tipaza).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0002-17

APA Citation (توثيق APA):

Belkalem, Sofiane (2017). Etude d'adduction en eau potable de la commune de Menaceur a partir de Sidi Amar (w. Tipaza)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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**

**ETUDE D'ADDUCTION EN EAU POTABLE  
DE LA COMMUNE DE MENACEUR  
A PARTIR DE SIDI AMAR (W.TIPAZA)**

**Présenté Par :**

**BELKALEM Sofiane**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
Mr KAHLERRAS Djillali	M.C.B	Président
Mr HEBBOUCHE Abdelhamid	M.A.A	Examineur
Mme KADI Latifa	M.A.A	Examineur
Mme HOULI Samia	M.A.A	Examineur
Mr AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Promoteur

**Session Juin – 2017 H.U.**

# **Remerciements**

**Louange à Dieu, le miséricordieux, sans lui rien de tout cela n'aurait pu être.**

**Je remercie le bon Dieu pour m'avoir orienté vers le chemin du savoir et m'avoir ouvert les portes de la science.**

**Je tiens à saisir cette occasion pour adresser ma profonde reconnaissance à Mr AMMARI Abdelhadi, mon encadreur de mémoire de fin d'études, pour ses précieux conseils et son orientation ficelée durant l'accomplissement de ce modeste travail.**

**J'adresse mes sincères remerciements à Mr ABDERRAHMANI Badreddine et Mr AZAZ Sofiane, qui, sans leur contribution, ce travail n'aurait probablement pas vu le jour ; Je les remercie également pour la bonne humeur et la patience qu'ils ont éprouvé à mon égard.**

**Je remercie aussi tous les professeurs, intervenants ainsi que toutes les personnes qui par leurs apports, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et répondre à toutes mes questions durant toute la période de réalisation de mon mémoire.**

**SOFIANE BELKALEM**



## *Je dédie ce mémoire à ...*

### ❖ *Mes parents :*

- *Ma mère, qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, elle qui représente pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a cessé de m'encourager et de prier pour moi avec une bénédiction qui m'a été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Pour toute ton assistance et ta présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.*
  
- *Mon père, qui peut être fier aujourd'hui et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, la bonne éducation et ton soutien permanent.*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous chers parents.*

❖ Mes deux sœurs, qui n'ont cessé de penser à moi et à mon bien-être, des exemples de générosité et d'affection.

▪ Ma grande sœur, mon ange gardien qui m'a toujours surveillé de près ou de loin, mon fidèle compagnon dans les moments les plus délicats de cette vie mystérieuse.

▪ Ma chère petite sœur, présente à chaque moment par ses belles surprises et histoires sucrées. Je te souhaite un avenir plein de joie, de bonheur, de réussite et de sérénité.

Je vous exprime à toute les deux à travers ce travail mes sentiments de fraternité et d'amour.

❖ Ma grand-mère, en témoignage de l'attachement, de l'amour et de l'affection que je porte pour toi. Je te dédie ce travail avec tous mes vœux de santé morale et physique.

❖ Mes amis, au nom de l'amitié qui nous uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons passé ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

❖ Mes professeurs de l'ENSH qui doivent voir dans ce travail la fierté d'un savoir bien acquis.

Sofiane B.

## ملخص

نظرا للعجز في توفر المياه الصالحة للشرب الذي تعاني منه بلدية مناصر، ولاية تيبازة، خاصة في فصل الصيف ، تخطط المصالح المعنية لسيال إقامة مشروع تزويد انطلاقا من قناة تحويل مياه محطة تحلية مياه البحر بفوكة ومحطة تصفية مياه سد بوكردان ببلدية سيدي عمار، لتلبية احتياجات مياه الشرب في المنطقة المذكورة.

هذه المذكرة ستشتمل كل الدراسات الضرورية، بداية من نقل المياه و حتى تخزينها على مستوى مختلف مخازن المياه بمناصر.

## Résumé

Au vu du déficit en eau potable que subit la commune de Menaceur, Wilaya de Tipaza et principalement en période estivale, les services concernés de la SEAAL prévoient un projet d'alimentation à partir de la conduite de transfert d'eau dessalée de la station de Fouka et de la station de traitement des eaux du barrage de Boukerdane de Sidi Amar afin de satisfaire les besoins en eau potable de ladite zone.

Ce mémoire comprendra toutes les études nécessaires, depuis l'acheminement de l'eau jusqu'à son stockage au niveau des différents réservoirs de la commune de Menaceur.

## Abstract

Given the drinking water's deficit suffered by the town of Menaceur, Wilaya of Tipaza especially in summer, the SEAAL's concerned departments plan a project of water supply starting from the transfer of seawater desalination station of Fouka and the water treatment station of dam Boukerdane of Sidi Amar to meet the drinking water needs of that zone. This work contains all the necessary studies, starting from the delivery of water to its storage in the different supply tanks of Menaceur's town.

INTRODUCTION .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.2. SITUATION TOPOGRAPHIQUE .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.3. SITUATION HYDROGEOLOGIQUE.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.4. SITUATION CLIMATIQUE.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
I.5. SITUATION HYDRAULIQUE.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
CONCLUSION .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE MENACEUR ...	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.1. ESTIMATION DE L'EVOLUTION DE LA POPULATION .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.2. CATEGORIES DES BESOINS.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.3. EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.4. VARIATIONS DE CONSOMMATION JOURNALIERE.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
II.5. VARIATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
CONCLUSION .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III. ETAT DU SYSTEME EXISTANT DANS LA COMMUNE DE MENACEUR ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.1. ETAT ACTUEL DU SYSTEME D'AEP DE LA ZONE D'ETUDE	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
III.2. BILAN DE PRODUCTION ET BESOINS.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
CONCLUSION .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV. ETUDE DES RESERVOIRS DE LA COMMUNE DE MENACEUR.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.1. ROLES DES RESERVOIRS .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.2. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.3. EMPLACEMENT DES RESERVOIRS .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.4. EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.5. CAPACITES DES RESERVOIRS.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.6. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IV.7. CARACTERISTIQUES DES RESERVOIRS.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
CONCLUSION .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

V. DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION DE LA COMMUNE DE MENACEUR A PARTIR DE SIDI AMAR .....**Erreur ! Signet non défini.**

- V.1. TYPES D'ADDUCTIONS RENCONTREES EN PRATIQUE .....**Erreur ! Signet non défini.**
- V.2. CRITERES DE CHOIX DU TRACE .....**Erreur ! Signet non défini.**
- V.3. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE.....**Erreur ! Signet non défini.**
- V.4. PROPOSITION DE VARIANTES .....**Erreur ! Signet non défini.**
- V.5. CHOIX DE LA VARIANTE .....**Erreur ! Signet non défini.**
- V.6. CALCUL DES DEBITS .....**Erreur ! Signet non défini.**
- V.7. CHOIX DU MATERIAU DES CONDUITES .....**Erreur ! Signet non défini.**
- V.8. CALCUL HYDRAULIQUE .....**Erreur ! Signet non défini.**
- V.9. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ADDUCTION PAR REFOULEMENT **Erreur ! Signet non défini.**
- V.10. ACCESSOIRES.....**Erreur ! Signet non défini.**
- V.11. SOURCES D'EAU .....**Erreur ! Signet non défini.**
- CONCLUSION .....**Erreur ! Signet non défini.**

VI. DIMENSIONNEMENT DES STATIONS DE POMPAGE DE L'ADDUCTION DE MENACEUR  
**Erreur ! Signet non défini.**

- VI.1. QUELQUES NOTIONS SUR LA POMPE .....**Erreur ! Signet non défini.**
- VI.2. COUPLAGE DES POMPES.....**Erreur ! Signet non défini.**
- VI.3. CHOIX DU NOMBRE DE POMPE .....**Erreur ! Signet non défini.**
- VI.4. COURBE CARACTERISTIQUE D'UNE CONDUITE DE REFOULEMENT .. **Erreur ! Signet non défini.**
- VI.5. POINT DE FONCTIONNEMENT DES POMPES .....**Erreur ! Signet non défini.**
- VI.6. TYPE ET MODE DE REGLAGE .....**Erreur ! Signet non défini.**
- VI.7. ETUDE DE LA CAVITATION .....**Erreur ! Signet non défini.**
- VI.8. DIMENSIONNEMENT DES STATION DE POMPAGES .....**Erreur ! Signet non défini.**
- CONCLUSION .....**Erreur ! Signet non défini.**

VII. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER ..**Erreur ! Signet non défini.**

- VII.1. DEFINITION.....**Erreur ! Signet non défini.**
- VII.2. CAUSES DU COUP DE BELIER.....**Erreur ! Signet non défini.**
- VII.3. CONSEQUENCES DU COUP DE BELIER .....**Erreur ! Signet non défini.**
- VII.4. DESCRIPTION DES PHENOMENES PHYSIQUES .....**Erreur ! Signet non défini.**
- VII.5. PROTECTION DE LA CONDUITE GRAVITAIRE CONTRE LE COUP DE BELIER ...**Erreur ! Signet non défini.**

VII.6.	PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER	
	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>	
VII.7.	CALCUL DES RESERVOIRS D’AIR .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VII.8.	METHODE DE PUECH ET MEUNIER .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
	CONCLUSION .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.	ORGANISATION DE CHANTIER, MANAGEMENT DE PROJET ET ESTIMATION DE COUT	
	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>	
VIII.1.	LA POSE DE CANALISATION.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.2.	AMENAGEMENT DU LIT DE POSE DES CONDUITES .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.3.	INTRODUCTION DE LA CANALISATION .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.4.	LE REMBLAYAGE DES TRANCHEES .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.5.	ORGANISATION DE CHANTIER .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.6.	PLANNING D’EXECUTION DES TRAVAUX .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
VIII.7.	EVALUATION DU PROJET .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
	CONCLUSION .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.	PROTECTION, HYGIENE ET SECURITE DE TRAVAIL .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.1.	CONDITIONS DANGEREUSES DANS LE CHANTIER.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.2.	ACTIONS DANGEREUSES .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.3.	MESURES PREVENTIVES.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.4.	PLAN DE SECURITE ADAPTE AUX TRAVAUX DE REALISATION ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.5.	HYGIENE ET SECURITE DANS LES STATIONS DE POMPAGES .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.6.	LES RISQUES A CONSIDERER LORS DE LA CONCEPTION DES OUVRAGES.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.7.	LES RISQUES PROVENANT DES MATERIELS ET MACHINES .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.8.	LES RISQUES PROVENANT DE PRODUITS DANGEREUX ...	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
IX.9.	LES TRAVAUX DANS LES STATIONS DE POMPAGE.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
	CONCLUSION .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
	CONCLUSION GENERALE .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

Tableau I-1 Ressources souterraines de la commune de Menaceur .**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau I-2 Hauteur moyenne des précipitations.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II-1 Données de population de la commune de Menaceur .**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II-2 Estimation de la population globale sur différents horizons .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II-3 Débits moyens à l'horizon 2040 .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II-4 Débits de consommation de la commune de Menaceur..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II-5 Débits de consommation journaliers de la commune de Menaceur**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II-6 Calcul du débit maximal journalier .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II-7 Calcul du débit minimal journalier .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II-8 Les valeurs de  $\beta$  en fonction de la population .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II-9 Calcul des débits maximal et minimal horaires.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III-1 Caractéristiques de la station de traitement de Sidi Amar ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III-2 Ressources en eau disponibles au niveau de la commune de Menaceur ..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III-3 Réservoirs d'eau disponibles au niveau de la commune de Menaceur.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III-4 Comparaison des volumes et débits .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV-1 Pourcentages de consommation en fonction du nombre d'habitants.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV-2 Répartitions selon l'agglomération .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV-3 Consommation et stockage des agglomérations de la commune de Menaceur .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV-4 Capacité normalisée du réservoir du le chef-lieu de Menaceur..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV-5 Capacité normalisée des réservoirs de l'agglomération secondaire**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV-6 Capacité normalisée des réservoirs des zones éparses**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau IV-7 Dimensions des réservoirs projetés.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V-1 Calcul des débits de pompage pour chaque agglomération .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V-2 Tarification de l'énergie électrique pour les consommateurs non menagers .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V-3 Calcul de la HMT du tronçon SP-1.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V-4 Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP-1 .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V-5 Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP-1 .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V-6 Calcul du bilan du tronçon SP-1 .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V-7 Calcul de la HMT du tronçon 1-2 .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V-8 Calcul de frais d'amortissement du tronçon 1-2.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V-9 Calcul des frais d'exploitation du tronçon1-2 .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V-10 Calcul du bilan du tronçon 1-2 .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V-11 Calcul de la HMT du tronçon 2-3 .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V-12 Calcul des frais d'amortissement du tronçon 2-3 .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V-13 Calcul des frais d'exploitation du tronçon 2-8 .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V-14 Calcul du bilan du tronçon 2-3 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-15 Calcul de la HMT du tronçon 3-4 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-16 Calcul des frais d'amortissement du tronçon 3-4 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-17 Calcul des frais d'exploitation du tronçon 3-4 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-18 Calcul du bilan du tronçon 3-4 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-19 Calcul de la HMT du tronçon 4-5 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-20 Calcul des frais d'amortissement du tronçon 4-5 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-21 Calcul des frais d'exploitation du tronçon 4-5 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-22 Calcul du bilan du tronçon 4-5 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-23 Calcul de la HMT du tronçon 5-6 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-24 Calcul des frais d'amortissement du tronçon 5-6 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-25 Calcul des frais d'exploitation du tronçon 5-6 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-26 Calcul du bilan du tronçon 5-6 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-27 Calcul de la HMT du tronçon 6-7 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-28 Calcul des frais d'amortissement du tronçon 6-7 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-29 Calcul des frais d'exploitation du tronçon 6-7 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-30 Calcul du bilan du tronçon 6-7 .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-31 Diamètre économique des tronçons .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-32 Calcul du diamètre des petits tronçons .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-33 Estimation des diamètres et pertes de charges selon BONNIN ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-34 Calcul de la HMT totale .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-35 Diamètres de conduites utilisées .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau V-36 Débit à pomper à partir des deux sources.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VI-1 Représentation de la tension de vapeur HV pour une température donnée .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VI-2 Caractéristiques de la conduite principale .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VI-3 Variation de charge pour chaque tronçon.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VI-4 Caractéristiques de la pompe choisie .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VI-5 Pompes installées.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VI-6 Caractéristiques techniques de la pompe choisie.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VI-7 Pompes installées.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VI-8 Frais energetiques annuels de pompage .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VI-9 Shéma synoptique du système projeté de la commune de Menaceur.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VII-1 Calcul de la célérité d'onde pour différents diamètres .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VII-2 Caractéristiques de la première partie du refoulement .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VII-3 Calcul du régime permanent.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VII-4 Caractéristiques du profil en long.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VII-5 Calcul du volume du réservoir .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VII-6 Calcul du diamètre du réservoir et de la pression maximale	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VII-7 Caractéristiques de la deuxième partie du refoulement.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VII-8 Calcul du régime permanent.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

Tableau VII-9 Caractéristiques du profil en long.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VII-10 Calcul du volume du réservoir .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VIII-1 Choix du coefficient du talus.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VIII-2 Calcul des volumes des déblais. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VIII-3 Capacité des godets. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VIII-4 Volumes des remblais. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VIII-5 Détermination des délais de réalisation. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VIII-6 Planning des travaux (Diagramme de GANTT).....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VIII-7 Devis estimatif de la réalisation des adductions des stations de pompage et des réservoirs. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau VIII-8 Devis global. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau IX-1 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

Figure I-1 Plan de situation de la wilaya de Tipaza .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I-2 Vue générale sur le barrage de Boukerdane .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-1 Histogramme comparatif entre la population de 2017 et de 2040....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-2 Variation de la consommation de la commune de Menaceur durant la journée .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-3 Courbe de cumul de la consommation horaire durant la journée .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III-1 Schéma synoptique du système d'AEP de la commune de Menaceur	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure IV-1 Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure IV-2 Méthode de calcul graphique .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V-1 Schéma d'une adduction gravitaire .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V-2 Schéma d'une adduction par refoulement.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V-3 Schéma d'une adduction mixte .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V-4 Conduites en fonte ductile .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V-5 Conduites en acier .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V-6 Conduites en PEHD .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V-7 Réseau d'adduction de La commune de Menaceur depuis Sidi Amar	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V-8 Schéma synoptique du système projeté de la commune de Menaceur .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V-10 Différents types de vanne .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V-11 Différents types de ventouses .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure V-12 Clapet anti retour.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VI-1 Constituants d'une pompe centrifuge .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VI-2 Différents types de turbopompes.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VI-3 Couplage de deux pompes en parallèle.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VI-4 Courbe représentant le couplage de deux pompes en parallèle	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VI-5 Couplage de deux pompes en série.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VI-6 Courbe représentant le couplage de deux pompes en série .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VI-7 Détermination du point de fonctionnement d'une pompe .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VI-8 Schéma représentatif de la station de pompage (SP) Sidi Amar	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VI-9 Courbes de la pompe choisie.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VI-10 Point de fonctionnement de la pompe choisie .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VI-11 Point de fonctionnement de la pompe choisie .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VII-1 Phase 1 du phénomène de coup de bélier .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VII-2 Phase 2 du phénomène de coup de bélier .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VII-3 Phase 3 du phénomène de coup de bélier .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VII-4 Phase 4 du phénomène de coup de bélier .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VII-5 Réservoir d'air .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VII-6 Cheminée d'équilibre.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure VII-7 Soupape de décharge .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

Figure VII-8 Abaque de Puech et Meunier  $K=0.1$  et  $A=1$ .....**Erreur ! Signet non défini.**  
Figure VII-9 Abaque de Dubin et Guéneau .....**Erreur ! Signet non défini.**  
Figure VII-10 Abaque du Puech et Meunier  $K=0.2$  et  $A=1$  .....**Erreur ! Signet non défini.**  
Figure VII-11 Abaque de Dubin et Guéneau .....**Erreur ! Signet non défini.**  
Figure VIII-1 Réseau à nœuds.....**Erreur ! Signet non défini.**

## INTRODUCTION

En tant qu'élément de base indispensable à toute forme de vie et de développement, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnement de première importance.

Cette ressource vitale devient de plus en plus insuffisante dans le monde entier ; cela est dû à son inégale répartition, aux faibles précipitations et à la forte croissance démographique, auxquelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses.

Devant de telles situations, l'Algérie, en tant que pays déficitaire, s'est engagée dans de vastes programmes dans le secteur hydraulique, elle a établi un plan qui consiste à réaliser des dizaines voire des centaines d'infrastructures hydrauliques au niveau national, portant ainsi à optimiser le taux de disponibilité d'eau potable à 98%.

Afin de régler le problème de manque d'eau, le programme a accordé aussi une attention très particulière à lutter contre le gaspillage et les pertes tout en veillant à concevoir des systèmes de protection des ressources et des systèmes judicieux d'adduction, de stockage et de distribution, ainsi que la maintenance et l'entretien de ces derniers.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, les considérations énumérées ci-dessus seront étudiés avant de se focaliser sur la conception de l'adduction d'eau potable de la commune de Menaceur à partir de Sidi Amar Wilaya de Tipaza.

La région d'étude est alimentée actuellement à partir de différentes sources, au moyen d'un réseau existant depuis une trentaine d'années. Ce réseau a été conçu à cette époque pour satisfaire une demande moyenne journalière nettement inférieure à celle actuelle ou même à la demande future, l'évaluation des différents besoins en eau potable de la région indique qu'à long terme, le débit suscité et le stockage en eau s'avèrent insuffisants pour répondre aux besoins de l'agglomération. Le taux de satisfaction actuel des besoins en eau est de l'ordre de 10%.

Par ailleurs, les services concernés et les visites répétées sur site confirment que les habitants ne peuvent être satisfaits en matière d'eau potable par les ressources actuellement disponibles. Ceci conclut qu'un transfert d'eau potable vers la commune de Menaceur avec stockage approprié s'impose en conséquence.

L'acquisition des données du site prospecté est fondamentale pour l'analyse des caractéristiques du lieu et des facteurs agissants sur la conception du projet. Les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que les informations géologiques et topographiques du site sont la base de l'investigation afin de prendre les dispositions nécessaires pour la réalisation des travaux.

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

La zone d'étude retenue après prospection concerne la commune Menaceur localisée dans la Daïra de Sidi Amar qui est située dans la wilaya de Tipaza.

Les données physiques et climatiques de la région d'étude ont été prélevées de documents et rapports établis par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH).

### **I.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE**

La commune de Menaceur fait partie de la région de Tipaza, elle est localisée au centre de la wilaya, au sud-ouest de la ville de Tipaza et à l'Ouest de la commune de Sidi Amar avec une population de 12506 habitants (2008) et un taux d'accroissement de 2,3% selon les données de la Daïra de Sidi Amar.

La ville Chef-lieu Menaceur est la plus peuplée de toute la commune, elle est située sur le versant Nord de l'Atlas Tellien à environ une dizaine de kilomètres au Sud de la mer méditerranée.

Les limites de la commune se résument comme suit :

- Au nord : La commune de Cherchell, Sidi Amar
- Au sud : La Wilaya de Ain Defla
- A l'Ouest : Les communes de Sidi Semiane et de Cherchell
- A l'Est : Les communes de Sidi Amar et de Meured

La figure I-1 illustre les zones de la commune retenue pour l'étude proposée.

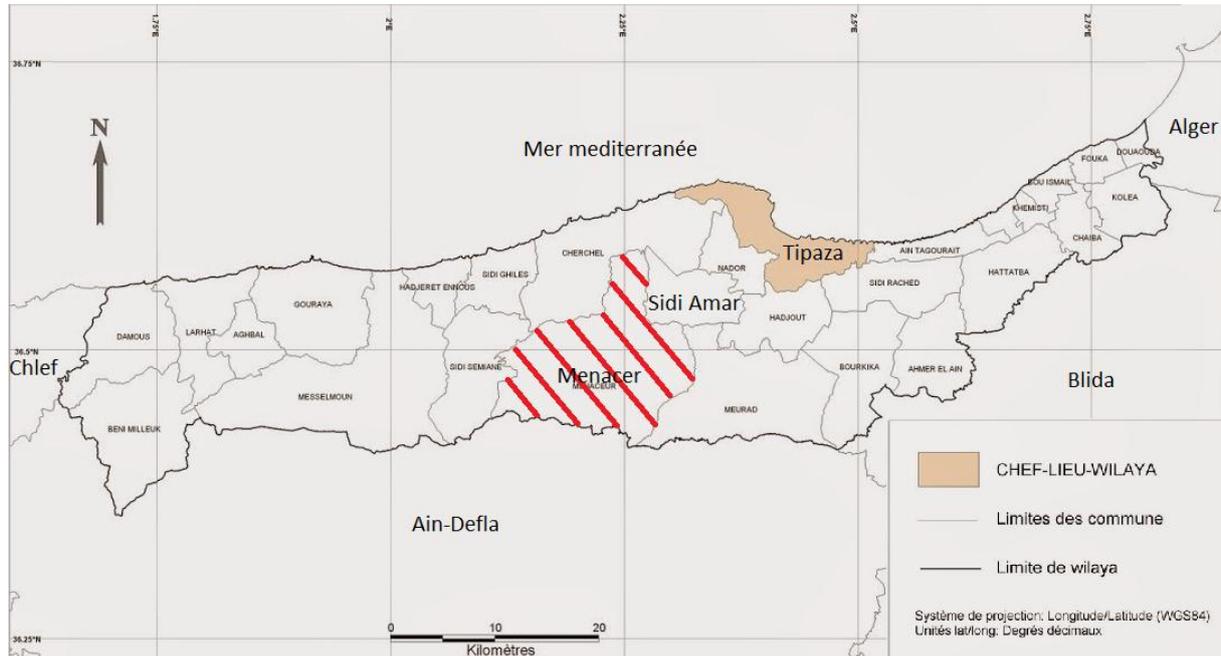


Figure I-1 Plan de situation de la wilaya de Tipaza

(Publié par Elhachmi Arour)

## I.2. SITUATION TOPOGRAPHIQUE

### I.2.1. RELIEF

La région de Sidi Amar est située à une altitude moyenne de 225 mètres avec un point culminant à 399 mètres au-dessus du niveau de la mer, situé au Sud-Ouest du chef-lieu de la commune de Sidi Amar.

Trois types de relief caractérisent la région de Sidi Amar.

La partie montagneuse localisée au Sud-Ouest de la commune dont l'altitude varie entre 250 mètres et 399 mètres constituant le point culminant de cette région avec de fortes pentes dépassant souvent 15%.

### I.2.2. LES COLLINES

Cette partie se localise à l'Ouest de l'Oued El Hachem et une partie du Sud-Ouest de la commune. Les altitudes sont très variables allant de 12 à 250 mètres. Les pentes sont plus ou moins fortes variant de 10 à 12%.

Cette partie de la zone est la plus peuplée de la région regroupant plus de 4590 habitants de la population éparsée.

### I.2.3. LES PLAINES

Elles représentent la partie centrale et la partie Est de la commune. Cette zone est dotée des terres agricoles avec un rendement conséquent et plus significatif, et où la population est plus concentrée et vu que c'est la zone qui regroupe la commune chef-lieu de Sidi Amar. La figure qui suit illustre la zone en question.

### I.2.4. LES PENTES

La différence qui existe entre la valeur des pentes du flanc Sud des collines qui dépasse largement les 20% et celle de la plaine où elle ne dépasse pas 1% se trouve être très importante telle que :

- Pente de 0-5% : cette marge de pente couvre une grande partie de la plaine.
- Pentes de 5-15% : directement liées aux abords immédiats des premiers contreforts du bourrelet et localement le long de la ligne de crête ou ils sont plus ou moins épars.
- Pente de 15-20% : de moindre importance que les autres pentes ; de ce qui est de la surface, elles se situent entre les régions de fortes pentes supérieures à 20% et les régions de pentes variant entre 10-15% .
- Pentes supérieures à 20% : elles représentent le flanc supérieur des collines vers le Nord Est du site et elles occupent une grande surface vers le côté Ouest.

La topographie des lieux est représentée sur la planche n°1 – TRACE DE L'ADDUCTION.

## I.3. SITUATION HYDROGEOLOGIQUE

Sur la base des données lithologiques géophysiques (résistivités des roches) deux niveaux aquifères ont pu être définis :

Les graviers et les galets emballés dans du matériel argileux et sableux (quaternaire) dont la puissance varie d'un endroit à un autre sont exploités localement.

La série gréseuse ou calcaire-gréseuse appartenant à la formation astienne atteinte par les forages.

Ces deux niveaux, qui peuvent ou ne peuvent pas être en contact direct, constituent la nappe plio-quaternaire dans la vallée base de l'oued Nador et celle de l'oued El-Hachem.

Cette nappe repose sur une assise formée de marnes sableuses astiennes et de marnes bleues du plais ancien.

La nappe est dans son ensemble captive mais non artésienne sous un recouvrement argileux-limoneux ou marneux d'épaisseur variable, plus épais à l'aval qu'en amont et qui contribue à la mettre en charge.

Le niveau statique se situe à une profondeur de 3 à 4 m en aval mais supérieur à 10m en amont (valable surtout pour la vallée du Nador)

La réalimentation de la nappe principale contenue dans les grés et calcaire astien par les oueds est quasiment limitée.

### I.3.1.HYDROGRAPHIE

La commune, dans sa partie montagneuse et vu le relief qu'elle présente, est le lieu de nombreuses chaabats, qui confluent de part et d'autre de la région pour former des oueds dont le plus important est l'Oued El Hachem qui traverse tout le sud de la commune d'Ouest en Est pour se jeter enfin de parcourt dans la mer méditerranéenne. Il est situé en grande partie dans la commune de Cherchell, l'autre partie dans la commune de Sidi-Amar, près de la route nationale N°11 dans la commune de Cherchell et, est traversé par le chemin de wilaya N°6.

Rappelons, que la ville est située à une distance d'environ 500 mètres de l'Oued El-Hachem et s'étend sur une longueur de 15 km.

Il y a aussi l'Oued Nachef qui traverse la commune dans sa partie méridionale et qui rejoint ensuite l'Oued El Hachem au Sud de Sidi Amar pour former le barrage de Boukerdane.

Les autres Oueds qui sillonnent la région sont l'Oued Bouyersane à l'Est et l'Oued Yoghoul et Oued Changhouna à l'Ouest ; ces deux oueds se rejoignent ensuite pour former l'Oued Nador qui fait frontière avec la commune de Nador.

Le site du barrage de Boukerdane dont la capacité totale est de 101,5Millions m<sup>3</sup>, se limite à l'Oued El-Hachem qui est le produit de raccordement des oueds Boukadir et l'oued Fedjana. Il est situé à une distance d'environ 1.3 km au sud du village de Sidi-Amar (Wilaya de Tipaza) ayant des coordonnées de X= 437.94 Km; Y=4042,53 Km.



Figure I-2 Vue générale sur le barrage de Boukerdane

Aussi, les ressources souterraines disponibles au niveau de la commune de Menaceur entre forage, puits et sources naturelles figurent comme suit :

**Tableau I-1 Ressources souterraines de la commune de Menaceur**

Infrastructure	Lieu
Forages	F1 Chef-lieu Ain Khelli
	F2 Chef-lieu Ain Khelli
	F1 Tidhaf
	Fadjana
Puits	Sidi Salah (Boutadjine)
Sources	Sidi Abdellah
	Yazabene
	Temloul (Souk el Had)
	S1 Bouyakoub
	S2 Bouyakoub
	Oued Roumane
	Tidaf Titmoussi
	Tichtiouine
	Chef-lieu (Source Verrerie)
	Si Amrane

*(SEAAL Tipaza)*

## I.4. SITUATION CLIMATIQUE

### I.4.1. PLUVIOMETRIE

La zone d'étude se caractérise par une décroissance des précipitations d'Ouest en Est et de l'intérieur vers le littoral.

Pour les bassins amont des oueds EL-Hachem et Nador, les moyennes sont respectivement de 692 mm à Menaceur et de 671 mm à Meurad, caractérisant l'étage bioclimatique de la zone subhumide.

En ce qui concerne les variations saisonnières, les pluies hivernales sont plus significatives avec 41% suivies des précipitations de l'automne pour le littoral et les vallées et, du printemps pour les zones montagneuses. Les pluies d'été ne représentent que 3% sous forme d'orages.

Les précipitations saisonnières favorisent le développement des plantes hivernales des grandes cultures tel que le blé, l'orge, la vesce avoine, la luzerne et autres cultures fourragères.

Avec ce régime les plantes printanières dépendent dans une large mesure d'une irrigation, seules les plantes résistantes au stress hydrique et à forte densité racinaire et dont la période culturale est assez courte peuvent subsister. Ainsi l'irrigation des cultures de la région est une nécessité incontournable pour assurer les meilleurs rendements.

Les pluies quinquennales et décennales pour l'ajustement de la loi normale et celle de Galton sont regroupées dans le tableau :

**Tableau I-2 Hauteur moyenne des précipitations**

MOIS	JOURS DE PLUIE	PLUIE (mm)
J	10	105
F	8	72
M	8	47
A	6	35
M	5	45
J	2	15
J	1	1
A	1	3
S	4	42
O	6	70
N	9	94
D	10	104
TOT	70	633

(ANRH. Blida, 2015)

Pour ce qui est des communes de Sidi Amar, Menaceur et Nador vue leur situation géographique la région jouit d'un climat méditerranéen. La pluviométrie moyenne est comprise entre 600 et 800 mm.

### I.4.2.TEMPERATURE

Les seules données disponibles sur les températures et qui sont représentatives sont bien celles de Sidi-Rached qui restent représentatives pour la région prospectée.

Les températures varient de 11,6°C au mois de janvier à 24,4°C au mois d'Aout et caractérisent un climat relativement doux. La température annuelle moyenne de la région est en général de l'ordre de 17°C.

### I.4.3.VENT

Un vent faible à modéré, frais et humide d'Est Souffle au cours de la période estivale. Le vent d'Ouest souffle à partir du mois de novembre jusqu'au mois de mai de l'année précédente participant davantage à l'apport des pluies de la saison.

Si la zone se trouve protégée contre les vents du Sud (Sirocco) le littoral est exposé aux vents marins salés. Les vents proviennent des directions suivantes :

N= 1,0%	-	NE=15,6%	-	NW= 5.9%	- S= 3.1%
SE=1.6%	-	SW=10.2%	-	W=18,6%	- E=5.6%

### I.5. SITUATION HYDRAULIQUE

La situation hydraulique des lieux est représentée par les ressources précitées disponibles au niveau de la commune ainsi que :

- La station de traitement de Sidi Amar, située au sud-est de la ville de Sidi Amar et mise en service depuis l'année 1997 pour traiter l'eau brute captée en milieu naturel du barrage de Boukerdane qui est acheminée par une canalisation vers la station de traitement.

Des échantillons d'eau sont analysés périodiquement pour faire en sorte que l'eau potable qui circule sur le réseau d'alimentation réponde aux normes des organismes qui régissent la qualité de l'eau et que la population desservie ait en tout temps accès à une eau propre à la consommation, pour l'alimentation en AEP des agglomérations de Tipaza, Chenouaou, Nador, Sidi Moussa, Hadjout, Meured, Beni Mensour et Sidi Amar.

- Le système d'adduction 117, construit durant la période 2010-2012, constitué de 117 km de canalisation d'adduction refoulant depuis la station de dessalement d'eau de mer (SDEM) de Fouka ; il est aussi alimenté en cours de route par les champs captants du Mazafran (Kolea, Berbessa, Tektaka, Halloula).

Le système actuel d'alimentation en eau potable de la commune de Menaceur est détaillé au chapitre III .

## **CONCLUSION**

Les données relatives aux conditions géologiques et topographiques sont considérées comme des éléments de base pour le dimensionnement de l'adduction. Certes la topographie de la zone d'étude est très accidentée, mais par contre la formation géologique de la région se trouve être stable, ce qui facilitera l'implantation des ouvrages hydrauliques à projeter.

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération répond à une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire appelée dotation, est définie comme un rapport entre le débit journalier et le nombre de consommateur.

L'évaluation en eau dépend de plusieurs facteurs ; de l'évolution de la population, des équipements sanitaires et du niveau de vie de la population, elle varie aussi d'une période à une autre ainsi que d'une agglomération à une autre.

On retiendra que l'évaluation des besoins d'alimentation en eau cherche à assurer la satisfaction d'un niveau sanitaire général en étroite relation et dépendance avec le développement socio-économique d'une région du pays.

## II. ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE MENACEUR

### II.1. ESTIMATION DE L'EVOLUTION DE LA POPULATION

L'objectif du projet d'investigation proposé est de répondre aux besoins en eau potable de la population, et ce jusqu'à l'horizon de calcul estimé à 2040.

En Algérie il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi d'accroissement géométrique qui est donnée par celle des intérêts composés :

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

(ONS, 2008)

Avec :

$P_n$  : Population à l'horizon d'étude ;

$P_0$  : Population de référence ;

$\tau$  : Taux d'accroissement démographique ;

$N$  : Nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon d'étude.

L'année de référence (année du dernier recensement) remonte à 2008. Le taux d'accroissement de la population de la commune de Menaceur est estimé selon les services de la Daira de Sidi Amar (W.Tipaza) en 2017 à 2.3%.

Selon l'enquête conduite auprès de l'A.P.C, les données détaillées de la population de la commune de Menaceur sont regroupées dans le tableau II-1 qui suit :

Tableau II-1 Données de population de la commune de Menaceur

	Chef-lieu	Agglomération secondaire			Zones Eparses										
	Menaceur Chef-Lieu	Si Amran	Temloul	Fadjana	YAZABENE	BOUYAKOUB	SIDI SALAH	BOUTADJINE	TIDAF	OUED ROUMANE	TIGHZA (BOUACHE, CHETITEH, MEKLATA)	BOUHAREB	TICHTIOUINE	ESSERHANE	ZAOUIA
<b>Population 2008 (habitants)</b>	8903	3603	2827	2380	3142	1741	839	425	839	582	728	359	314	314	381
<b>Total population / zone (habitants)</b>	8903	8810			9664										
<b>Total Population Menaceur en 2008 (habitants)</b>	27377														

A partir de ces données et pour un horizon de calcul allant jusqu'à 2040, les résultats de l'estimation de la population globale sont illustrés dans le tableau II-2 qui suit :

Tableau II-2 Estimation de la population globale sur différents horizons

Horizon	2008	2017	2040
<b>Taux d'accroissement / année</b>	<b>2,3 %</b>		
<b>Menaceur Chef-Lieu (habitants)</b>	<b>8903</b>	<b>10925</b>	<b>34056</b>
Si Amran	3603	4421	13782
Temloul	2827	3469	10814
Fadjana	2380	2921	9104
<b>Total Agglomération Secondaire (habitants)</b>	<b>8810</b>	<b>10811</b>	<b>33701</b>
Yazabene	3142	3856	12019
Bouyakoub	1741	2136	6660
Sidi Salah	839	1030	3209
Boutadjine	425	522	1626
Tidaf	839	1030	3209
Oued Roumane	582	714	2226
Tighza (Ouache, Chetiteh, Meklata)	728	893	2785
Bouhareb	359	441	1373
Tichtiouine	314	385	1201
Esserhane	314	385	1201
Zaouia	381	468	1457
<b>Total Zone Eparsé (habitants)</b>	<b>9664</b>	<b>11859</b>	<b>36967</b>
<b>Total Population (habitants)</b>	<b>27377</b>	<b>33594</b>	<b>104724</b>

L'histogramme II-1 qui suit représente une comparaison entre la population en 2017 et en 2040 des différentes zones de la commune de Menaceur :

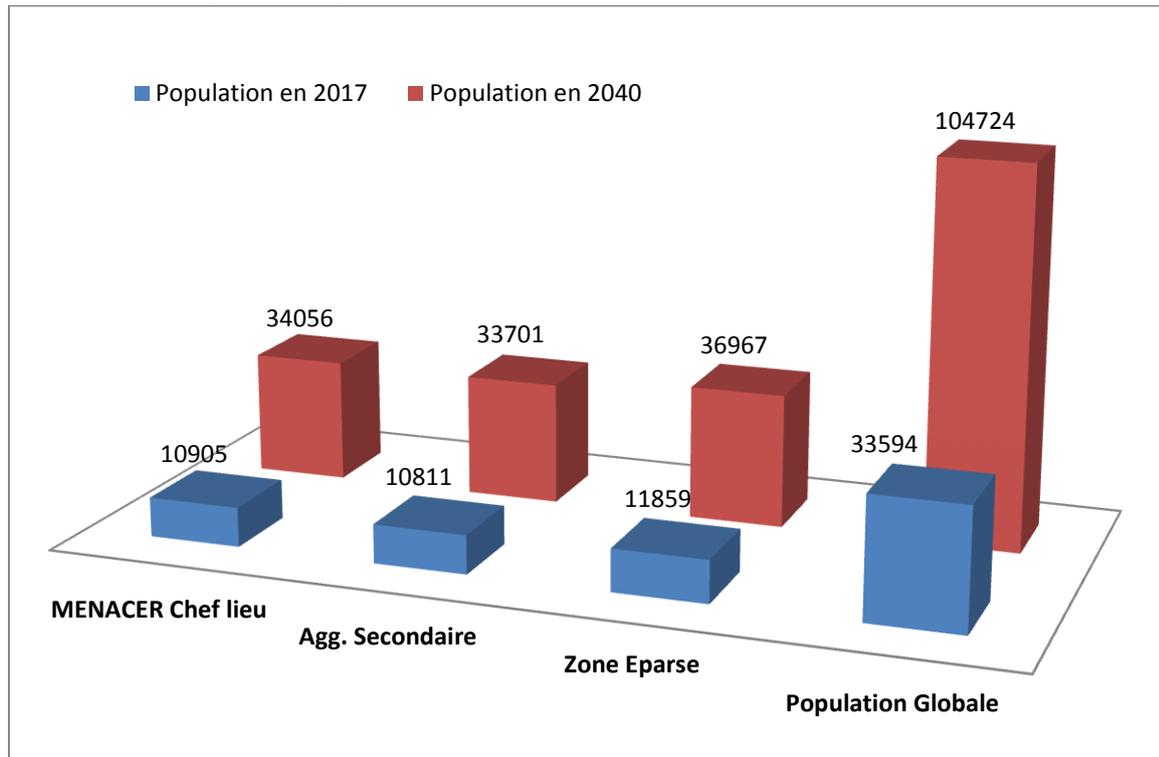


Figure II-1 Histogramme comparatif entre la population de 2017 et de 2040

## II.2. CATEGORIES DES BESOINS

Suite à l'urbanisation croissante, au niveau de vie et au confort que connaît la commune de Menaceur, il est fondamental de définir les différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins commerciaux ;
- Besoins socioculturels et sportifs ;
- Besoins publics ;
- Besoins touristiques ;
- Besoins d'arrosages ;
- Besoins industriels et agricoles.

### II.3. EVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Les quantités de consommation des eaux sont à prendre en considération selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement les dimensionnements des conduites. Les débits seront évalués sur la base des consommations d'eau globales de l'agglomération observées au jour de la forte consommation de l'année et rapportées à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

#### II.3.1. DEBIT MOYEN JOURNALIER

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{1}{1000} * Q_i * N_i \text{ (m}^3\text{/j)} \quad (II-2)$$

Avec :

$Q_{moy.j}$  : Débit moyen journalier ;

$Q_i$  : Dotation moyenne en (l/j/hab) ;

$N_i$  : Nombre d'habitants.

#### II.3.2. CONSOMMATIONS UNITAIRES ET DOTATIONS

La dotation en eau allouée à l'horizon considéré est en général en fonction des ressources disponibles, de la situation économique, de l'utilisation des équipements domestiques modernes et donc du niveau de vie et du confort tout en prenant compte du seuil minimal imposé par l'OMS qui est de 150 l/j/hab.

- 180 l/j/hab. pour l'agglomération principale, soit le Chef-lieu et l'agglomération secondaire ;
- 150 l/j/hab. pour l'agglomération des zones éparses.

#### II.3.3. DEBITS MOYENS DES BESOINS DOMESTIQUES A L'HORIZON 2040

Le tableau ci-dessous représente les besoins domestiques de la commune de Menaceur :

Tableau II-3 Débits moyens à l'horizon 2040

Agglomération	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Consommation l/s
MENACEUR Chef lieu	34056	180	6130,15	70,95
Agglomération secondaire	33701	180	6066,12	70,21
Zones éparses	36967	150	5545,12	64,18
<b>TOTAL</b>	104724	/	17741,38	205,34

**II.3.4. DEBITS MOYENS DES DIFFERENTS BESOINS DE LA COMMUNE DE MENACEUR**

Le tableau qui suit représente les besoins des divers équipements de Menaceur :

Tableau II-4 Débits de consommation de la commune de Menaceur

Equipements	Quantité	Unité	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m <sup>3</sup> /j)	Consommation l/s
<b>Equipements divers</b>					
Siège APC	1400	m <sup>2</sup>	2	2,80	0,03
Gendarmerie Nationale	5400		5	27,00	0,31
Protection Civil	1000		10	10,00	0,12
Sûreté Urbaine	900		5	4,50	0,05
Police Communal	900		3	2,70	0,03
PTT	1050		2	2,10	0,02
Abattoir	750		20	15,00	0,17
Camp de vacance	8430		10	84,30	0,98
Locaux commerciaux	2050		2	4,10	0,05
Marché Couvert	1700		15	25,50	0,30
Station d'essence	1450		5	7,25	0,08
<b>Equipements sportifs</b>					
Stade	20000	places	2	40,00	0,46
Salle omnisports	720		10	7,20	0,08
<b>Equipements culturels</b>					
Centre de Formation	500	personnes	10	5,00	0,06
Mosquée	1320		10	13,20	0,15
<b>Equipements sanitaire</b>					
Centre de santé	900	m <sup>2</sup>	50	45,00	0,52
<b>Equipement scolaire</b>					
Ecoles	2720	élèves	25	68,00	0,79
CEM	1820		25	45,50	0,53
Lycées	446		25	11,15	0,13
<b>TOTAL</b>				<b>420,3</b>	<b>4,4</b>

Selon la Daïra de Sidi Amar, l'urbanisation de la commune et le développement de ces structures à l'horizon 2040, nécessiteront une majoration du débit pompé a long terme de 15% soit un débit d'eau total à pomper de **481,5 m<sup>3</sup>/j**.

### II.3.5. DEBIT D'INCENDIE

L'effectif industriel est inexistant dans notre zone d'étude. De ce fait les besoins en eau pour l'incendie sont fixés avec un débit minimal concentré de 60 m<sup>3</sup>/j, qui existe déjà dans chaque réservoir.

### II.3.6. ESTIMATION DES PERTES

Les pertes dans les conduites entre ressource et consommateur peuvent être séparées comme suit :

- Pertes sur l'adduction ;
- Pertes sur les réseaux de distribution ;
- Pertes dues aux picages non autorisés ;

Selon la SEAAL et la DRE de la wilaya de TIPAZA, les pertes d'eau du réseau sont loin d'être négligeables.

D'une manière estimative, elles atteignent 20% de la consommation moyenne journalière domestique en fonction de l'état du réseau.

### II.3.7. RECAPITULATIF DES CONSOMMATIONS JOURNALIERES

Les besoins des différentes consommations calculées ci-avant sont regroupés dans le tableau II-5 suivant :

**Tableau II-5 Débits de consommation journaliers de la commune de Menaceur**

Besoins domestiques (m <sup>3</sup> /j)	Différents besoins de la commune (m <sup>3</sup> /j)	Pertes (m <sup>3</sup> /j)	Total (m <sup>3</sup> /j)
17741,38	481,5	3548,28	<b>21771,16</b>

## II.4. VARIATIONS DE CONSOMMATION JOURNALIERE

### II.4.1. CONSOMMATION MAXIMALE JOURNALIERE

En raison de l'irrégularité de la consommation journalière, on détermine la consommation maximale journalière à l'aide d'un rapport désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum, noté  $K_{max,j}$  et calculé comme suit:

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

Avec

$Q_{max,j}$ : Consommation maximale journalière ( $m^3/j$ )

$Q_{moy,j}$ : Consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ )

$K_{max,j} \in [1,1 ; 1,3]$

On prend

$K_{max,j} = 1,3$  (par mesure de sécurité).

D'où:

$$Q_{max,j} = 1,3 * Q_{moy,j} \quad (II-4)$$

Tableau II-6 Calcul du débit maximal journalier

$Q_{moy,j} (m^3/j)$	$K_{max,j}$	$Q_{max,j} (m^3/j)$
21771,16	1,3	<b>28302,50</b>

#### II.4.2. CONSOMMATION MINIMALE JOURNALIERE

Pour cela, la consommation minimale journalière reste à son tour à déterminer selon un coefficient d'irrégularité journalière minimum, noté  $K_{min,j}$  et calculé comme suit:

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad (II-5)$$

Avec

$Q_{min,j}$  : Consommation minimale journalière ( $m^3/j$ )

$Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ )

$K_{min,j} \in [0,7 ; 0,9]$

On prend

$K_{min,j} = 0,9$  (par mesure de sécurité).

D'où:

$$Q_{min,j} = 0,9 * Q_{moy,j} \quad (II-6)$$

Tableau II-7 Calcul du débit minimal journalier

$Q_{moy,j} (m^3/j)$	$K_{min,j}$	$Q_{min,j} (m^3/j)$
21771,16	0,9	<b>19594,04</b>

## II.5. VARIATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières ou saisonnières mais aussi des variations horaires.

### II.5.1. CALCUL DU DEBIT MOYEN HORAIRE

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} \quad (m^3/h) \quad (II-7)$$

Avec

$Q_{moy.h}$  : Débit moyen horaire ( $m^3/h$ ) ;

$Q_{max.j}$  : Débit maximum journalier ( $m^3/j$ ).

$$Q_{moy.h} = \frac{28302,50}{24} = 1179,27 \text{ m}^3/h$$

### II.5.2. CALCUL DU DEBIT MAXIMUM HORAIRE ET MINIMUM HORAIRE

Le coefficient d'irrégularité horaire maximale est donné par :

$$K_{max.h} = \frac{Q_{max.h}}{Q_{moy.h}} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (II-8)$$

Le coefficient d'irrégularité horaire minimal est donné par la relation suivante :

$$K_{min.h} = \frac{Q_{min.h}}{Q_{moy.h}} = \alpha_{min} * \beta_{min} \quad (II-9)$$

Avec :

$\alpha$  : Coefficient qui dépend du niveau de confort, des conditions locales et du niveau de développement.

$$\alpha_{max} = 1.2 \div 1.4 ; \quad \text{on prend } \alpha_{max} = 1.3$$

$$\alpha_{min} = 0.4 \div 0.6 ; \quad \text{on prend } \alpha_{min} = 0.5$$

$\beta$  : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants [population] ; voir tableau suivant

Tableau II-8 Les valeurs de  $\beta$  en fonction de la population

Nombre d'habitants	1000	1500	2000	10000	20000	>50000
$\beta_{\max}$	2	1.8	1.5	1.3	1.2	<b>1.15</b>
$\beta_{\min}$	0.1	0.1	0.1	1.4	0.5	<b>0.6</b>

D'après le nombre de la population des centres ruraux qui est égale à 104724 habitants, les valeurs de  $\beta_{\max}$  et  $\beta_{\min}$  correspondantes sont :

$$\beta_{\max} = 1.15$$

$$\beta_{\min} = 0,6$$

Donc :

$$K_{\max.h} = 1.3 \times 1.15 = 1.495$$

$$K_{\min.h} = 0.5 \times 0,6 = 0,3$$

$$Q_{\max.h} = 1179,27 \times 1,495 = 1763,01 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min.h} = 1179,27 \times 0,3 = 353,78 \text{ m}^3/\text{h}$$

Tableau II-9 Calcul des débits maximal et minimal horaires

Unité de mesure	$Q_{\text{moy.h}}$	$K_{\text{max.h}}$	$Q_{\text{max.h}}$	$K_{\text{min.h}}$	$Q_{\text{min.h}}$
( $\text{m}^3/\text{h}$ )	1179,27	1,495	<b>1763,01</b>	0,3	<b>353,78</b>
(l/s)	13,65		<b>20,41</b>		<b>4,09</b>

La répartition de la consommation durant la journée apparait en troisième colonne du tableau IV-1 dans le chapitre IV.

La Figure II-1 représente la répartition journalière des débits de consommation :

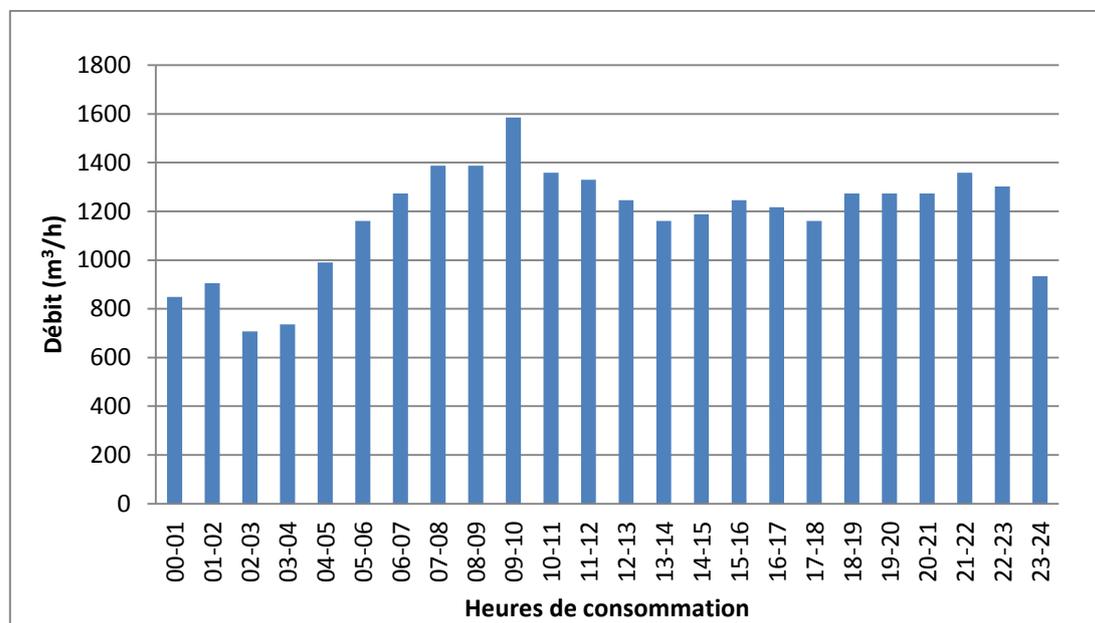


Figure II-2 Variation de la consommation de la commune de Menaceur durant la journée

La courbe II-3 qui suit illustre le cumul de consommation horaire de la commune de Menaceur durant 24 heures :

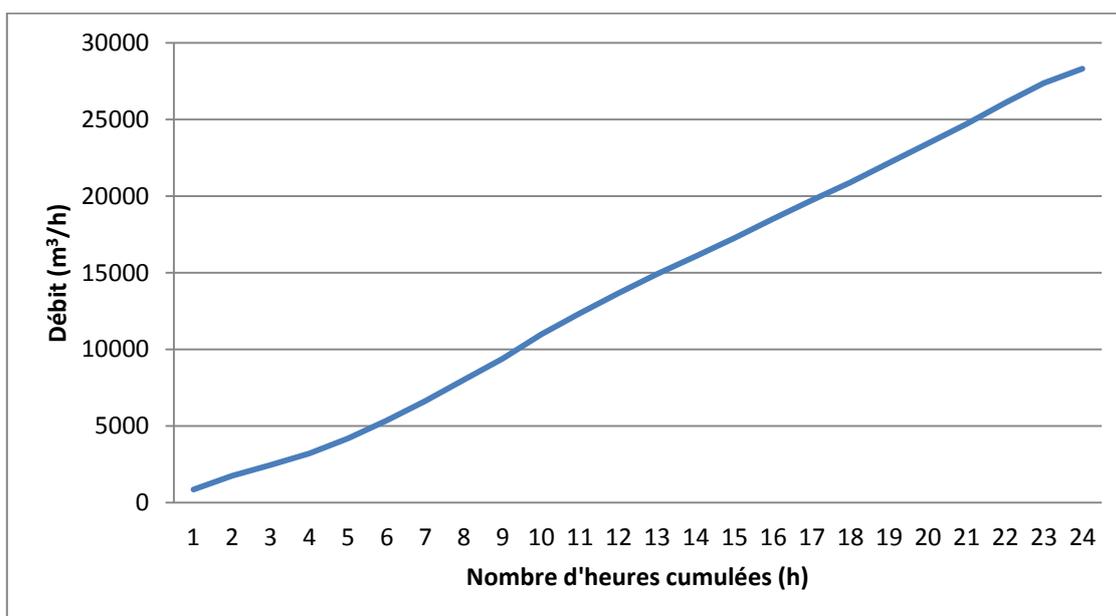


Figure II-3 Courbe de cumul de la consommation horaire durant la journée

## **CONCLUSION**

Les données relatives à ce chapitre mettent en évidence les besoins nécessaires en eau pour la commune de Menaceur Wilaya de Tipaza à l'horizon 2040.

Avant de procéder au dimensionnement de l'adduction sur la base de ces chiffres, il faut passer par un diagnostic de la situation actuelle de la commune, afin de comparer les besoins actuels aux capacités de production et de stockage disponibles.

Ceci fera l'objet du chapitre prochain.

L'objectif de ce chapitre est d'établir un constat sur les conditions de fonctionnement du système d'AEP de la commune de Menaceur de la wilaya de Tipaza, par une description approfondie de son état actuel. De même, il s'agit de faire une identification de toutes les défaillances et des points importants du système de production qui permettront son amélioration.

### III. ETAT DU SYSTEME EXISTANT DANS LA COMMUNE DE MENACEUR

#### III.1. ETAT ACTUEL DU SYSTEME D'AEP DE LA ZONE D'ETUDE

Les données du réseau actuel de la commune de Menaceur ont été fournies par le service hydraulique de la Daïra de Sidi Amar.

##### III.1.1. STATION DE TRAITEMENT DES EAUX DE SIDI AMAR

La station de traitement de Boukerdane traite les eaux brutes provenant du barrage de Boukerdane. Ainsi, les eaux traitées vont transiter par l'intermédiaire d'un module attenant à la station actuelle.

Selon les données fournies par la structure de la station de traitement 2017 la station a une capacité de traitement de 1500 m<sup>3</sup>/j avec un stockage de 1000 m<sup>3</sup>.

Les caractéristiques de la station de traitement sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III-1 Caractéristiques de la station de traitement de Sidi Amar

Equipement	Situation	Arrivée	Refoulement vers réservoir	Diamètre conduite (mm)	Débit refoulé (l/s)	Matériau	Longueur (ml)
Station de traitement	Centre-ville	Barrage Boukerdane	625 m <sup>3</sup>	160	6,48	PEHD	1500
			250 m <sup>3</sup>	100	5,1	PEHD	585

(Daïra Sidi Amar, 2017)

Le prélèvement prévu depuis le barrage de Boukerdane pour l'alimentation en AEP des agglomérations de Tipaza, de Chenouaou, de Nador Sidi Moussa, de Hadjout, de Meured Beni Mensour et de Sidi Amar, est de l'ordre de 400 l/s extensible à 600 l/s.

##### III.1.2. SYSTEME D'AEP DE LA COMMUNE DE MENACEUR

Le réseau d'AEP de Menaceur est divisé en 2 sous réseaux, un alimentant le centre-ville de Menaceur et le second alimentant une partie du chef-lieu de la ville de Menaceur ainsi que la ville de Si Amrane.

### III.1.3. RESSOURCES DISPONIBLES

Le tableau III-2 suivant regroupe les ressources et infrastructures disponibles au niveau de la commune de Menaceur ainsi que leurs caractéristiques

**Tableau III-2 Ressources en eau disponibles au niveau de la commune de Menaceur**

Infrastructure	Lieu	Débit (l/s)	HMT	Débit exploité (m <sup>3</sup> /j)
Forages	F1 Chef-lieu Ain Khelli	5	120	288
	F2 Chef-lieu Ain Khelli	4	120	230
	F1 Tidhaf	3	180	173
	Fadjana	5	130	144
Puits	Sidi Salah (Boutadjine)	2	60	70
Sources	Sidi Abdellah	5		432
	Yazabene	1		86
	Temloul (Souk el Had)	1		86
	S1 Bouyakoub	1		86
	S2 Bouyakoub	1		
	Oued Roumane	1		86
	Tidaf Titmoussi	2		173
	Tichtiouine	2		173
Station de pompage des sources	Chef-lieu (Source Verrerie)	3,06	172	264
	Si Amrane	4	80	130
<b>Total Ressources</b>		<b>40,06</b>		<b>2421</b>

### III.1.4. RESERVOIRS DISPONIBLES

Le tableau III-3 regroupe La localisation, l'état et la capacité de chaque réservoir existant au niveau de la commune de Menaceur, ainsi que les zones desservies par chacun :

Tableau III-3 Réservoirs d'eau disponibles au niveau de la commune de Menaceur

Localisation	Capacité m <sup>3</sup>	Etat du réservoir	Zones desservies
Chef-lieu Menaceur	200	Bon	Chef-lieu Menaceur
	625	Bon	
	150	Bon	
	75	Bon	
	300	Bon	
<b>Total Menaceur</b>	<b>1350</b>		
Si Amrane	100	Bon	Si Amrane
	500	Bon	
	100	Bon	Douar Sidi Salah
<b>Total Si Amrane</b>	<b>700</b>		
Fadjana	250	Bon	Fadjana
	100	Bon	
	250	Bon	
Temloul (Souk el Had)	250	Bon	Douar Temloul (Souk el Had)
Boutadjine	200	Bon	Douar Sidi Salah (Boutadjine)
Yazabene	50	Bon	Douar Yazabene
Sidi Moussa	100	Bon	Sidi Moussa
	250	Bon	
<b>Total Réservoirs</b>	<b>3500</b>		

NB : Il a été projeté et réalisé en 2012, un réservoir de stockage de 3000 m<sup>3</sup> au niveau du chef-lieu de la commune de Menaceur, ce réservoir n'est toujours pas fonctionnel.

Un schéma du système actuel de l'alimentation en eau potable de Menaceur est disponible en Annexe I.

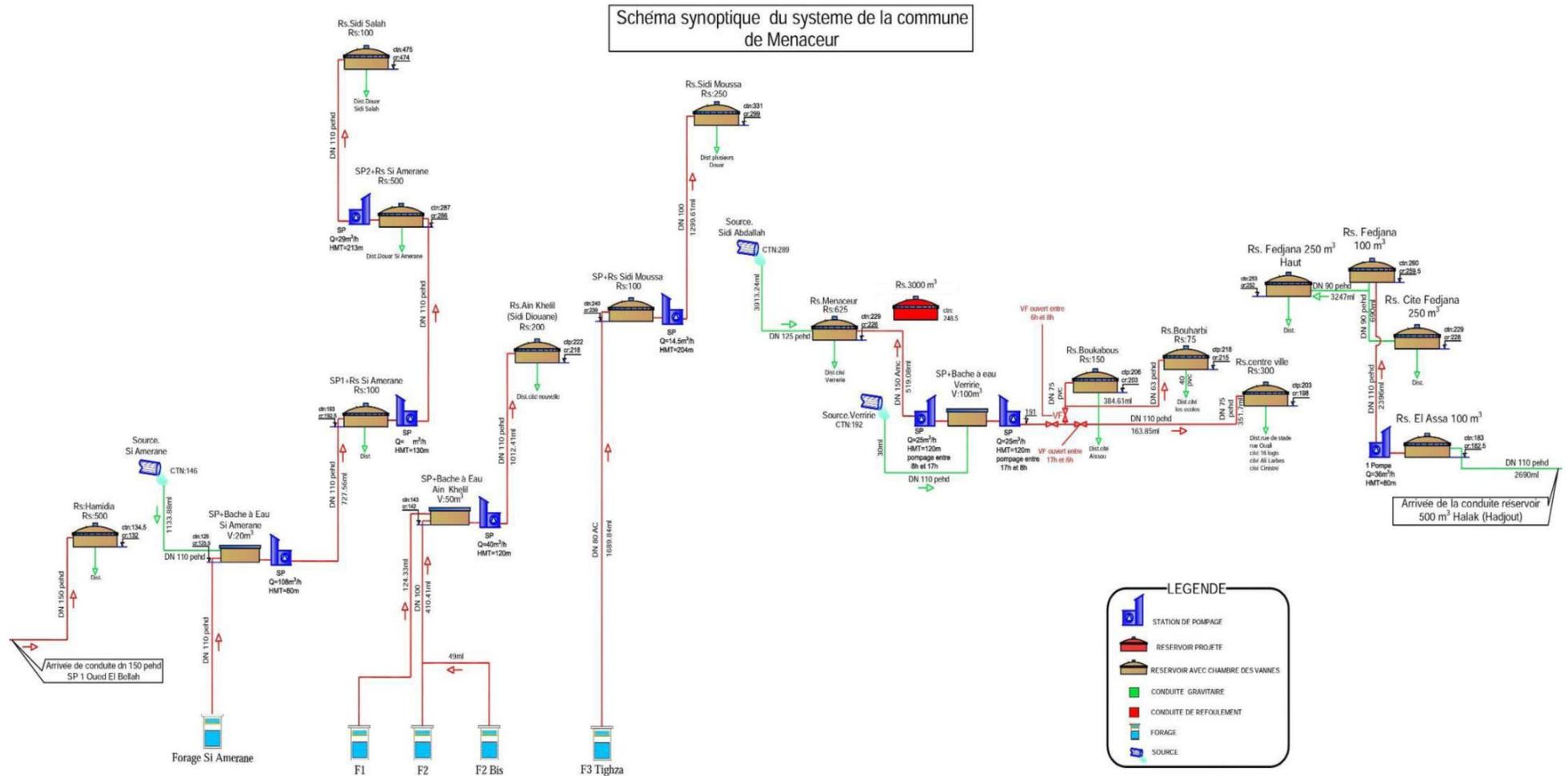


Figure III-1 Schéma synoptique du système d'AEP de la commune de Menaceur

### III.2. BILAN DE PRODUCTION ET BESOINS

Le tableau suivant représente une comparaison entre le volume des ressources totales et la consommation maximale journalière à l'horizon 2040, ainsi qu'une comparaison entre cette dernière et la capacité totale des réservoirs.

Tableau III-4 Comparaison des volumes et débits

Zone	Horizon d'étude	Débit max journalier (m <sup>3</sup> /j)	Débit ressources exploité (m <sup>3</sup> /j)	Déficit en eau (m <sup>3</sup> /j)	Volume stockage nécessaire (m <sup>3</sup> )	Volume stockage disponible (m <sup>3</sup> )	Déficit en stockage (m <sup>3</sup> )
Commune de Menaceur	2040	28302,5	2421	-25881,5	14151,25	6500	-7651,25

### CONCLUSION

Les données et les variables acquises sur les facteurs exposés au niveau de la commune de Menaceur ainsi que la description de l'ensemble du système existant ont permis une lecture avantageuse pour une réhabilitation avec de meilleures orientations.

Actuellement, les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable, ainsi, il est clair à présent que la croissance démographique et l'augmentation exponentielle de ses besoins en eau ne sont pas en parfaite adéquation au niveau de la commune, aussi, sur la base de toutes les données recueillies, les sites prospectés doivent être comblés par la mobilisation de nouvelles ressources et de nouveaux réservoirs de stockage d'ici l'an 2040.

Les éléments de réponses sont traités dans le chapitre suivant.

Pour tout système d'AEP, une autonomie de distribution d'eau aux populations est nécessaire, cette autonomie est assurée par différents réservoirs de stockage. Elle peut être égale à 50% de la distribution maximale journalière ; cette capacité d'eau stockée assure la distribution pendant au moins 12 heures en cas de défectuosité des équipements de pompage, des conduites de refoulement ou de panne en énergie électrique.

## **IV. ETUDE DES RESERVOIRS DE LA COMMUNE DE MENACEUR**

### **IV.1. ROLES DES RESERVOIRS**

Dupont (1977) note les principaux rôles des réservoirs comme suit :

- Régulation du fonctionnement de la station de pompage ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Garantie de pressions nécessaires en tout point du réseau ;
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution ;
- Maintien de l'eau à une température constante et préservation contre toute contamination ;
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ;
- Jouer le rôle de relais.

### **IV.2. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS**

Aussi, selon Dupont (1977), les réservoirs peuvent être classés de façons diverses, et ce, selon les critères considérés suivants :

#### **IV.2.1. SELON LE MATERIAU DE CONSTRUCTION**

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

- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton armé.

#### IV.2.2. SELON LA SITUATION DES LIEUX

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

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés.

#### IV.2.3. SELON L'USAGE

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

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir terminal ;
- Réservoir d'équilibre ;
- Réservoir tampon ;
- Bâche de reprise ;
- Brise charge.

#### IV.2.4. SELON LA FORME

- Circulaire ;
- Rectangulaire ;
- Forme quelconque.

### IV.3. EMPLACEMENT DES RESERVOIRS

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela, Lancaster (1983) a proposé les considérations techniques et économiques suivantes :

1. Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
2. Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.

3. L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
4. L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés.

## **IV.4. EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS**

### **IV.4.1. GENERALITES**

Au niveau de la conception des équipements, il convient, bien entendu, d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir, mais également les problèmes liés à l'exploitation, en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement. De même il est nécessaire d'intervenir périodiquement sur le réservoir pour son nettoyage et plusieurs fois dans la vie de l'ouvrage pour des opérations d'entretien.

Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d'accès facile et convenablement dimensionnée. Tous ces équipements doivent être facilement accessibles et manœuvrables.

Tous les équipements hydrauliques doivent être facilement démontables et les joints de démontage nécessaires doivent être prévus.

Le problème du transport d'équipements parfois très lourds doit être étudié avec soin et les locaux, suivant les cas, doivent être équipés de crochets, rails ou poutre roulante permettant l'utilisation de palans.

### **IV.4.2. EQUIPEMENTS D'INTERVENTION**

Les accès aux cuves pour la surveillance, l'entretien ou la réparation, doivent être pris en considération.

Une trappe d'accès est prévue généralement pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel.

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

### **IV.4.3. EQUIPEMENTS DE NETTOYAGE**

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

#### IV.4.4. EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

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

Toutes ces conduites doivent aboutir dans une chambre de manœuvre. La traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double brides.

La figure suivante illustre une coupe transversale d'un réservoir semi-enterré avec tous ces composants :

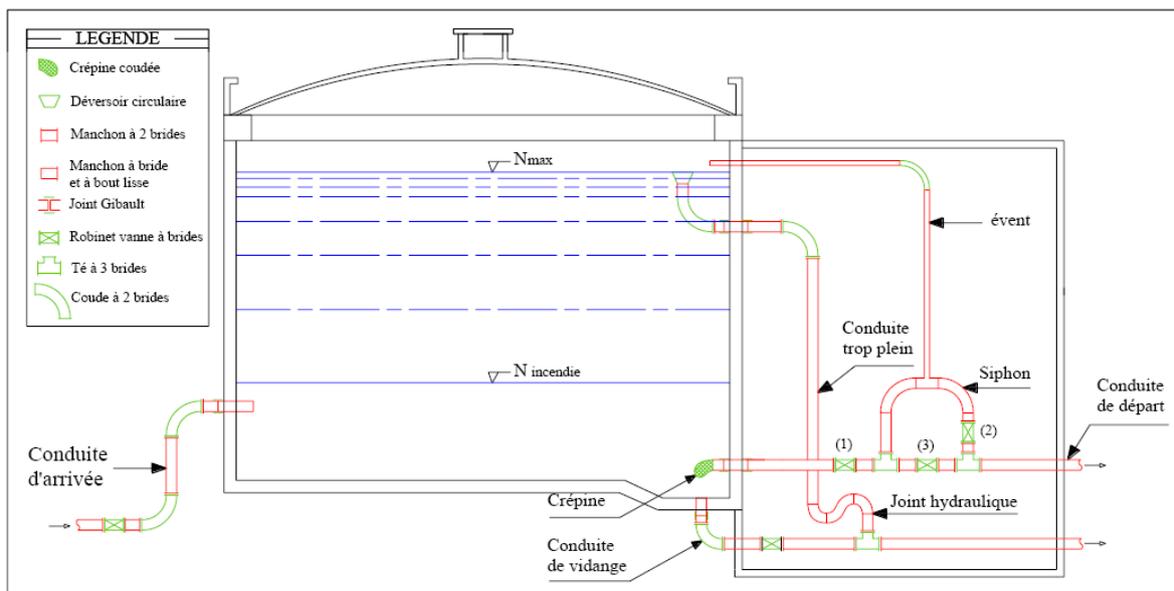


Figure IV-1 Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

## IV.5. CAPACITES DES RESERVOIRS

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter. La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon la méthode analytique et la méthode graphique.

### IV.5.1. METHODE ANALYTIQUE

Il est connu que le principe est d'adopter un model linéaire pour la détermination du volume  $V_t$  du réservoir selon les relations :

$$V_t = Ax + B \quad (IV-1)$$

Avec :

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

A : coefficient de dimensionnement (%)

B : réserve d'incendie ( $m^3$ )

$$V_t = [|\Delta V_{MAX}^+| + |\Delta V_{MAX}^-|] * \frac{Q_{max.j}}{100} + V_{inc} \quad (IV-2)$$

Avec :

$\Delta V_{MAX}^+$  : Excès durant les différentes heures de la journée ;

$\Delta V_{MAX}^-$  : Déficit pendant les différentes heures de la journée ;

$V_{inc}$  : Réserve d'incendie ( $m^3$ )

$Q_{max.j}$  : Débit journalier maximal ( $m^3/j$ )

Le tableau qui suit regroupe le pourcentage de la consommation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau IV-1 Pourcentages de consommation en fonction du nombre d'habitants**

Heure	Nombre d'habitants			
	10000< H	10001<H<50000	50001<H<100000	H>100000
0-1	1	1.5	3	3.25
1-2	1	1.5	3.2	3.25
2-3	1	1.5	2.5	3.3
3-4	1	1.5	2.6	3.2
4-5	2	2.5	3.5	3.25
5-6	3	3.5	4.1	3.4
6-7	5	4.5	4.5	3.85
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6
12-13	7	5	4.4	4.6
13-14	7	5	4.1	4.54
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75
15-16	4.5	6	4.4	4.7
16-17	5	6	4.3	4.65
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35
18-19	6.5	5	4.5	4.4
19-20	5	4.5	4.5	4.3
20-21	4.5	4	4.5	4.3
21-22	3	3	4.8	4.2
22-23	2	2	4.6	3.75
23-24	1	1.5	3.3	3.7
Total		100	100	100

#### IV.5.2. METHODE GRAPHIQUE

Les courbes de volumes cumulés sur 24 heures sont déterminées par l'alimentation et  $V_c(t)$  correspondant à la consommation.

Dans un second volet on trace ensuite la courbe  $[V_a(t)-V_c(t)]$ .

Le volume minimum nécessaire des réservoirs  $V_{rés}$  sera alors égal à la somme, en valeurs absolues, de la plus grande valeur et de la plus petite valeur (négative) de cette différence ( $R_{max} = |V^+| + |V^-|$  (%)). Cette méthode est plus fiable.

Ceci suppose, donc, que l'on dispose de statistiques suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe, ce qui n'est pas toujours le cas notamment pour les villes qui ne sont pas encore alimentées. La méthode est illustrée par la figure ci-après. Le volume de régulation  $V_r$  est calculé selon la formule :

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

Et le volume total sera donc :

$$V_T = V_{rés} + V_{inc_r} \quad (IV-4)$$

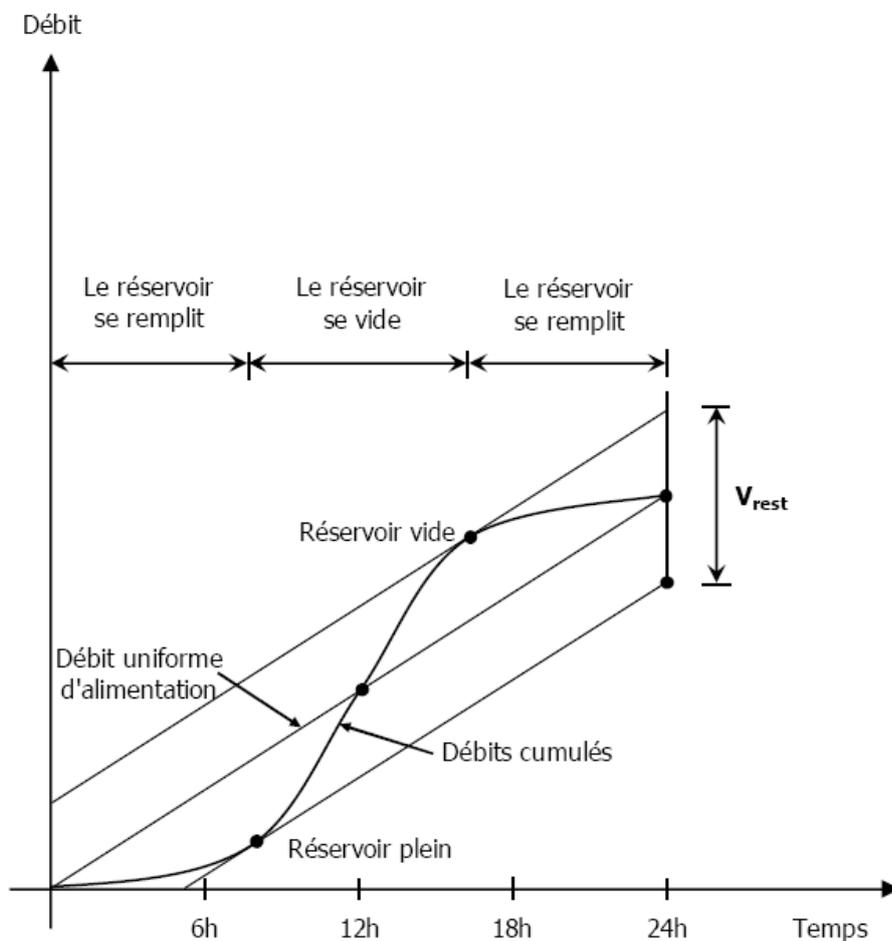


Figure IV-2 Méthode de calcul graphique

#### IV.6. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

Ce sont des réservoirs qui reçoivent leur eau à partir de la station du BOOSTER de Sidi Amar et qui alimentent les différentes zones et douars de la commune de Menaceur.

La population de la commune de Menaceur a été estimée précédemment à 104724 habitants pour un horizon allant à 2040, avec un débit journalier maximal évalué à 28302,50 m<sup>3</sup>/j. La commune en entier représente un besoin en stockage en eau estimé à 14151,25 m<sup>3</sup>, les réservoirs seront donc dimensionnés de telle sorte à assurer un volume de stockage déficitaire d'environ 7651,25 m<sup>3</sup>.

##### IV.6.1. REPARTITION DES VOLUMES

Le tableau suivant comporte les répartitions du nombre d'habitants, des débits de consommation et des volumes de réservoirs disponibles pour chaque type d'agglomération:

Tableau IV-2 Répartitions selon l'agglomération

Agglomération	Nombre d'habitants	Répartition de l'aggl. (%)	Débit max journalier (m <sup>3</sup> /j)	Volume Réservoirs disponibles (m <sup>3</sup> )
MENACEUR Chef-lieu	34056	32,52	9564,63	1350 +3000
Agglomération secondaire	33701	32,18	9464,69	1550
Zones éparses	36967	35,30	9273,20	600
<b>TOTAL</b>	<b>104724</b>	<b>100</b>	<b>28302,5</b>	<b>6500</b>

Pour une durée de pompage de 16h et ce à partir de 15h jusqu'à 7h, les valeurs de consommation et de stockage pour chaque agglomération (entre 10000 et 50000 habitants) seront comme suit :

**Tableau IV-3 Consommation et stockage des agglomerations de la commune de Menaceur**

Heures (h)	Apport	Apport Cumulé (Qmax.j %)	Distribution (Qmax.j %)	Distribution Cumulé	$\Delta V^+$	$\Delta V^-$
00-01	6,25	6,25	1.5	1	4,75	
01-02	6,25	12,5	1.5	2	9,5	
02-03	6,25	18,75	1.5	3	14,25	
03-04	6,25	25	1.5	4	19	
04-05	6,25	31,25	2.5	6	22,75	
05-06	6,25	37,5	3.5	9	25,5	
06-07	6,25	43,75	4.5	14	27,25	
07-08	0	43,75	5.5	20,5	21,75	
08-09	0	43,75	6.25	27	15,5	
09-10	0	43,75	6.25	32,5	9,25	
10-11	0	43,75	6.25	37	3	
11-12	0	43,75	6.25	42,5		-3,25
12-13	0	43,75	5	49,5		-8,25
13-14	0	43,75	5	56,5		-13,25
14-15	0	43,75	5.5	62		-18,75
15-16	6,25	50	6	66,5		-18,5
16-17	6,25	56,25	6	71,5		-18,25
17-18	6,25	62,5	5.5	78		-17,5
18-19	6,25	68,75	5	84,5		-16,25
19-20	6,25	75	4.5	89,5		-14,5
20-21	6,25	81,25	4	94		-12,25
21-22	6,25	87,5	3	97		-9
22-23	6,25	93,75	2	99		-4,75
23-24	6,25	100	1.5	100	0	
Total	100					

#### IV.6.2. MENACEUR CHEF-LIEU

Pour un débit max. journalier de 9564,63 m<sup>3</sup>/j et d'après le tableau précédent, nous obtenons :

$$\Delta V_{\max}^+ = 27,25\% \quad \text{et} \quad \Delta V_{\max}^- = -18,75\%$$

$$V_t = [|\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\max}^-|] * Q_{\max.j} / 100 + V_{\text{inc}} \quad (\text{IV-5})$$

$$V_t = [27,25 + 18,75] \times 9564,63 / 100 + 120 = 4519,73 \text{ m}^3$$

$$V_t - V_{\text{disp}} = 4519,73 - 4350 = 169,73 \text{ m}^3$$

Il est important de normaliser les capacités des réservoirs, afin que les coffrages puissent être réutilisés.

Pour notre cas on prend une capacité de **200 m<sup>3</sup>** réparti comme suit :

Tableau IV-4 Capacité normalisée du réservoir du le chef-lieu de Menaceur

Volume réservoir (m <sup>3</sup> )	Quantité
200	1
<b>Volume TOTAL</b>	<b>200 m<sup>3</sup></b>

#### IV.6.3. AGGLOMERATION SECONDAIRE (SI AMRANE, TEMLOUL ET FEDJANA)

Pour un débit max. journalier de 9464,69 m<sup>3</sup>/j et d'après le tableau précédent nous obtenons :

$$\Delta V_{\max}^+ = 27,25\% \quad \text{et} \quad \Delta V_{\max}^- = -18,75\%$$

$$V_t = [|\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\max}^-|] * Q_{\max.j} / 100 + V_{\text{inc}}$$

$$V_t = [27,25 + 18,75] \times 9464,69 / 100 + 120 = 4473,76 \text{ m}^3$$

$$V_t - V_{\text{disp}} = 4473,76 - 1550 = 2923,76 \text{ m}^3$$

Pour ce cas-là, on prend une capacité de **3000 m<sup>3</sup>** répartie comme suit :

Tableau IV-5 Capacité normalisée des réservoirs de l'agglomération secondaire

Volume réservoir (m <sup>3</sup> )	Quantité
1000	3
<b>Volume TOTAL</b>	<b>3000 m<sup>3</sup></b>

Soit un réservoir de 1000 m<sup>3</sup> pour la localité de Si Amrane, un deuxième réservoir de 1000 m<sup>3</sup> pour Temoul et un dernier pour Fedjana.

#### IV.6.4. ZONES EPARSEES

Pour un débit max. journalier de 9273,20 m<sup>3</sup>/j et d'après le tableau précédent, nous obtenons :

$$\Delta V_{\max}^+ = 27,25\% \quad \text{et} \quad \Delta V_{\max}^- = -18,75\%$$

$$V_t = [|\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\max}^-|] * Q_{\max.j} / 100 + V_{\text{inc}}$$

$$V_t = [27,25 + 18,75] \times 9273,20 / 100 + 120 = 4385,67 \text{ m}^3$$

$$V_t - V_{\text{disp}} = 4385,67 - 600 = 3785,67 \text{ m}^3$$

Pour ce cas-ci, on prend une capacité de **4000 m<sup>3</sup>** répartie comme suit :

Tableau IV-6 Capacité normalisée des réservoirs des zones éparses

Volume réservoir (m <sup>3</sup> )	Quantité
1000	4
<b>Volume TOTAL</b>	<b>4000 m<sup>3</sup></b>

Soit un réservoir de 1000 m<sup>3</sup> pour chaque deux à trois communautés voisines pour les zones suivantes: Yazabene, Bouyakoub, Sidi Slah, Boutadjine, Tidaf, Oued Roumane, Tighza (Ouache, Chetiteh, Meklata), Bouhareb, Tichtiouine, Esserhane, Zaouia.

#### IV.7. CARACTERISTIQUES DES RESERVOIRS

Les résultats du calcul réalisé pour chaque réservoir selon les formules ci-après sont donnés dans le tableau qui suit :

➤ **Le diamètre (D) de la cuve :**

On pose  $h_i = 4\text{m}$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h_i}} \quad (\text{IV-6})$$

**Révaluation de la hauteur d'eau :**

$$h = \frac{4 \times V_t}{\pi \times D^2} \quad (\text{IV-7})$$

**La section de la cuve :**

$$S = \frac{V_t}{h} \quad (\text{IV-8})$$

➤ **La hauteur totale du réservoir :**

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

On pose :  $R = 0,50\text{m}$

$$H = h + R \quad (\text{IV-9})$$

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

On pose :  $V_{inc} = 60 \text{ m}^3$

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{IV-10})$$

Tableau IV-7 Dimensions des réservoirs projetés

Type	Capacité (m3)	Diamètre de la cuve (m)	Hauteur d'eau (m)	Section de la cuve (m <sup>2</sup> )	Hauteur totale du réservoir (m)	Hauteur de la réserve d'incendie (m)
Semi enterré	200	8	4,00	50,25	4,50	1,20
	1000	18	4,00	254,35	4,50	0,50

## CONCLUSION

Ce chapitre a permis de mettre en évidence, après dimensionnement, l'utilité et la capacité des réservoirs de stockage d'eau au niveau de la commune de Menaceur.

Afin de permettre le bon fonctionnement du système d'adduction à refoulement, il a été projeté de mettre en place huit (8) nouveaux réservoirs au niveau de la commune toute entière afin d'assurer l'alimentation en eau potable de celle-ci jusqu' à l'horizon 2040.

Le transfert de l'eau, à partir du site de production vers le réservoir de stockage puis jusqu'aux localités de consommation, nécessite le choix de la meilleure variante d'adduction ainsi que la détermination des dimensions des organes de transport de cette eau jusqu'à sa destination finale, ceci sera abordé dans le chapitre suivant.

Les adductions sont fondamentales pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre.

Dans ce chapitre nous examinons toutes les conditions dans lesquelles devra être établi le raccordement des canalisations, du point de vue technico-économique. Pour cela, nous proposons d'étudier plusieurs variantes afin de retenir la plus intéressante.

## **V. DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION DE LA COMMUNE DE MENACEUR A PARTIR DE SIDI AMAR**

### **V.1. TYPES D'ADDUCTIONS RENCONTREES EN PRATIQUE**

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

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

#### **V.1.1. ADDUCTION GRAVITAIRE**

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

L'adduction gravitaire traduit également le cas d'un bassin d'accumulation intermédiaire qui reçoit, dans un premier temps, l'eau refoulée par une usine et que, dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par gravité jusqu'au réservoir de la ville, situé à un niveau plus bas (Dupont, 1974).

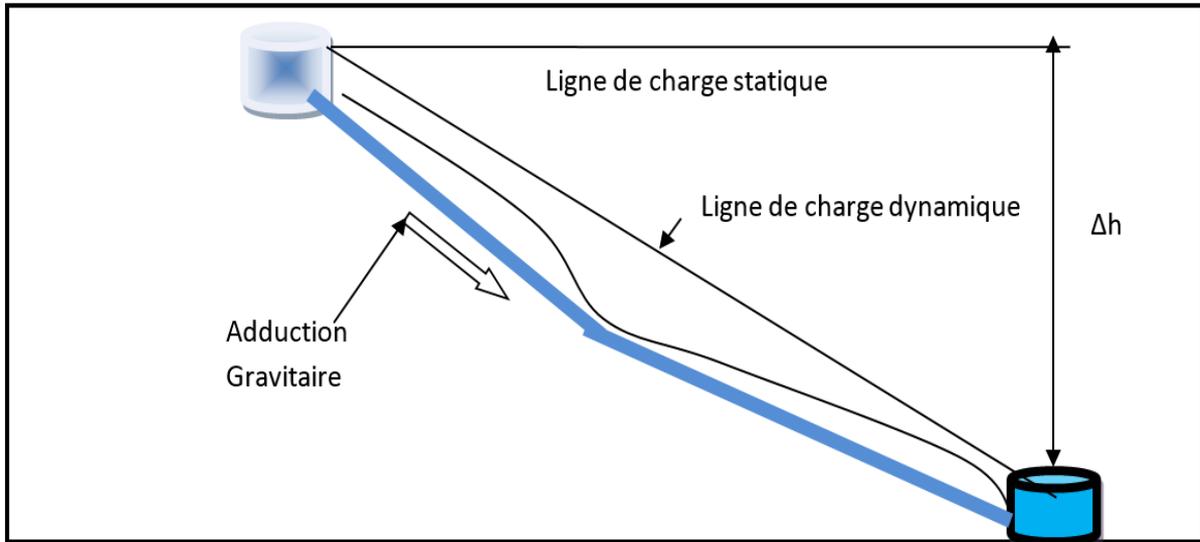


Figure V-1 Schéma d'une adduction gravitaire

### V.1.2. ADDUCTION PAR REFOULEMENT

Dans une conduite par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

Les eaux du captage sont relevées par une station de pompage dans une conduite de refoulement (Dupont, 1974)

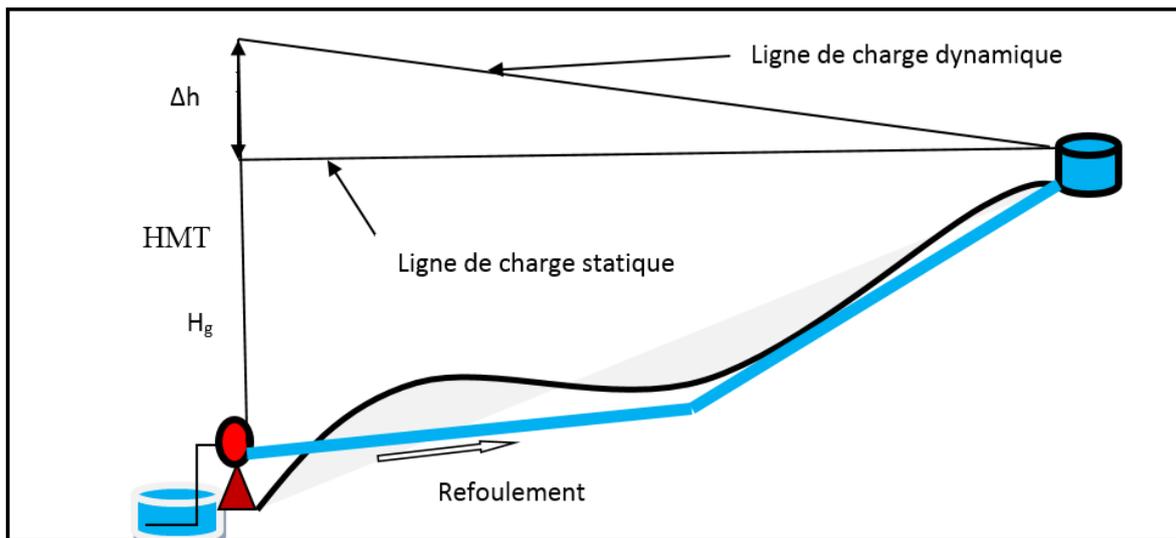


Figure V-2 Schéma d'une adduction par refoulement

### V.1.3. ADDUCTION MIXTE

C'est une adduction où une conduite de refoulement se substitue à une conduite gravitaire ou inversement. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

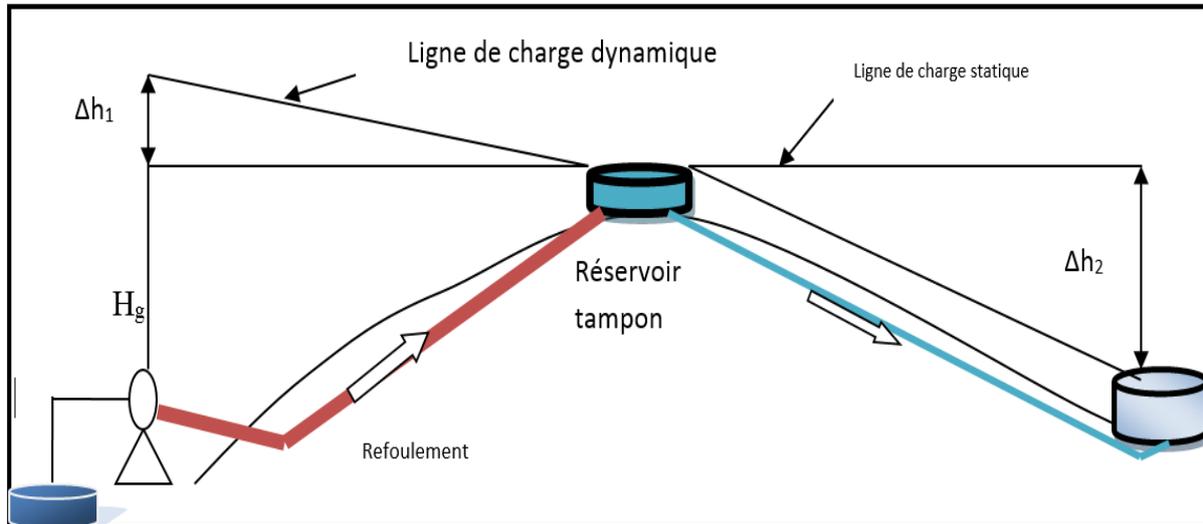


Figure V-3 Schéma d'une adduction mixte

### V.2. CRITERES DE CHOIX DU TRACE

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs :

- Eviter autant que possible les contres pentes qui donneront des cantonnements d'air, de plus en période d'arrêt de la pompe. Il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation, aussi aux points hauts du tracé, peuvent se conformés des cantonnements d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigées.
- Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement.
- Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des matériaux.

L'examen des conditions dans lesquelles, devrait être établi ce tracé se fait également selon le point de vue technico-économique (Bonniville, 2002).

### **V.3. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE**

Plusieurs variantes d'adduction seront étudiées et un calcul technico-économique sera effectué pour différentes côtes d'emplacement des réservoirs.

#### **V.3.1. PARTIE REFOULEMENT**

Connaissant la longueur de refoulement ainsi que le débit, et selon la gamme de diamètres, les vitesses économiques au refoulement pour toutes les variantes choisies doivent être choisies.

Les pertes de charge au refoulement, la hauteur manométrique totale de la pompe ainsi que les frais d'exploitation également seront calculés.

Enfin, il sera déduit le diamètre économique qui représente le choix optimum de chaque variante.

#### **V.3.2. PARTIE GRAVITAIRE**

La charge disponible entre la côte d'emplacement du réservoir proposée et la côte du réservoir d'arrivée qui est fixé pour chaque variante doit être déterminée.

Connaissant la distance séparant ces deux réservoirs et le débit, le diamètre avantageux et les vitesses seront calculés de telle sorte à éviter des coups de bélier important pour chaque variante.

Après comparaison des variantes, il sera choisi la meilleure d'entre elles.

### **V.4. PROPOSITION DE VARIANTES**

#### **V.4.1. PREMIERE VARIANTE (N°1)**

Dans cette variante, le système d'adduction est un système de refoulement constitué d'une seule et unique station de pompage.

A partir de la station de pompage (SP) de Sidi Amar située à une côte de 86m NGA, refoulant l'eau dans une conduite de longueur 7511m jusqu'au point de piquage de Si Amrane situé à une côte de 130m NGA.

Le piquage de Si Amrane relie l'adduction à un réservoir de stockage de 1000m<sup>3</sup> d'eau situé à une côte de 198m NGA par une conduite d'une longueur de 693,4m.

Le refoulement continue sur une longueur de conduite de 445,5m et ce jusqu'au deuxième point de piquage se trouvant à une côte terrain de 133m NGA.

A partir de ce point de picage sort une conduite d'une longueur de 675m qui finit par se bifurquer en deux conduites au niveau d'un point de 180m d'altitude :

- Une conduite de longueur de 5478m alimentant un réservoir de 1000m<sup>3</sup> pour l'agglomération de Fedjana situé à une côte de 241m NGA.
- Une seconde conduite de 1147m de long alimente un autre réservoir d'une capacité de 1000m<sup>3</sup> distribuant l'eau potable à Yazabene, se trouvant à une altitude de 246m NGA.

L'adduction relie ensuite le deuxième point de piquage à un troisième d'une altitude de 144m NGA par une conduite de 1352m pour remplir un réservoir de 250m<sup>3</sup> à une côte de 198m NGA à l'aide d'une petite conduite de 276m de long.

L'eau est acheminée vers un quatrième point de piquage d'une altitude de 180m NGA à partir du précédent par une conduite de 1726m, cet eau remplit un réservoir existant de 3000m<sup>3</sup> d'une côte de 248,5m NGA alimentant en plus du précédent le Chef-lieu de Menaceur à travers une conduite de 296,4m de longueur.

Cette eau atteint à partir du piquage qui précède, un cinquième d'une altitude de 210m NGA grâce à une conduite de 594,42m pour desservir un réservoir 1000m<sup>3</sup> en passant par 3746,61m de conduite pour arriver à une altitude de 260m NGA qui permet d'alimenter les zones de Zaouia, Tighza, Oued Roumane et Tichtiouine.

Le transfert continue encore sur 4783,14m vers un sixième point de piquage d'une altitude de 230m NGA qui remplit un réservoir 1000m<sup>3</sup> à 350m NGA de hauteur en passant par une conduite de 522m pour les zones de Sidi Salah, Bouhareb, Tidaf et Boutadjine.

Puis cette adduction arrive depuis le point précédent en passant par 3464,76m de conduite à un septième et dernier point qui est une bifurcation d'une altitude de 270m constitué de :

- Une petite conduite de 218m alimentant la localité de Tamloul par un réservoir de 1000m<sup>3</sup> haut de 304m NGA.
- Une longue conduite 2696,95m, considérée comme le dernier tronçon de l'adduction, se terminant à 431m NGA par un réservoir 1000m<sup>3</sup> qui distribue ce volume vers les zones de Bouyakoub, Esserhane et Bouhareb.

**Remarque :** Toutes les conduites précitées suivent par obligation les seuls chemins menant à ces endroits d'implantation, en vue de la difficulté de la traversée des terrains qui se trouvent être majoritairement privés, mais aussi pour faciliter la tâche pendant la réalisation et l'entretien ultérieur.

#### V.4.2. DEUXIEME VARIANTE (N°2)

Dans cette variante, le système d'adduction est un système de refoulement constitué d'une station de pompage et d'un booster en plus de la précédente qui permettra le relevage des eaux vers le point le plus haut, ce booster sera placé juste après le quatrième piquage au niveau du chef-lieu de Menaceur et le tracé sera donc gardé identique avec le premier comme suit :

A partir de la station de pompage (SP) de Sidi Amar située à une côte de 86m NGA, refoulant l'eau dans une conduite de longueur 7511m jusqu'au point de piquage de Si Amrane situé à une côte de 130m NGA.

Le piquage de Si Amrane relie l'adduction à un réservoir de stockage de 1000m<sup>3</sup> d'eau situé à une côte de 198m NGA par une conduite d'une longueur de 693,4m.

Le refoulement continue sur une longueur de conduite de 445,5m et ce jusqu'au deuxième point de piquage se trouvant à une côte terrain de 133m NGA.

A partir de ce point de piquage sort une conduite d'une longueur de 675m qui finit par se bifurquer en deux conduites au niveau d'un point de 180m d'altitude :

- Une conduite de longueur de 5478m alimentant un réservoir de 1000m<sup>3</sup> pour l'agglomération de Fedjana situé à une côte de 241m NGA.
- Une seconde conduite de 1147m de long alimente un autre réservoir d'une capacité de 1000m<sup>3</sup> distribuant l'eau potable à Yazabene, se trouvant à une altitude de 246m NGA.

L'adduction relie ensuite le deuxième point de piquage à un troisième d'une altitude de 144m NGA par une conduite de 1352m pour remplir un réservoir de 250m<sup>3</sup> à une côte de 198m NGA à l'aide d'une petite conduite de 276m de long.

L'eau est acheminée vers un quatrième point de piquage d'une altitude de 180m NGA à partir du précédent par une conduite de 1726m, cette eau remplit un réservoir existant de 3000m<sup>3</sup> d'une côte de 248,5m NGA alimentant en plus du précédent le Chef-lieu de Menaceur à travers une conduite de 296,4m de longueur.

**Un booster servant à relever les eaux arrivant de la station de pompage (SP) est installé au niveau du chef-lieu de Menaceur à une côte égale à 190m NGA aspirant depuis le piquage précédent et refoulant vers un cinquième d'une altitude de 210m NGA** grâce à une conduite de 594,42m pour desservir un réservoir de 1000m<sup>3</sup> en passant par 3746,61m de conduite pour arriver à une altitude de 260m NGA qui permet d'alimenter les zones de Zaouia, Tighza, Oued Roumane et Tichtiouine.

Le transfert continue encore sur 4783,14m vers un sixième point de piquage d'une altitude de 230m NGA qui remplit un réservoir 1000m<sup>3</sup> à 350m NGA de hauteur en passant par une conduite de 522m pour les zones de Sidi Salah, Bouhareb, Tidaf et Boutadjine.

Puis cette adduction arrive depuis le point précédent en passant par 3464,76m de conduite à un septième et dernier point qui est une bifurcation d'une altitude de 270m constitué de :

- Une petite conduite de 218m alimentant la localité de Tendloul par un réservoir de 1000m<sup>3</sup> haut de 304m NGA.
- Une longue conduite 2696,95m, considérée comme le dernier tronçon de l'adduction, se terminant à 431m NGA par un réservoir 1000m<sup>3</sup> qui distribue ce volume vers les zones de Bouyakoub, Esserhane et Bouhareb.

**Remarque :** Toutes les conduites précitées suivent par obligation les seuls chemins menant à ces endroits d'implantation, en vue de la difficulté de la traversée des terrains qui se trouvent être majoritairement privés, mais aussi pour faciliter la tâche pendant la réalisation et l'entretien ultérieur.

#### **V.5.CHOIX DE LA VARIANTE**

Vu que la différence entre les deux variantes est la mise en place d'un booster au niveau du Chef-lieu de la commune de MENACEUR et que le tracé reste par obligation le même, comme il a été expliqué précédemment, le choix de la variante devra se faire ultérieurement pendant le dimensionnement de l'adduction, afin de définir si le booster est nécessaire au bon fonctionnement de celle-ci ou pas.

**V.6.CALCUL DES DEBITS**

Le tableau V-1 regroupe tous les débits et volumes de réservoirs nécessaires au calcul du débit à pomper pour chaque agglomération de la commune de Menaceur :

Agglomération	MENACEUR Chef-lieu	Agglomération secondaire	Zones éparses				TOTAL
Nombre d'habitants	34056	33701	36967				104724
Répartition de l'aggl. (%)	32,52	32,18	35,3				100
Débit max journalier (m3/j)	9564,63	9464,69	9273,2				28302,52
Répartition des débits (%)	33,79	33,44	32,76				100
Débit pompage nécessaire (m3/j)	8746,46	8655,07	8479,96				25881,5
Nombre réservoirs	2	3	4				9
Capacité Réservoirs (m3)	3200	3000	4000				10200
Capacité Réservoirs (m3)	3000	1000	1000	1000	1000	1000	10200
Répartition des volumes / zone (%)	93,75	33,33	25	25	25	25	/
	100	100	100				
Débit pompage / réservoir (m3/j)	8199,8	2885,02	2119,99	2119,99	2119,99	2119,99	25881,50
Durée de pompage (h)	16						16
Débit pompage / réservoir (m3/h)	512,49	180,31	132,50	132,50	132,50	132,50	1617,59
Débit pompage / réservoir (l/s)	142,36	50,09	36,81	36,81	36,81	36,81	449,33

Tableau V-1 Calcul des débits de pompage pour chaque agglomération

## V.7.CHOIX DU MATERIAU DES CONDUITES

### V.7.1. PRESENTATION DES CONDUITES UTILISEES EN AEP

Parmi les types de conduites utilisées dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue : les conduites en fonte, les conduites en acier, les conduites en matière thermoplastique et les conduites en béton.

#### V.7.1.1. LA FONTE

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, elle 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 compte tenu de la longévité de la conduite, mais elle ne convient pas aux terrains trop accidentés.



Figure V-4 Conduites en fonte ductile

**V.7.1.2. L'ACIER**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout lorsque le sol est agressif, mais il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.



Figure V-5 Conduites en acier

**V.7.1.3. LE PEHD**

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorporable, sa pose par soudure électrique se fait sans grande contrainte. Les grands diamètres supérieurs à 300 mm 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 vie de la conduite.

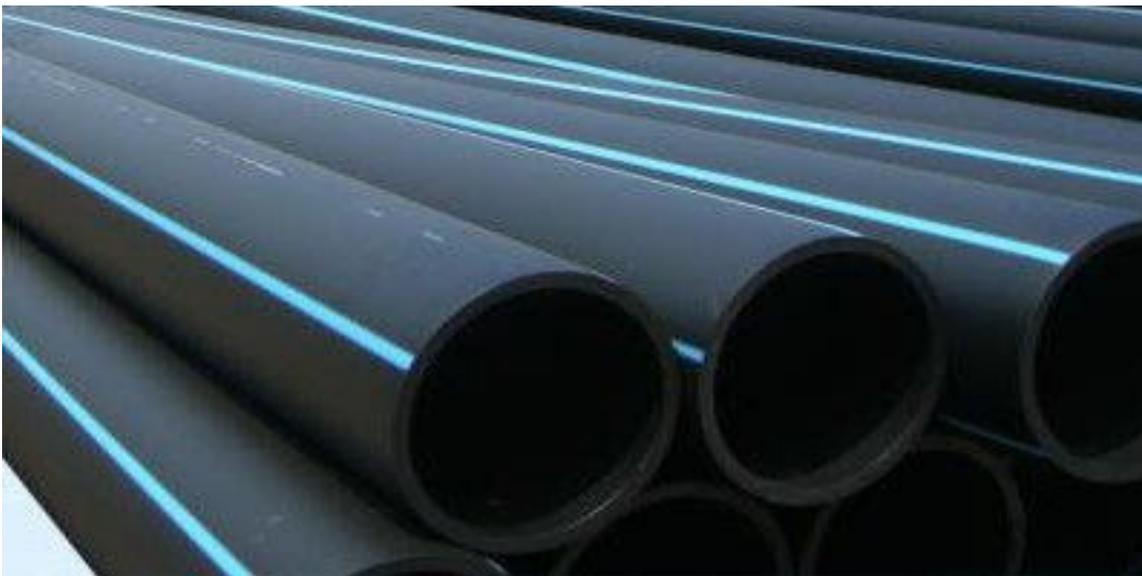


Figure V-6 Conduites en PEHD

### V.7.2. MATERIAU CHOISI POUR LA REALISATION DE CETTE ADDUCTION

Dans ce cas deux types de conduite sont utilisés :

Pour les conduites posées sur la route principale menant de Sidi Amar à Menaceur, la fonte ductile est utilisée au vue des divers avantages :

- Souple et plus résistante.
- Supporte des pressions de service atteignant 50 bars.
- Une épaisseur de conduite voisine du 1/20eme du rayon.
- Des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 700mm.
- Différents types de joints sont utilisés pour assembler ces conduites.
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

Les caractéristiques mécaniques de la fonte sont remarquables et voisines de celle de l'acier. Avec la fonte ductile les valeurs élevées de la résistance de rupture à la traction et de l'allongement à la rupture entraînent une grande résistance à la pression de l'eau et aux chocs. Par contre la fonte est rarement posée en gros diamètre ( $D > 2000$  mm) car sa fabrication est problématique (moules de fonderie difficiles à réaliser) et son type de jonction par emboîtement présente des inconvénients pour des fortes pressions. Le choix de l'épaisseur de la paroi du tuyau doit tenir compte du critère très important «charges ovalisant » soit de la hauteur de couverture de la canalisation et des charges roulantes appliquées. Les pressions maximales acceptées par les tuyaux en fonte ductile dépendent de leur épaisseur de paroi normalisée par un coefficient K et peuvent varier en fonction du diamètre nominal de la canalisation. Les tuyaux doivent être conformes à la norme EN 545 « Tuyaux raccords et accessoires en fonte ductile et leurs assemblages pour canalisation d'eau — prescriptions et méthode d'essai ». La pression nominale des tuyaux répond aux valeurs usuelles (PN16, PN 25) Il n'y a pas de production locale en Algérie mais des conduites peuvent être fabriquées avec des rythmes soutenus en France, en Chine et au Brésil.

Pour les conduites de piquage de chaque réservoir projeté, il est prévu d'utiliser du PEHD en vue des avantages suivants :

- Disponibilité sur le marché Algérien (production local)
- Résistance aux grandes pressions (> 20 bars)
- Facile à poser (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Permet de faibles rayons de courbures aux réseaux.

- Longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissements (durée de 50 ans à 20°C.)
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible).
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résistance à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

## V.8. CALCUL HYDRAULIQUE

### V.8.1. CALCUL DES DIAMETRES ECONOMIQUES DES CONDUITES DE REFOULEMENT

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise en première approximation les deux formules approchées de BRESSE et de BONNIN à titre indicatif.

Formule de BRESSE (Dupont, 1974)

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (V-1)$$

Formule de BONNIN

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

Avec :

D : diamètre de la conduite (m) ;

Q : Débit véhiculé (m<sup>3</sup>/s)

### V.8.2. CALCUL DES PERTES DE CHARGE LINEAIRES

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

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

La loi de Darcy 1856 (Giles, Evert, Liu, 1995)

$$\Delta H_L = J \times L = \frac{\lambda \times L \times V^2}{D \times 2g} \quad (V-3)$$

Avec :

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

$\Delta H_L$  : pertes de charge linéaires en (m)

J : gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient  $\lambda$  est obtenu par les formules suivantes :

➤ **Formule de NIKURADZE 1933**

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \operatorname{Ln} \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (V-4)$$

Avec :

$\varepsilon$  : Rugosité de la conduite :

0,5 mm pour la fonte ductile

0.01 mm pour le PEHD

D : Diamètre de la conduite en (mm)

➤ **Formule COLEBROOK 1939 (Giles, Evert, Liu, 1995)**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \quad (V-5)$$

Avec

$\lambda$  : coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement ;

V : vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s)

D : Diamètre de la conduite en mètre (m)

Re : Nombre de Reynolds.

Selon Reynolds 1883, le régime d'écoulement se vérifie à l'aide de la formule du nombre de Reynolds qui s'exprime comme suit :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (V-6)$$

Avec :

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

$$\nu = \frac{0,0178}{(1+0,0337.t+0,000221.t^2)} \quad (V-7)$$

t : Température de l'eau en degré

### V.8.3. CALCUL DES PERTES DE CHARGE SINGULIERES

Les pertes de charges singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section (rétrécissement, élargissement de la conduite)...etc.

Dans notre cas les pertes de charge singulières représente 15% des pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_s = 0,15 \times \Delta H_L \quad (V-8)$$

### V.8.4. CALCUL DES PERTES DE CHARGE TOTALES

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

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s = 1,15 \times \Delta H_L \quad (V-9)$$

Avec :

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

$\Delta H_s$  : perte de charge singulière en (m) ;

$\Delta H_L$  : perte de charge linéaire en (m).

### V.8.5. HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE HMT

Elle correspond à la hauteur géométrique d'une longueur équivalente aux pertes de charge :

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_T \quad (V-10)$$

Avec :

$H_g$  : La hauteur géométrique (m)

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

$\Delta H_a$  : perte de charge à l'aspiration (m), Dans notre cas  $\Delta H_a=0,5m$  ;

$\Delta H_r$  : perte de charge au refoulement (m)

### V.8.6. PUISSANCE DE LA POMPE

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

$$P = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} \quad (V-11)$$

Avec :

P : Puissance absorbée par la pompe (kw) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>) ;

Q : Débit a refoulé (m<sup>3</sup>/s) ;

HMT : Hauteur manométrique totale (m.c.e) ;

$\eta$  : Rendement du pompage (67,9%).

### V.8.7. ENERGIE CONSOMMEE PAR LA POMPE

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

$$E = P \times T \times 365 \quad (V-12)$$

Avec :

E : Energie totale consommée par la pompe pendant une année (kwh) ;

P : Puissance absorbée (kw) ;

T : Temps de pompage en (heure) ;

Dans notre cas on a deux stations de pompage

SP : temps de pompage de T= 16h

Booster : temps de pompage de T= 16h

### V.8.8. FRAIS D'EXPLOITATION DE LA POMPE

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{EXP} = E \times e \quad (V-13)$$

Avec :

F<sub>EXP</sub> : Frais d'exploitation (DA) ;

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

e : Prix unitaire du kwh

Selon la SONEGAS et la Commission de régulation de l'électricité et du gaz, les tarifications sont données comme suit pour les clients non ménagers :

Tableau V-2 Tarification de l'énergie électrique pour les consommateurs non ménagers

Type de tarifs	Code tarif	Prix de l'énergie active cDA/kWh				
		Pointe	Pleine	Nuit	Hors pointe	Jour
Tarifs postes horaires	Horaires	17h-21h	21h-22h30 6h-17h	22h30-6h		
	51NM	811,47	216,45	120,50	-	-
	Horaires	17h-21h			21h-17h	
	52NM	811,47	-	-	178,07	-
	Horaires			22h30-6h		6h-22h30
	53NM	-	-	120,50	-	486,98

Il sera choisi pour notre cas le régime de tarification 51NM pour un pompage de 16h hors pointe à partir de 23h jusqu'à 15h.

$$e = \frac{120,50 * 7 + 216,45 * 9}{16} = 174,47 \text{ cDA}$$

$$e = 1,74 \text{ DA}$$

### V.8.9. FRAIS D'AMORTISSEMENT

LES frais d'amortissement sont calculés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_{rc} \times A \quad (V-14)$$

Avec :

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

A : Amortissement annuel qui est calculé par la formule :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (V-15)$$

Avec :

i : Taux d'annuité (i=10%)

n : Durée de l'amortissement de la conduite, dans notre cas on prend n=30ans.

V.9.DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ADDUCTION PAR REFOULEMENT

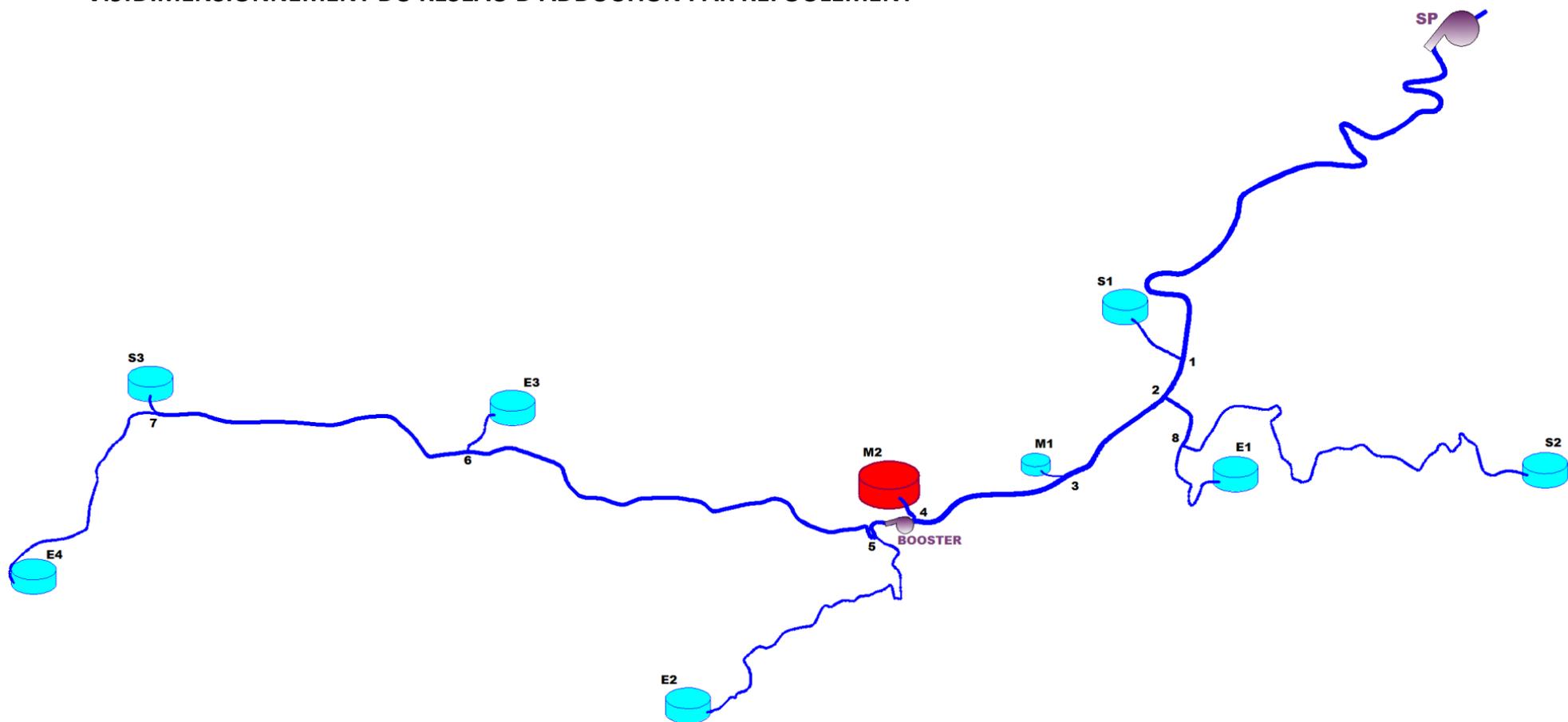


Figure V-7 Réseau d'adduction de La commune de Menaceur depuis Sidi Amar

**V.9.1. DETERMINATION DES DIAMETRES ECONOMIQUES :**
**V.9.1.1. Tronçon : SP – 1 :**
**V.9.1.1.1. CALCUL DE LA HMT**
**Tableau V-3 Calcul de la HMT du tronçon SP-1**

Diamètre (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	H <sub>g</sub> (m)	HMT (m)
300	0,4493	6,36	0,0227	7511,00	1,4493	0,03	44	44,03
350	0,4493	4,67	0,0218	7511,00	1,4493	0,03	44	44,03
400	0,4493	3,58	0,0211	7511,00	1,4493	0,03	44	44,03
500	0,4493	2,29	0,0199	7511,00	1,4493	0,03	44	44,03
600	0,4493	1,59	0,0191	7511,00	1,4493	0,03	44	44,03
700	0,4493	1,17	0,0184	7511,00	1,4493	0,03	44	44,03

**V.9.1.1.2. CALCUL DES FRAIS D'AMORTISSEMENT**
**Tableau V-4 Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP-1**

Diamètre (mm)	L (m)	Prix du ml (DA)	Prix conduite (DA)	Amortissement A	F <sub>amort</sub> (DA)
300	7511,00	18500	138953500	0,09	12505815
350	7511,00	21700	162988700	0,09	14668983
400	7511,00	26300	197539300	0,09	17778537
500	7511,00	29500	221574500	0,09	19941705
600	7511,00	36000	270396000	0,09	24335640
700	7511,00	42000	315462000	0,09	28391580

**V.9.1.1.3. CALCUL DES FRAIS D'EXPLOITATION**
**Tableau V-5 Calcul des frais d'exploitation du tronçon SP-1**

Diamètre (mm)	P (K watt)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)
300	285,85	1669377,75	2904717,28
350	285,85	1669377,75	2904717,28
400	285,85	1669377,75	2904717,28
500	285,85	1669377,75	2904717,28
600	285,85	1669377,75	2904717,28
700	285,85	1669377,75	2904717,28

**V.9.1.1.4. BILAN**
**Tableau V-6 Calcul du bilan du tronçon SP-1**

Diamètre (mm)	F <sub>amort</sub> (DA)	F <sub>exploit</sub> (DA)	Bilan (DA)
300	12505815	2904717,28	15410532,28
350	14668983	2904717,28	17573700,28
400	17778537	2904717,28	20683254,28
<b>500</b>	<b>19941705</b>	<b>2904717,28</b>	<b>22846422,28</b>
600	24335640	2904717,28	27240357,28
700	28391580	2904717,28	31296297,28

D'après le bilan, le diamètre le plus économique du tronçon SP – 1 est :

D = 500 mm

**V.9.1.2. Tronçon : 1 – 2 :**
**V.9.1.2.1. CALCUL DE LA HMT**
**Tableau V-7 Calcul de la HMT du tronçon 1-2**

Diamètre (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	H <sub>g</sub> (m)	HMT (m)
300	0,3992	5,65	0,0227	445,50	1,4493	9,30	3	12,30
350	0,3992	4,15	0,0218	445,50	1,4493	9,30	3	12,30
400	0,3992	3,18	0,0211	445,50	1,4493	9,30	3	12,30
500	0,3992	2,03	0,0199	445,50	1,4493	9,30	3	12,30
600	0,3992	1,41	0,0191	445,50	1,4493	9,30	3	12,30
700	0,3992	1,04	0,0184	445,50	1,4493	9,30	3	12,30

**V.9.1.2.2. CALCUL DES FRAIS D'AMORTISSEMENT**
**Tableau V-8 Calcul de frais d'amortissement du tronçon 1-2**

Diamètre (mm)	L (m)	Prix du ml (DA)	Prix conduite (DA)	Amortissement A	F <sub>amort</sub> (DA)
300	445,50	18500	8241750	0,09	741757,5
350	445,50	21700	9667350	0,09	870061,5
400	445,50	26300	11716650	0,09	1054498,5
500	445,50	29500	13142250	0,09	1182802,5
600	445,50	36000	16038000	0,09	1443420
700	445,50	42000	18711000	0,09	1683990

**V.9.1.2.3. CALCUL DES FRAIS D'EXPLOITATION**
**Tableau V-9 Calcul des frais d'exploitation du tronçon1-2**

Diamètre (mm)	P (K watt)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)
300	70,96	414425,56	721100,47
350	70,96	414425,56	721100,47
400	70,96	414425,56	721100,47
500	70,96	414425,56	721100,47
600	70,96	414425,56	721100,47
700	70,96	414425,56	721100,47

**V.9.1.2.4. BILAN**
**Tableau V-10 Calcul du bilan du tronçon 1-2**

Diamètre (mm)	F <sub>amort</sub> (DA)	F <sub>exploit</sub> (DA)	Bilan (DA)
<b>300</b>	<b>741757,5</b>	<b>721100,47</b>	<b>1462857,97</b>
350	870061,5	721100,47	1591161,97
400	1054498,5	721100,47	1775598,97
500	1182802,5	721100,47	1903902,97
600	1443420	721100,47	2164520,47
700	1683990	721100,47	2405090,47

D'après le bilan, le diamètre le plus économique du tronçon 1 – 2 est :

**D = 300 mm**

**V.9.1.3. Tronçon : 2 – 3 :**
**V.9.1.3.1. CALCUL DE LA HMT**
**Tableau V-11 Calcul de la HMT du tronçon 2-3**

Diamètre (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	H <sub>g</sub> (m)	HMT (m)
300	0,3124	4,42	0,0227	1352,00	1,4493	1,01	47	48,01
350	0,3124	3,25	0,0218	1352,00	1,4493	1,01	47	48,01
400	0,3124	2,49	0,0211	1352,00	1,4493	1,01	47	48,01
500	0,3124	1,59	0,0199	1352,00	1,4493	1,01	47	48,01
600	0,3124	1,11	0,0191	1352,00	1,4493	1,01	47	48,01
700	0,3124	0,81	0,0184	1352,00	1,20	1,37	144	145,37

V.9.1.3.2. CALCUL DES FRAIS D'AMORTISSEMENT

Tableau V-12 Calcul des frais d'amortissement du tronçon 2-3

Diamètre (mm)	L (m)	Prix du ml (DA)	Prix conduite (DA)	Amortissement A	F <sub>amort</sub> (DA)
300	300	1352,00	18500	25012000	0,09
350	350	1352,00	21700	29338400	0,09
400	400	1352,00	26300	35557600	0,09
500	500	1352,00	29500	39884000	0,09
600	600	1352,00	36000	48672000	0,09
700	700	1352,00	42000	56784000	0,09

V.9.1.3.3. CALCUL DES FRAIS D'EXPLOITATION

Tableau V-13 Calcul des frais d'exploitation du tronçon 2-8

Diamètre (mm)	P (K watt)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)
300	216,66	1265284,58	2201595,17
350	216,66	1265284,58	2201595,17
400	216,66	1265284,58	2201595,17
500	216,66	1265284,58	2201595,17
600	216,66	1265284,58	2201595,17
700	216,66	1265284,58	2201595,17

V.9.1.3.4. BILAN

Tableau V-14 Calcul du bilan du tronçon 2-3

Diamètre (mm)	F <sub>amort</sub> (DA)	F <sub>exploit</sub> (DA)	Bilan (DA)
300	2251080	2201595,17	4452675,17
350	2640456	2201595,17	4842051,17
400	3200184	2201595,17	5401779,17
500	3589560	2201595,17	5791155,17
600	4380480	2201595,17	6582075,17
700	5110560	2201595,17	7312155,17

D = 300 mm

D'après le bilan, le diamètre le plus économique du tronçon 2 – 3 est :

#### V.9.1.4. Tronçon : 3 – 4 :

##### V.9.1.4.1. CALCUL DE LA HMT

Tableau V-15 Calcul de la HMT du tronçon 3-4

Diamètre (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	H <sub>g</sub> (m)	HMT (m)
300	0,3029	4,29	0,0227	1726,80	1,4493	0,62	36	36,62
350	0,3029	3,15	0,0218	1726,80	1,4493	0,62	36	36,62
400	0,3029	2,41	0,0211	1726,80	1,4493	0,62	36	36,62
500	0,3029	1,54	0,0199	1726,80	1,4493	0,62	36	36,62
600	0,3029	1,07	0,0191	1726,80	1,4493	0,62	36	36,62
700	0,3029	0,79	0,0184	1726,80	1,4493	0,62	36	36,62

##### V.9.1.4.2. CALCUL DES FRAIS D'AMORTISSEMENT

Tableau V-16 Calcul des frais d'amortissement du tronçon 3-4

Diamètre (mm)	L (m)	Prix du ml (DA)	Prix conduite (DA)	Amortissement A	F <sub>amort</sub> (DA)
300	1726,80	18500	31945800	0,09	2875122
350	1726,80	21700	37471560	0,09	3372440,4
400	1726,80	26300	45414840	0,09	4087335,6
500	1726,80	29500	50940600	0,09	4584654
600	1726,80	36000	62164800	0,09	5594832
700	1726,80	42000	72525600	0,09	6527304

##### V.9.1.4.3. CALCUL DES FRAIS D'EXPLOITATION

Tableau V-17 Calcul des frais d'exploitation du tronçon 3-4

Diamètre (mm)	P (K watt)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)
300	160,23	935759,67	1628221,82
350	160,23	935759,67	1628221,82
400	160,23	935759,67	1628221,82
500	160,23	935759,67	1628221,82
600	160,23	935759,67	1628221,82
700	160,23	935759,67	1628221,82

**V.9.1.4.4. BILAN**
**Tableau V-18 Calcul du bilan du tronçon 3-4**

Diamètre (mm)	F <sub>amort</sub> (DA)	F <sub>exploit</sub> (DA)	Bilan (DA)
<b>300</b>	<b>2875122</b>	<b>1628221,82</b>	<b>4503343,82</b>
350	3372440,4	1628221,82	5000662,22
400	4087335,6	1628221,82	5715557,42
500	4584654	1628221,82	6212875,82
600	5594832	1628221,82	7223053,82
700	6527304	1628221,82	8155525,82

D'après le bilan, le diamètre le plus économique du tronçon 3 – 4 est :

**D = 300 mm**
**V.9.1.5. Tronçon : 4 – 5 :**
**V.9.1.5.1. CALCUL DE LA HMT**
**Tableau V-19 Calcul de la HMT du tronçon 4-5**

Diamètre (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	H <sub>g</sub> (m)	HMT (m)
300	0,1605	2,27	0,0227	594,42	1,4493	5,23	30	35,23
350	0,1605	1,67	0,0218	594,42	1,4493	5,23	30	35,23
400	0,1605	1,28	0,0211	594,42	1,4493	5,23	30	35,23
500	0,1605	0,82	0,0199	594,42	1,4493	5,23	30	35,23
600	0,1605	0,57	0,0191	594,42	1,4493	5,23	30	35,23
700	0,1605	0,42	0,0184	594,42	1,4493	5,23	30	35,23

**V.9.1.5.2. CALCUL DES FRAIS D'AMORTISSEMENT**
**Tableau V-20 Calcul des frais d'amortissement du tronçon 4-5**

Diamètre (mm)	L (m)	Prix du ml (DA)	Prix conduite (DA)	Amortissement A	F <sub>amort</sub> (DA)
300	594,42	18500	10996770	0,09	989709,3
350	594,42	21700	12898914	0,09	1160902,26
400	594,42	26300	15633246	0,09	1406992,14
500	594,42	29500	17535390	0,09	1578185,1
600	594,42	36000	21399120	0,09	1925920,8
700	594,42	42000	24965640	0,09	2246907,6

**V.9.1.5.3. CALCUL DES FRAIS D'EXPLOITATION**
**Tableau V-21 Calcul des frais d'exploitation du tronçon 4-5**

Diamètre (mm)	P (K watt)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)
300	81,68	477035,90	830042,46
350	81,68	477035,90	830042,46
400	81,68	477035,90	830042,46
500	81,68	477035,90	830042,46
600	81,68	477035,90	830042,46
700	81,68	477035,90	830042,46

**V.9.1.5.4. BILAN**
**Tableau V-22 Calcul du bilan du tronçon 4-5**

Diamètre (mm)	F <sub>amort</sub> (DA)	F <sub>exploit</sub> (DA)	Bilan (DA)
<b>300</b>	<b>989709,3</b>	<b>830042,46</b>	<b>1819751,76</b>
350	1160902,26	830042,46	1990944,72
400	1406992,14	830042,46	2237034,60
500	1578185,1	830042,46	2408227,56
600	1925920,8	830042,46	2755963,26
700	2246907,6	830042,46	3076950,06

D'après le bilan, le diamètre le plus économique du tronçon 4-5 est :

**D = 300 mm**

**V.9.1.6. Tronçon : 5 – 6 :**
**V.9.1.6.1. CALCUL DE LA HMT**
**Tableau V-23 Calcul de la HMT du tronçon 5-6**

Diamètre (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	H <sub>g</sub> (m)	HMT (m)
300	0,1237	1,75	0,0227	4783,14	1,4493	0,08	20	20,08
350	0,1237	1,29	0,0218	4783,14	1,4493	0,08	20	20,08
400	0,1237	0,98	0,0211	4783,14	1,4493	0,08	20	20,08
500	0,1237	0,63	0,0199	4783,14	1,4493	0,08	20	20,08
600	0,1237	0,44	0,0191	4783,14	1,4493	0,08	20	20,08

700	0,1237	0,32	0,0184	4783,14	1,4493	0,08	20	20,08
-----	--------	------	--------	---------	--------	------	----	-------

#### V.9.1.6.2. CALCUL DES FRAIS D'AMORTISSEMENT

Tableau V-24 Calcul des frais d'amortissement du tronçon 5-6

Diamètre (mm)	L (m)	Prix du ml (DA)	Prix conduite (DA)	Amortissement A	F <sub>amort</sub> (DA)
300	4783,14	18500	88488090	0,09	7963928,1
350	4783,14	21700	103794138	0,09	9341472,42
400	4783,14	26300	125796582	0,09	11321692,4
500	4783,14	29500	141102630	0,09	12699236,7
600	4783,14	36000	172193040	0,09	15497373,6
700	4783,14	42000	200891880	0,09	18080269,2

#### V.9.1.6.3. CALCUL DES FRAIS D'EXPLOITATION

Tableau V-25 Calcul des frais d'exploitation du tronçon 5-6

Diamètre (mm)	P (K watt)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)
300	35,89	209581,85	364672,41
350	35,89	209581,85	364672,41
400	35,89	209581,85	364672,41
500	35,89	209581,85	364672,41
600	35,89	209581,85	364672,41
700	35,89	209581,85	364672,41

#### V.9.1.6.4. BILAN

Tableau V-26 Calcul du bilan du tronçon 5-6

Diamètre (mm)	F <sub>amort</sub> (DA)	F <sub>exploit</sub> (DA)	Bilan (DA)
<b>300</b>	<b>7963928,1</b>	<b>364672,41</b>	<b>8328600,51</b>
350	9341472,42	364672,41	9706144,83
400	11321692,38	364672,41	11686364,79
500	12699236,7	364672,41	13063909,11
600	15497373,6	364672,41	15862046,01
700	18080269,2	364672,41	18444941,61

D'après le bilan, le diamètre le plus économique du tronçon 5-6 est :

**D = 300 mm**

### V.9.1.7. Tronçon : 6 – 7 :

#### V.9.1.7.1. CALCUL DE LA HMT

Tableau V-27 Calcul de la HMT du tronçon 6-7

Diamètre (mm)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	H <sub>g</sub> (m)	HMT (m)
300	0,0869	1,23	0,0227	3464,76	1,4493	0,15	40	40,15
350	0,0869	0,90	0,0218	3464,76	1,4493	0,15	40	40,15
400	0,0869	0,69	0,0211	3464,76	1,4493	0,15	40	40,15
500	0,0869	0,44	0,0199	3464,76	1,4493	0,15	40	40,15
600	0,0869	0,31	0,0191	3464,76	1,4493	0,15	40	40,15
700	0,0869	0,23	0,0184	3464,76	1,4493	0,15	40	40,15

#### V.9.1.7.2. CALCUL DES FRAIS D'AMORTISSEMENT

Tableau V-28 Calcul des frais d'amortissement du tronçon 6-7

Diamètre (mm)	L (m)	Prix du ml (DA)	Prix conduite (DA)	Amortissement A	F <sub>amort</sub> (DA)
300	3464,76	18500	64098060	0,09	5768825,4
350	3464,76	21700	75185292	0,09	6766676,28
400	3464,76	26300	91123188	0,09	8201086,92
500	3464,76	29500	102210420	0,09	9198937,8
600	3464,76	36000	124731360	0,09	11225822,4
700	3464,76	42000	145519920	0,09	13096792,8

#### V.9.1.7.3. CALCUL DES FRAIS D'EXPLOITATION

Tableau V-29 Calcul des frais d'exploitation du tronçon 6-7

Diamètre (mm)	P (K watt)	E (KWh)	F <sub>exploit</sub> (DA)
300	50,41	294389,03	512236,91
350	50,41	294389,03	512236,91
400	50,41	294389,03	512236,91
500	50,41	294389,03	512236,91
600	50,41	294389,03	512236,91
700	50,41	294389,03	512236,91

V.9.1.7.4. BILAN

Tableau V-30 Calcul du bilan du tronçon 6-7

Diamètre (mm)	F <sub>amort</sub> (DA)	F <sub>exploit</sub> (DA)	Bilan (DA)
<b>300</b>	<b>5768825,4</b>	<b>512236,91</b>	<b>6281062,31</b>
350	6766676,28	512236,91	7278913,19
400	8201086,92	512236,91	8713323,83
500	9198937,8	512236,91	9711174,71
600	11225822,4	512236,91	11738059,31
700	13096792,8	512236,91	13609029,71

D'après le bilan, le diamètre le plus économique du tronçon 6-7 est :

**D = 300 mm**

**REMARQUE :** le prix du mètre linéaire des conduites a été estimé selon la moyenne des prix de vente chez les fournisseurs du marché national.

V.9.1.8. **RECAPITULATIF DES DIAMETRES ECONOMIQUES ESTIMES**

Les diamètres économiques calculés sont résumés dans ce tableau :

Tableau V-31 Diamètre économique des tronçons

Tronçon	Diamètre économique (mm)
SP – 1	500
1 – 2	300
2 – 3	300
3 – 4	300
4 – 5	300
5 – 6	300
6 – 7	300

**REMARQUE :** La simulation hydraulique prenant en compte tous les éléments du système permettra de décider si ces diamètres seront gardés ou changés en fonction des conditions hydrauliques.

### V.9.2. CALCUL DES DIAMETRES POUR LES PETITS TRONCONS

Pour déterminer les diamètres des petits tronçons, il sera pris en considération les côtes de départ et d'arrivée de chaque conduite de refoulement afin d'en estimer la perte de charge puis en déduire le diamètre normalisé.

Tableau V-32 Calcul du diamètre des petits tronçons

Tronçon	Côte départ (mNGA)	Côte arrivée (mNGA)	Longueur (m)	Débit (m <sup>3</sup> /h)	$\Delta H$	Diamètre calculé (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre normalisé (mm)
7_E4	130	198	693,40	0,0501	68	146,41	163,6	<b>200</b>
8_S2	180	241	675,00	0,0501	61	148,73	163,6	<b>200</b>
8_E1	180	246	5478,00	0,0368	66	194,61	204,6	<b>250</b>
2_8	133	180	1147,00	0,0869	47	214,02	257,8	<b>315</b>
3_M1	144	220	276,00	0,0095	76	63,33	90	<b>110</b>
4_M2	180	248,5	296,40	0,1424	68,5	185,56	204,6	<b>250</b>
5_E2	210	260	3746,61	0,0368	50	190,82	204,6	<b>250</b>
6_E3	230	350	522,00	0,0368	120	110,38	130,8	<b>160</b>
7_S3	270	304	2696,95	0,0501	34	217,22	257,8	<b>315</b>
7_E4	270	431	218,00	0,0368	161	88,19	90	<b>110</b>

**V.9.3. ESTIMATION DES DIAMETRES ECONOMIQUES SELON LA FORMULE DE BONNIN**

Il est possible d'adopter une formule simplifiée telle Bonnin afin de faciliter les estimations des diamètres des tronçons :

**Tableau V-33 Estimation des diamètres et pertes de charges selon BONNIN**

Tronçon	Débit pompage / réservoir (m <sup>3</sup> /h)	Débit pompage / réservoir (m <sup>3</sup> /s)	Diamètre Economique selon BONNIN (m)	Diamètre normalisé (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Matériau de la conduite	Rugosité $\epsilon$	Section (m <sup>2</sup> )	Vitesse (m/s)	Longueur (m)	$\lambda$	Perte de charge Linéaire $\Delta H$ (m)
SP_1	1617,59	0,4493	0,670	738	700	Fonte ductile	0,5	0,38	1,17	7511,00	0,0184	13,74
1_S1	180,31	0,0501	0,224	315	257,8	PEHD	0,01	0,05	0,96	693,40	0,0103	1,30
1_2	1437,28	0,3992	0,632	738	700	Fonte ductile	0,5	0,38	1,04	445,50	0,0184	0,64
8_S2	180,31	0,0501	0,224	315	257,8	PEHD	0,01	0,05	0,96	675,00	0,0103	1,26
8_E1	132,50	0,0368	0,192	250	204,6	PEHD	0,01	0,03	1,12	5478,00	0,0107	18,28
2_8	312,81	0,0869	0,295	400	327,2	PEHD	0,01	0,08	1,03	1147,00	0,0098	1,88
2_3	1124,47	0,3124	0,559	635	600	Fonte ductile	0,5	0,28	1,11	1352,00	0,0191	2,68
3_M1	34,17	0,0095	0,097	125	102,2	PEHD	0,01	0,01	1,16	276,00	0,0121	2,24
3_4	1090,30	0,3029	0,550	635	600	Fonte ductile	0,5	0,28	1,07	1726,80	0,0191	3,22
4_M2	512,49	0,1424	0,377	429	400	Fonte ductile	0,5	0,13	1,13	296,40	0,0211	1,02
4_5	577,81	0,1605	0,401	532	500	Fonte ductile	0,5	0,20	0,82	594,42	0,0199	0,81
5_E2	132,50	0,0368	0,192	250	204,6	PEHD	0,01	0,03	1,12	3746,61	0,0107	12,50
5_6	445,31	0,1237	0,352	429	400	Fonte ductile	0,5	0,13	0,98	4783,14	0,0211	12,46
6_E3	132,50	0,0368	0,192	250	204,6	PEHD	0,01	0,03	1,12	522,00	0,0107	1,74
6_7	312,81	0,0869	0,295	400	327,2	PEHD	0,01	0,08	1,03	3464,76	0,0098	5,68
7_S3	180,31	0,0501	0,224	315	257,8	PEHD	0,01	0,05	0,96	218,00	0,0103	0,41
7_E4	132,50	0,0368	0,192	250	204,6	PEHD	0,01	0,03	1,12	2696,95	0,0107	9,00

Les simulations hydraulique sur logiciel ainsi que leurs résultats sont joints en annexe II,III et IV.

**Remarque :** Toutes les vitesses de la dernière simulation sont inférieures à la limite de 2m/s et les pertes de charges linéaires au niveau des conduites sont également satisfaisantes (inférieures à 5m/km) .

**Ceci signifie que la variante n°2 est la variante adéquate au refoulement de l'eau dans les conduites de l'adduction. Celle-ci sera donc la variante choisie.**

#### V.9.4. CALCUL DE LA HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTALE

La HMT totale nécessaire pour acheminer les eaux jusqu'au point le plus défavorable (réservoir E4) est calculée en sommant la hauteur géométrique et la perte de charge totale.

Tableau V-34 Calcul de la HMT totale

Côte min (m)	Côte max (m)	Hg (m)	$\Delta H_{\text{TOTALE}}$	HMT totale(m)
86	431	345	48,43	393,43

#### V.9.5. DIAMETRES DES CONDUITES UTILISEES POUR L'ADDUCTION

Le tableau ci-dessous contient les caractéristiques des conduites utilisées pour l'adduction des eaux depuis Sidi Amar vers les différentes zones de Menaceur:

Tableau V-35 Diamètres de conduites utilisées

Tronçon	D normalisé (mm)	D intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Pression nominale (bars)	Matériau Conduite
SP_1	<b>738</b>	700	38	<b>34</b>	Fonte Ductile
1_S1	<b>315</b>	257,8	28,6	<b>16</b>	PEHD
1_2	<b>738</b>	700	38	<b>34</b>	Fonte Ductile
8_S2	<b>315</b>	257,8	28,6	<b>16</b>	PEHD
8_E1	<b>315</b>	257,8	28,6	<b>16</b>	PEHD
2_8	<b>429</b>	400	29	<b>42</b>	Fonte Ductile
2_3	<b>635</b>	600	35	<b>36</b>	Fonte Ductile
3_M1	<b>160</b>	130,8	14,6	<b>16</b>	PEHD
3_4	<b>635</b>	600	35	<b>36</b>	Fonte Ductile
4_M2	<b>429</b>	400	29	<b>42</b>	Fonte Ductile
4_5	<b>532</b>	500	32	<b>38</b>	Fonte Ductile
5_E2	<b>315</b>	257,8	28,6	<b>16</b>	PEHD
5_6	<b>532</b>	500	32	<b>38</b>	Fonte Ductile
6_E3	<b>315</b>	257,8	28,6	<b>16</b>	PEHD
6_7	<b>429</b>	400	29	<b>42</b>	Fonte Ductile
7_S3	<b>315</b>	257,8	28,6	<b>16</b>	PEHD
7_E4	<b>315</b>	257,8	28,6	<b>16</b>	PEHD

La figure V-8 qui suit représente le schéma synoptique du système d'adduction à réaliser.

**Schéma synoptique du système projeté de la commune de Meneceur**

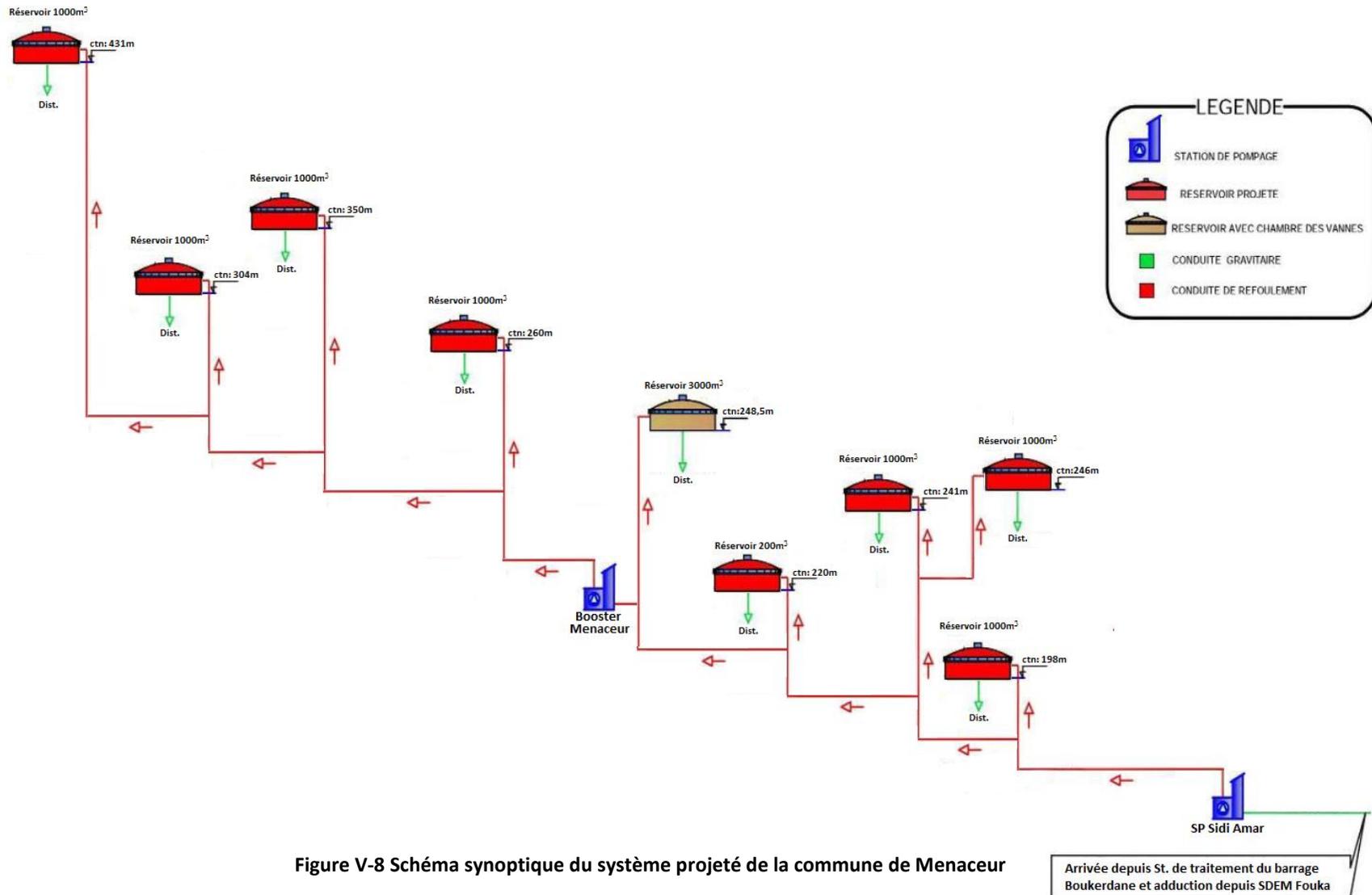


Figure V-8 Schéma synoptique du système projeté de la commune de Meneceur

## **V.10. ACCESSOIRES**

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

### **V.10.1.VANNES DE SECTIONNEMENT**

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert.

Pour des raisons d'exploitation et de facilitation de la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui permettent de satisfaire des besoins variés :

#### **V.10.1.1. LES VANNES D'ISOLEMENT**

Permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.

#### **V.10.1.2. LES VANNES A CLAPETS DE NON-RETOUR**

Permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

#### **V.10.1.3. LES VANNES DE REDUCTION DE PRESSION**

Permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée.

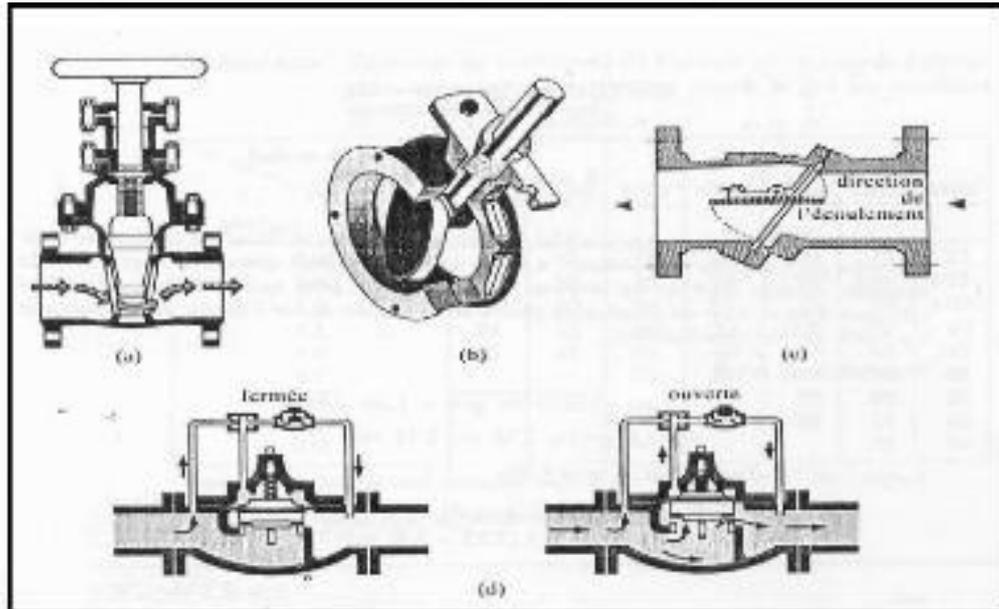


Figure V-9 Différents types de vanne

a) robinet-vanne      b) vanne papillon      c) vanne à clapet non-retour      d) vanne réductrice pression

### V.10.2. VENTOUSES

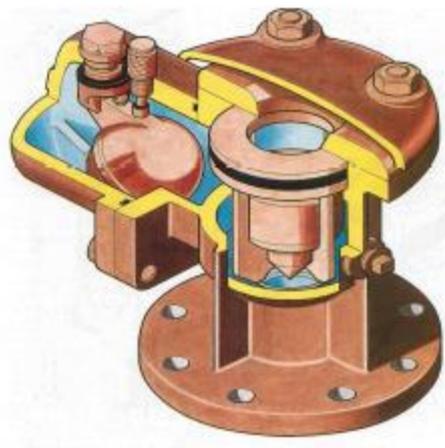
La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

#### V.10.2.1. ROLES DE LA VENTOUSE

La ventouse a pour rôle de laisser s'échapper l'air et de le faire introduire en cas de besoin aux points les plus hauts (les crêtes).

Il existe deux types de ventouse :

- Ventouse simple.
- Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure V-10 Différents types de ventouses

### V.10.3.VIDANGE

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite.

### V.10.4.CLAPET ANTI RETOUR

Le clapet anti retour est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

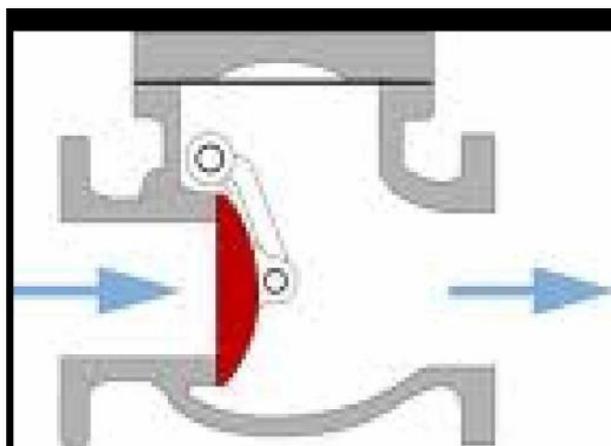


Figure V-11 Clapet anti retour

### **V.10.5.ORGANES DE RACCORDEMENT**

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le montage et le démontage des accessoires.
- Le changement de direction de la conduite.

### **V.10.6.COUEDES**

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillés et ramifiés, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées.

### **V.10.7.CONES**

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents, on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes.

### **V.10.8.TES**

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

### **V.10.9.JOINTS**

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...).

#### **V.10.10. BY-PASS**

Le by-pass a pour rôle de :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir

#### **V.10.11. CREPINES**

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

#### **V.10.12. MESURE DE PRESSION**

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

## V.11. SOURCES D'EAU

La commune de Menaceur sera alimentée en plus de ses sources disponibles actuellement par :

### V.11.1.LE SYSTEME ADDUCTION 117

L'adduction 117 a été construite durant la période 2010-2012, est constitué de 117 km de canalisation d'adduction et fonctionne de la façon suivante :

La Station de dessalement d'eau de mer (SDEM) Fouka approvisionne par deux refoulements le Réservoir MOUAZ (30000+5000m<sup>3</sup>). Mouaz est surtout le réservoir de départ de l'adduction 117km, DN800/700, qui dessert toute une série de réservoirs : Fades Ain Lahdjer 1000+500, Route de Kolea Fouka 2x500, AADS Kolea Chaig 1000+500, le Château d'Eau CHAIG.

Lorsque l'adduction 117km DN700 parvient à DRIMINI 1500, un surpresseur SP1 alimente SAIDIA. Au passage, TOLBA et DRIMINI 2000 (non encore mis en service) sont alimentés depuis une cheminée d'équilibre depuis la conduite 700.

Le RV Saidia 2x1000 est alimenté par l'adduction 117km.

L'adduction 117km repart en gravitaire depuis Saidia et se sépare en 2 conduites; l'une en DN 400 mm va alimenter le RV Tipasa 5000, l'autre en DN500 mm continue vers le sud-ouest.

L'adduction 117km bifurque ensuite vers Ahmer El Ain, puis vers Bourkika. L'adduction 117km connecte aux RV CL Ahmer el Ain d'une part et au RV Bourkika 1000 d'autre part.

L'adduction 117km conduit ensuite à Hadjout/Meurad. L'adduction 117km est raccordée sur les RV Meurad 2x750, Tampon Cité Production 3000 et HLM Meurad.

En termes de ressources, l'Adduction 117 est aussi alimentée par les champs captants du Mazafran (Kolea, Berbessa, Tektaka, Halloula) :

- Le champ captant de Kolea alimente le réservoir de Mouaz ;
- Le champ captant de Berbessa alimente le réservoir de Chaiba ;
- Le champ captant de Tektaka alimente le réservoir Drimini ;
- Le champ captant de Halloula alimente le réservoir de Saidia.

Cette adduction arrive au niveau de Sidi Amar avec un débit dédié à être pompé vers Menaceur de 200 m<sup>3</sup>/h.

### V.11.2. LE SYSTEME BOUKERDANE – SIDI AMAR

Ce système est issu du barrage de Boukerdane par une conduite de 800 mm qui achemine l'eau brute vers la station de traitement de Sidi Amar qui en traite les eaux.

La SP Sidi Amar alimente par refoulement via un DN 800 mm jusqu'au réservoir tampon de Sidi Moussa (2000 m<sup>3</sup>), il comprend 2 branches principales :

- Une branche vers Tipasa qui se subdivise en 2 directions, une direction sur Tipasa et l'autre vers Hadjout et Meurad ;
- Une branche vers Cherchell.

Il est prévu de soutirer un débit supplémentaire à partir de la station de traitement de Sidi Amar qui servira à combler le déficit en eau de la commune de Menaceur.

Le débit à pomper à partir du barrage de Boukerdane (station de traitement) vers la commune de Menaceur est de :

Tableau V-36 Débit à pomper à partir des deux sources

Source Système	Débit total à pomper (m <sup>3</sup> /h)	Débit arrivant de l'adduction 117 (m <sup>3</sup> /h)	Débit arrivant de la Station (m <sup>3</sup> /h)
Station de traitement barrage Boukerdane	1617,59	200	1417,59

**Remarque :** Une extension de La station de traitement Sidi Amar qui traite actuellement un débit de 34600 m<sup>3</sup>/j en période moyenne est à prévoir afin de satisfaire la nouvelle demande additionnelle.

### CONCLUSION

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de dimensionner notre conduite de refoulement principale d'une longueur totale de 22574,57 m soit 22,6 km et d'un diamètre de la conduite principale décroissant de 700mm à 400mm en fonte ductile, puis d'un diamètre de 315mm en PEHD.

Le calcul de l'adduction s'est fait de façon à réduire au maximum le coût d'exploitation et de réalisation tout en respectant les consignes de sécurité.

Il a été projeté d'installer une station de pompage au niveau de Sidi Amar, à la sortie de la station de traitement, puis un booster au niveau du chef-lieu de la commune de Menaceur afin de relever les eaux (Ce qui confirme l'utilisation de la variante n°2).

Il reste donc nécessaire de choisir les pompes adéquates pour assurer l'adduction par refoulement depuis Sidi Amar. Ceci est l'objectif du chapitre suivant.

Les ressources en eau ont toujours été recherchées puis mobilisées pour divers usages concourant au développement socio-économique des populations. Les points d'utilisation sont généralement distants des ressources en eau. Aussi, il faut transporter ces quantités d'eau de leur site naturel aux points d'utilisation moyennant une énergie de transport.

Dans un premier temps, l'homme utilisera simplement l'énergie développée par ses muscles pour transporter l'eau à l'aide de récipient naturel ou artificiel. Plus les volumes et les distances étaient grands, plus l'énergie dépensée était importante.

L'énergie électrique permet le développement des pompes à principe rotatif, turbine et centrifuge pour alimenter les alternateurs des centrales dont les plus gros modèles.

Les pompes répondent toutes au même besoin, déplacer un liquide d'un point à un autre et, pour déplacer ce liquide il faut lui communiquer de l'énergie.

Le moteur qui alimente les pompes transforme l'énergie thermique ou électrique en énergie mécanique pour permettre le mouvement des organes des pompes ; cette énergie est transmise au fluide. (Zinsalo, SD)

## **VI. DIMENSIONNEMENT DES STATIONS DE POMPAGE DE L'ADDUCTION DE MENACEUR**

### **VI.1. QUELQUES NOTIONS SUR LA POMPE**

#### **VI.1.1. CHOIX**

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

En effet, le choix consiste à déterminer à l'aide des catalogues, les types de pompe qui donneront pour les débits et les hauteurs manométriques désirées des rendements optimums.

#### **VI.1.2. CLASSIFICATION DES POMPES**

Il existe deux grands types de pompes :

- Les turbopompes, qui agissent sur l'énergie cinétique.
- Les pompes volumétriques qui agissent sur l'énergie de pression.

Il existe une troisième catégorie de moins en moins utilisée : Les pompes à capacité qui agissent sur l'énergie d'altitude.

Pour les turbopompes, on utilise essentiellement les pompes centrifuges qui sont aujourd'hui les pompes les plus utilisés. Elles peuvent être radiales, axiales ou mixte.

Quant aux pompes volumétriques elles peuvent être :

- A profil conjugués : on y retrouve les pompes à engrenage, à lobes, à vis, hélicoïdale, à piston relatif.
- A palettes : rigides ou flexibles

On peut aussi retrouver des pompes volumétriques alternatives : les pompes à piston simple ou multiple, à diaphragme ou membrane et à piston plongeur. (Zinsalo, SD)

### VI.1.3. POMPES CENTRIFUGES

Une pompe dans la forme la plus simple est constituée d'une roue munie d'ailettes radiales et tournant à l'intérieur d'une enveloppe appelée corps de pompe. Son principe de fonctionnement est d'utiliser la force centrifuge créée par la rotation de la roue pour transmettre au liquide pompé de l'énergie cinétique, qui est ensuite transformée en pression lors de la diminution de la vitesse du fluide.

La figure qui suit illustre les éléments constituant une pompe centrifuge.

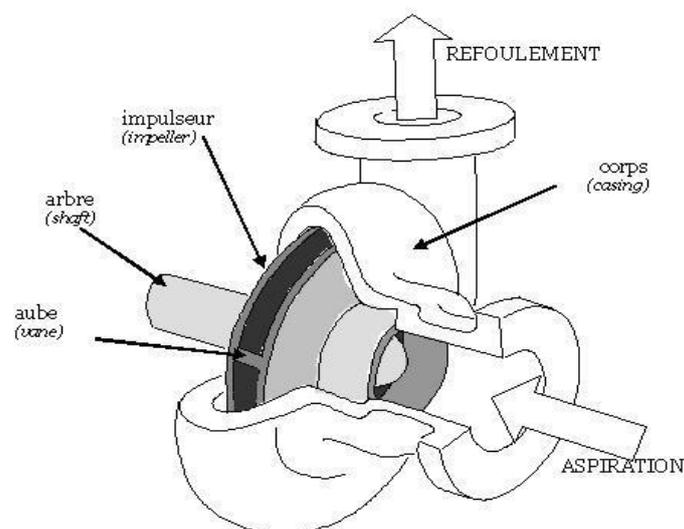


Figure VI-1 Constituants d'une pompe centrifuge

### VI.1.4. POMPE VOLUMETRIQUE

L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement aux orifices d'aspiration et de refoulement.

### VI.1.5. LES TURBOPOMPES

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

- Pompe centrifuge;
- Pompe axiale ;
- Pompe hélico-centrifuge

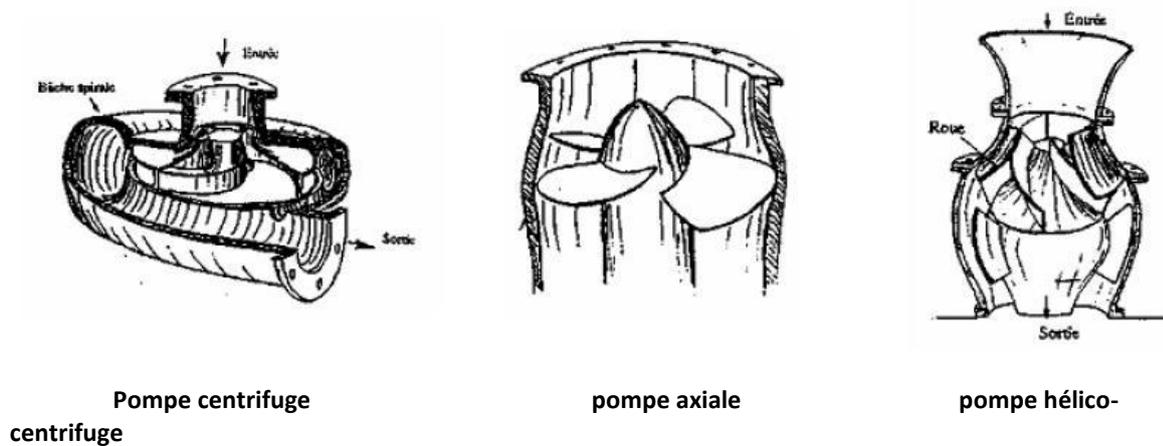


Figure VI-2 Différents types de turbopompes

**REMARQUE :** Le cas d'étude porte sur les pompes centrifuges car elles sont les plus utilisées en hydraulique urbaine et en plus elles possèdent beaucoup davantage à savoir :

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

## VI.2. COUPLAGE DES POMPES

Dans le cas où la pompe placée dans la station de pompage ne fournit pas le débit et la charge nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu, l'appel au couplage des pompes s'avère nécessaire.

Le couplage des pompes se fait soit en série dans le cas où la charge fournie par une seule pompe est insuffisante, ou en parallèle dans le cas où le débit fourni par une seule pompe est insuffisant.

### VI.2.1. COUPLAGE EN PARALLELE

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

Les figures qui suivent illustrent le couplage de deux pompes en parallèle et leur graphe relatif.

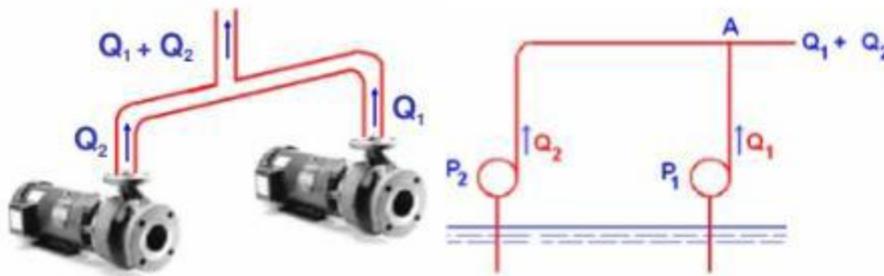


Figure VI-3 Couplage de deux pompes en parallèle

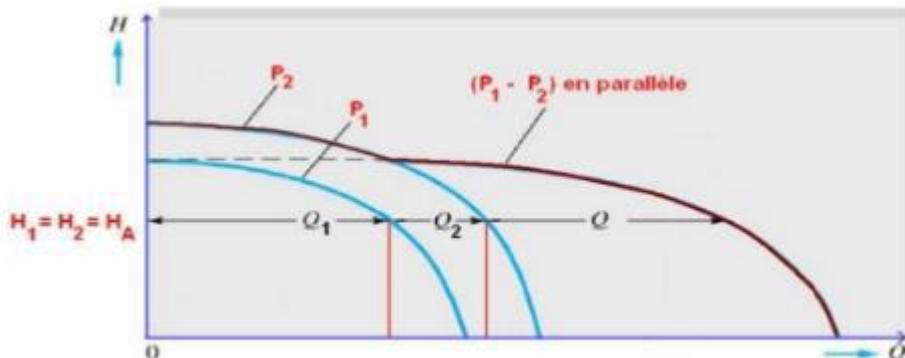


Figure VI-4 Courbe représentant le couplage de deux pompes en parallèle

### VI.2.2. COUPLAGE EN SERIE

Dans ce cas, le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante, et pour un débit donné, la hauteur d'élévation totale est égale à la somme des hauteurs d'élévation de chaque groupe, donc dans ce cas le débit reste inchangé et les hauteurs s'ajoutent.

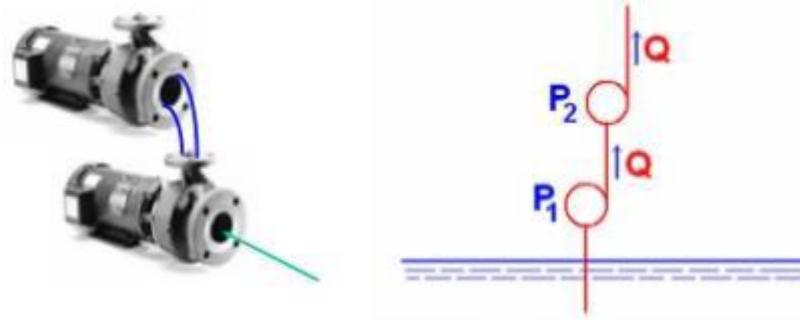


Figure VI-5 Couplage de deux pompes en série

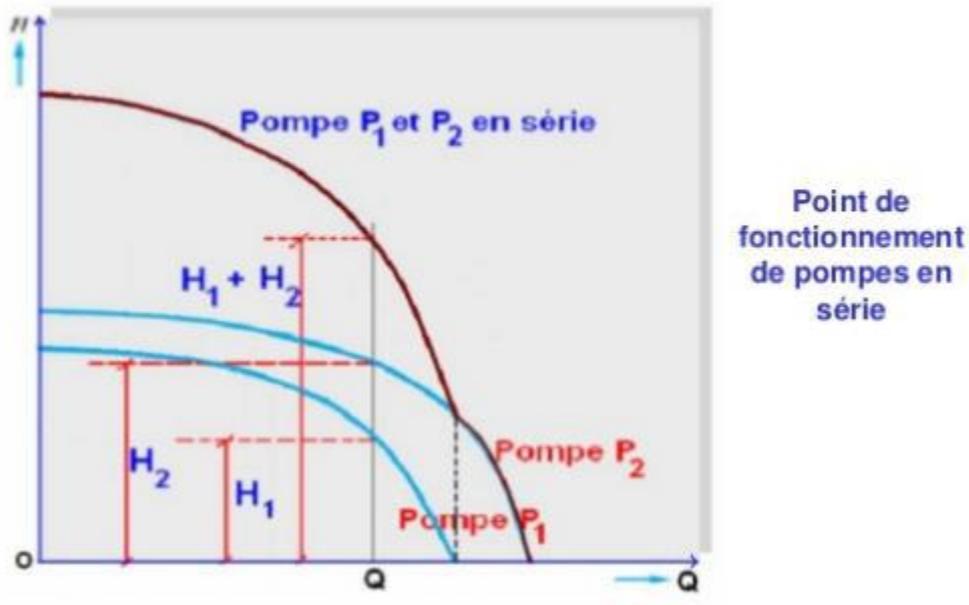


Figure VI-6 Courbe représentant le couplage de deux pompes en série

### VI.3. CHOIX DU NOMBRE DE POMPE

Les critères de choix de pompes se résument comme suit :

- Meilleur rendement ;
- Vitesse de rotation élevée (tr/min) ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Charge net d'aspiration requise ( $NPSH_{requis}$ ) minimale.

### VI.4. COURBE CARACTERISTIQUE D'UNE CONDUITE DE REFOULEMENT

La caractéristique d'une conduite est la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge totale en fonction du débit.

Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (VI-1)$$

Avec :

Q : Débit ( $m^3/s$ ) ;

$H_g$  : Hauteur géométrique (m) ;

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

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad (VI-2)$$

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).

### VI.5. 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 proposée par le constructeur sur le catalogue.

L'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (donnée par le constructeur) et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement nous donne le point de fonctionnement de la pompe  $P_F$ .

Le graphe suivant caractérise la détermination du point de fonctionnement de la pompe.

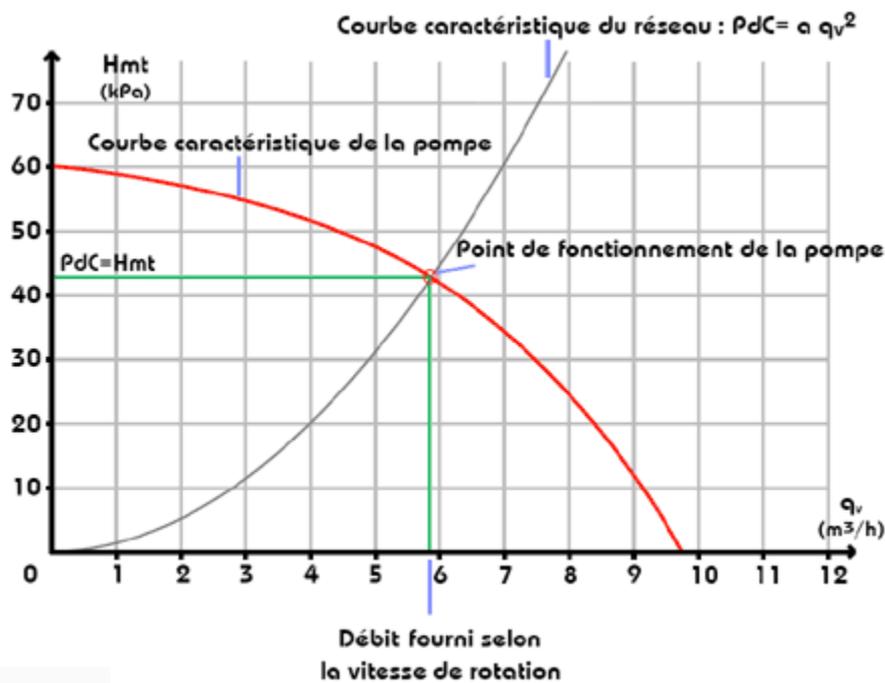


Figure VI-7 Détermination du point de fonctionnement d'une pompe

## VI.6. TYPE ET MODE DE REGLAGE

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

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

A cet effet, plusieurs propositions sont à envisager :

- Le vannage.
- Modification de la vitesse de rotation.
- Réduction du temps de pompage.

### VI.6.1. LE VANNAGE

On conserve la courbe caractéristique de la pompe et on vanne sur le refoulement pour créer des pertes de charges singulières qui font que la hauteur d'élévation reste la même pour un même débit souhaité.

### VI.6.2. MODIFICATION DE LA VITESSE DE ROTATION

Ce procédé a pour but de rechercher une nouvelle vitesse  $N'$  de manière à ce que la courbe passe par le point de fonctionnement désiré avec :

$$\frac{Q}{Q'} = \frac{N}{N'} \quad (\text{VI-3})$$

$$a = \frac{h}{q^2} \quad (\text{VI-4})$$

$$\frac{H}{H'} = \frac{N^2}{N'^2} \quad (\text{VI-5})$$

On tire donc

$$N' = N \times \frac{Q'}{Q}$$

et

$$N' = N \times \left[ \frac{H'}{H} \right]^{\frac{1}{2}}$$

### VI.6.3. REDUCTION DU TEMPS DE POMPAGE

Conserver le point de fonctionnement P1 signifie garder le même débit désiré, ceci nécessite alors la réduction du temps de pompage, le nouveau temps sera donné comme suit :

$$T'_p = q \times \left[ \frac{T_p}{Q} \right] \quad (VI-6)$$

Avec :

$T_p$  : Temps de pompage (heurs) ;

$q$  : Débit ( $m^3/h$ ) ;

$Q$  : Débit de pointe ( $m^3/h$ ).

### VI.7. ETUDE DE LA CAVITATION

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondante à sa température.

Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe ; des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges) ; Elles sont transportées par les pressions les plus fortes qui produisent leur décondensation ; Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées.

La cavitation peut entraîner de graves incidents tels que :

- Erosion des pièces métalliques provoquée par la brusque explosion des bulles de vapeur formant des cavités sur les surfaces.
- Augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe.
- Chute des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale ainsi que du débit et du rendement.

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

$$NPSH_{disponible} > NPSH_{requis}$$

$NPSH_{disponible}$  : charge nette d'aspiration disponible (Nette positive section Head)

$$NPSH_{disponible} = \frac{P_0}{\omega} - (H_{asp} + j_{asp} + H_v) \quad (VI-7)$$

Avec :

$P_0/\omega$  : Pression en mètre colonne d'eau en plan d'aspiration(m).

$H_{asp}$  : Hauteur d'aspiration(m).

$j_{asp}$  : Perte de charge à l'aspiration(m).

$H_v$  : Tension de vapeur d'eau(m).

La tension de vapeur est fonction de la température, les valeurs sont données dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI-1 Représentation de la tension de vapeur  $H_v$  pour une température donnée**

$T^\circ$	0	4	10	<b>20</b>	30	40	50	60	70	80	100
<b><math>H_v</math> (m)</b>	0,06	0,083	0,125	<b>0,25</b>	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

Pour les eaux ne dépassant pas 20°C :

$$\frac{P_0}{\omega} - H_v \cong 10m$$

## VI.8. DIMENSIONNEMENT DES STATION DE POMPAGES

### VI.8.1. COURBE CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE D'ADDUCTION

Le tableau qui suit regroupe les côtes et les longueurs de chaque tronçon de la conduite principale de l'adduction :

**Tableau VI-2 Caractéristiques de la conduite principale**

Départ	Arrivée	Côte de départ (m) NGA	Côte d'arrivée (m) NGA	Longueur de conduite (m)
Station de pompage (SP) Sidi Amar	Piquage 1	86	130	7511
Piquage 1	Piquage 2	160	133	445,5
Piquage 2	Piquage 3	133	144	1352
Piquage 3	Piquage 4	144	180	1726,8
Piquage 4 (Booster Menaceur)	Piquage 5	180	210	594,42
Piquage 5	Piquage 6	210	230	4783,14
Piquage 6	Piquage 7	230	270	3464,76
Piquage 7	Réservoir E4	270	431	2696,95

La charge totale d'une conduite est égale à la hauteur géométrique  $H_g$  plus les pertes de charge  $R \times Q^2$

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

Le tableau qui suit représente la variation de la charge totale des deux conduites en fonction du débit.

Tableau VI-3 Variation de charge pour chaque tronçon

Tronçon 1 : Station de pompage (SP) Sidi Amar – Piquage 1								
Q(m <sup>3</sup> /h)	D(mm)	V(m/s)	Re	$\lambda$	L(mL)	Hg(m)	R	Hc(m)
0	700	0,00	0,00	0,0184	7511	130	68,05	130,00
250	700	0,18	12512,63	0,0184	7511	130	68,05	130,33
500	700	0,36	25025,25	0,0184	7511	130	68,05	131,31
750	700	0,54	37537,88	0,0184	7511	130	68,05	132,95
1000	700	0,72	50050,50	0,0184	7511	130	68,05	135,25
1250	700	0,90	62563,13	0,0184	7511	130	68,05	138,20
1500	700	1,08	75075,75	0,0184	7511	130	68,05	141,81
1617,59	700	1,17	80961,19	0,0184	7511	130	68,05	143,74
Tronçon 2 : Piquage 1 – Piquage 2								
Q(m <sup>3</sup> /h)	D(mm)	V(m/s)	Re	$\lambda$	L(mL)	Hg(m)	R	Hc(m)
0	700	0,00	0,00	0,0184	445,5	133	4,04	133,00
250	700	0,18	12512,63	0,0184	445,5	133	4,04	133,02
500	700	0,36	25025,25	0,0184	445,5	133	4,04	133,08
750	700	0,54	37537,88	0,0184	445,5	133	4,04	133,18
1000	700	0,72	50050,50	0,0184	445,5	133	4,04	133,31
1250	700	0,90	62563,13	0,0184	445,5	133	4,04	133,49
1437,28	700	1,04	71936,58	0,0184	445,5	133	4,04	133,64
Tronçon 3 : Piquage 2 – Piquage 3								
Q(m <sup>3</sup> /h)	D(mm)	V(m/s)	Re	$\lambda$	L(mL)	Hg(m)	R	Hc(m)
0	600	0,00	0,00	0,0191	1352	144	27,45	144,00
250	600	0,25	14598,06	0,0191	1352	144	27,45	144,13
500	600	0,49	29196,13	0,0191	1352	144	27,45	144,53
750	600	0,74	43794,19	0,0191	1352	144	27,45	145,19
1000	600	0,98	58392,25	0,0191	1352	144	27,45	146,12
1124,47	600	1,11	65660,33	0,0191	1352	144	27,45	146,68
Tronçon 4 : Piquage 3 – Piquage 4								
Q(m <sup>3</sup> /h)	D(mm)	V(m/s)	Re	$\lambda$	L(mL)	Hg(m)	R	Hc(m)
0	600	0,00	0,00	0,0191	1726,8	36	35,07	180,00
250	600	0,25	14598,06	0,0191	1726,8	36	35,07	180,17
500	600	0,49	29196,13	0,0191	1726,8	36	35,07	180,68
750	600	0,74	43794,19	0,0191	1726,8	36	35,07	181,52
1090,3	600	1,07	63665,07	0,0191	1726,8	36	35,07	183,22

<b>Tronçon 5 : Piquage 4 – Piquage 5</b>								
<b>Q(m<sup>3</sup>/h)</b>	<b>D(mm)</b>	<b>V(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>λ</b>	<b>L(mL)</b>	<b>Hg(m)</b>	<b>R</b>	<b>Hc(m)</b>
0	500	0,00	0,00	0,0199	594,42	40	31,38	210,00
100	500	0,14	7007,07	0,0199	594,42	40	31,38	210,02
200	500	0,28	14014,14	0,0199	594,42	40	31,38	210,10
300	500	0,42	21021,21	0,0199	594,42	40	31,38	210,22
400	500	0,57	28028,28	0,0199	594,42	40	31,38	210,39
500	500	0,71	35035,35	0,0199	594,42	40	31,38	210,61
577,81	500	0,82	40487,55	0,0199	594,42	40	31,38	210,81
<b>Tronçon 6 : Piquage 5 – Piquage 6</b>								
<b>Q(m<sup>3</sup>/h)</b>	<b>D(mm)</b>	<b>V(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>λ</b>	<b>L(mL)</b>	<b>Hg(m)</b>	<b>R</b>	<b>Hc(m)</b>
0	500	0,00	0,00	0,0199	4783,14	20	252,51	230,00
100	500	0,14	7007,07	0,0199	4783,14	20	252,51	230,19
200	500	0,28	14014,14	0,0199	4783,14	20	252,51	230,78
300	500	0,42	21021,21	0,0199	4783,14	20	252,51	231,75
400	500	0,57	28028,28	0,0199	4783,14	20	252,51	233,12
445,31	500	0,63	31203,18	0,0199	4783,14	20	252,51	233,86
<b>Tronçon 7 : Piquage 6 – Piquage 7</b>								
<b>Q(m<sup>3</sup>/h)</b>	<b>D(mm)</b>	<b>V(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>λ</b>	<b>L(mL)</b>	<b>Hg(m)</b>	<b>R</b>	<b>Hc(m)</b>
0	400	0,00	0,00	0,0211	3464,76	40	589,73	270,00
100	400	0,22	8758,84	0,0211	3464,76	40	589,73	270,46
200	400	0,44	17517,68	0,0211	3464,76	40	589,73	271,82
312,81	400	0,69	27398,52	0,0211	3464,76	40	589,73	274,45
<b>Tronçon 8 : Piquage 7 – Réservoir E4</b>								
<b>Q(m<sup>3</sup>/h)</b>	<b>D(mm)</b>	<b>V(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>λ</b>	<b>L(mL)</b>	<b>Hg(m)</b>	<b>R</b>	<b>Hc(m)</b>
0	257,8	0,00	0,00	0,0236	2696,95	161	4620,90	431,00
50	257,8	0,27	6795,06	0,0236	2696,95	161	4620,90	431,89
100	257,8	0,53	13590,13	0,0236	2696,95	161	4620,90	434,57
132,5	257,8	0,71	18006,92	0,0236	2696,95	161	4620,90	437,26

La figure représentant les courbes caractéristiques de chaque tronçon séparé de la conduite principale est jointe en Annexe V.

## VI.8.2. STATION DE POMPAGE (SP) SIDI AMAR

### VI.8.2.1. PRESENTATION DE LA STATION

La station de pompage (SP) projetée, située aux sud-est de la ville de Sidi Amar est destinée à refouler l'eau à partir de l'adduction de dessalement d'eau de mer de l'usine de Fouka et de la station de traitement des eaux du barrage de Boukerdane, cette station de pompage se trouve à une altitude de 86m (NGA).

Le refoulement se fait directement dans la conduite principale projetée en fonte ductile de diamètre 700mm.

### VI.8.2.2. CHOIX DES POMPES POUR LA STATION DE POMPAGE (SP)

Cette station de pompage refoule un débit de  $1617,59\text{m}^3/\text{h}$  pendant une durée s'étalant sur 16h de pompage avec une HMT de 194mce.

En utilisant la plateforme d'un fournisseur comme référence, il a été choisi et commandé le type de pompe suivant :

#### VI.8.2.2.1. DESCRIPTION DU PRODUIT



##### VI.8.2.2.1.1. EXECUTION

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.

##### VI.8.2.2.1.2. APPLICATIONS

Transport d'eaux pures, brutes, industrielles et d'eau de mer dans les usines hydrauliques, les stations de relevage et d'irrigation, les centrales électriques, les systèmes anti-incendie, la marine et la pétrochimie.

VI.8.2.2.2. CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DE LA POMPE CHOISIE

Tableau VI-4 Caractéristiques de la pompe choisie

Hydraulique						
Débit (m <sup>3</sup> /h)	HMT (m)	Rondement η (%)	NPSH <sub>r</sub> (m)	Puissance (KW)	Vitesse de rotation (t/min)	Diamètre de roue (mm)
580.00	194.00	67.9	5.13	448.24	1482	698.0
Raccordement						
Diamètre d'aspiration (mm)			Diamètre Refoulement (mm)			
300			250			

VI.8.2.2.3. NOMBRE DE POMPES INSTALLEES

Afin de refouler un débit de 1617,59m<sup>3</sup>/h avec la pompe choisie, il est nécessaire d'équiper la station de pompage avec trois (3) pompes installées en parallèle et une quatrième pompe identique de secours.

Tableau VI-5 Pompes installées

Hauteur manométrique totale (Hmt)	Débit de pompage (m <sup>3</sup> /h)	Type de pompe	Type d'installation	Nombre de pompes
194,00	580,00	Pompe à volute à plan de joint axial	Pompes identiques en parallèle	4

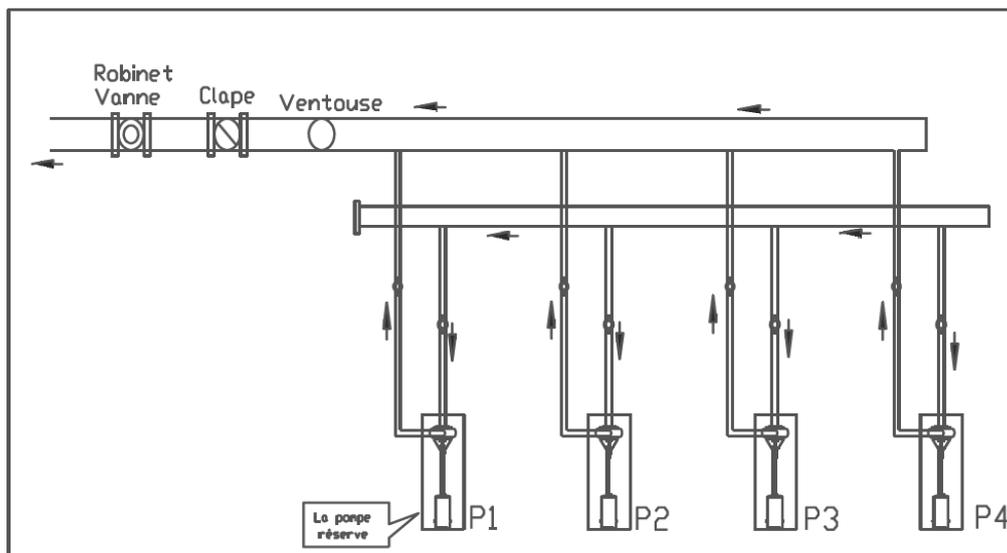


Figure VI-8 Schéma représentatif de la station de pompage (SP) Sidi Amar

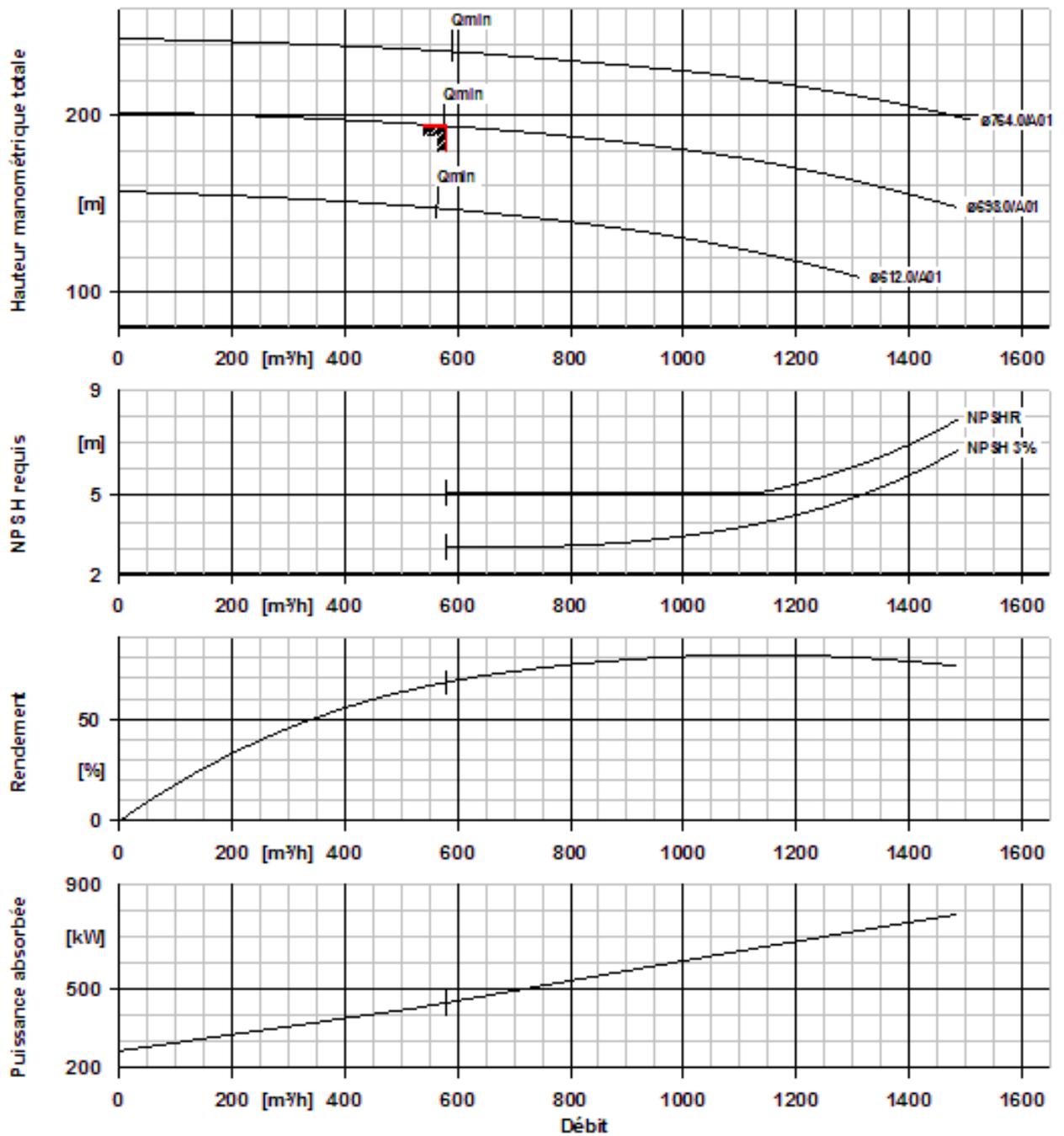


Figure VI-9 Courbes de la pompe choisie

L'intersection de la courbe caractéristique totale de la conduite avec celle de la pompe choisie représente le point de fonctionnement de la pompe :

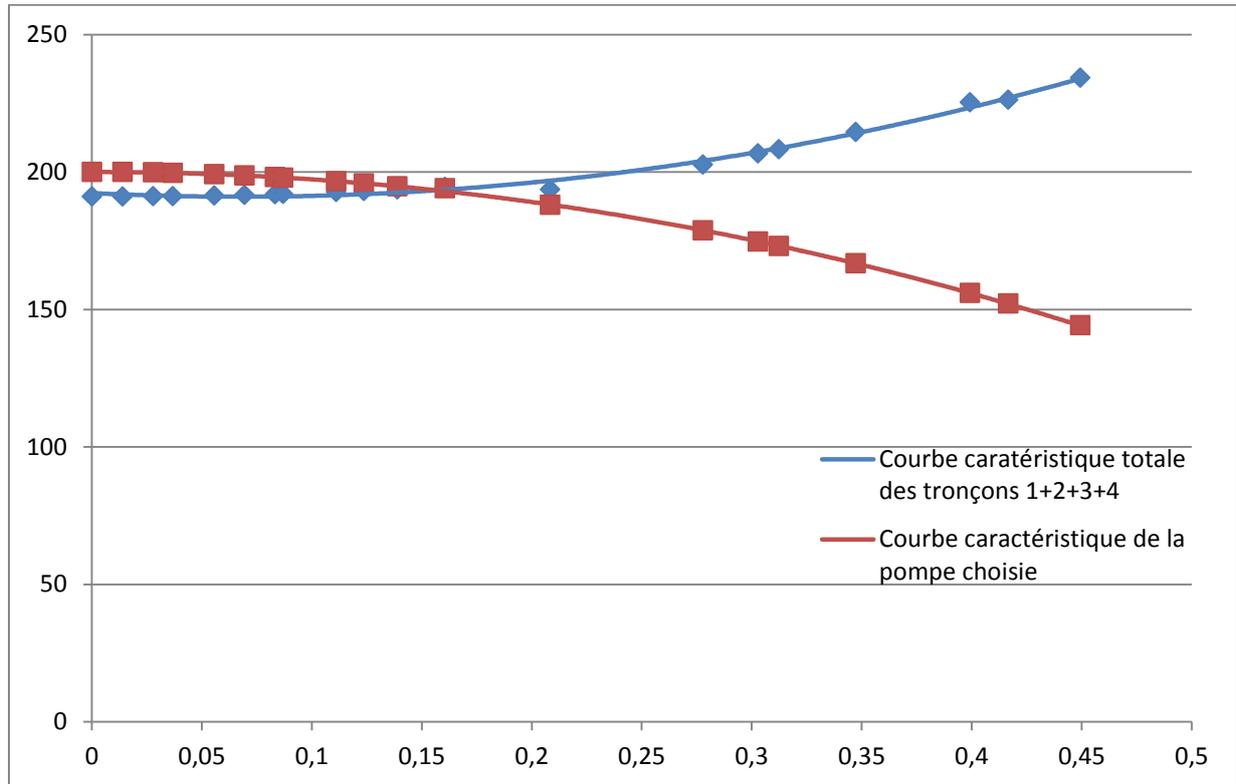


Figure VI-10 Point de fonctionnement de la pompe choisie

### VI.8.2.3. VERIFICATION DE LA NON CAVITATION

$$NPSH_{disponible} \approx 10 + H_{asp} - j_{asp}$$

Avec :

$$H_{asp} = 1\text{m} ;$$

$$j_{asp} = 0,5\text{m (Perte de charge dans la conduite d'aspiration).}$$

$$NPSH_{disponible} = 10 + 1 - 0,5 = 10,5\text{m}$$

$$NPSH_{disponible} = 10,5\text{m} > NPSH_{requis} = 5,13\text{m}$$

La Condition de non cavitation est vérifiée ( $NPSH_{disponible} > NPSH_{requis}$ )

### VI.8.3. BOOSTER DU CHEF LIEU DE MENACEUR

#### VI.8.3.1. PRESENTATION DU BOOSTER

Le booster projeté, situé à la sortie du chef-lieu de la commune de Menaceur est destiné à relever les eaux de l'adduction provenant de la station de pompage (SP) de Sidi Amar, d'un niveau de 180 m(NGA) (côte du booster) vers une cote de réservoir final surélevé de 431 m(NGA).

L'aspiration se fait directement depuis la conduite de diamètre 600 mm de l'adduction, pour refouler dans sa deuxième partie aussi en fonte ductile, débutant avec un diamètre de conduite de 500mm.

#### VI.8.3.2. CHOIX DES POMPES POUR LE BOOSTER DE MENACEUR

Ce booster reçoit depuis la station de pompage (SP) un débit de  $577,81\text{m}^3/\text{h}$  pendant 16h, il aura pour rôle de relever cette eau vers un réservoir se trouvant à une côte de 431 m(NGA) avec une HMT nécessaire de 190 mce.

Il a été choisi et commandé précédemment un type de pompe, dont les caractéristiques sont les mêmes que celles du booster.

##### VI.8.3.2.1. CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DE LA POMPE CHOISIE

Tableau VI-6 Caracteristiques techniques de la pompe choisie

Hydraulique						
Débit (m <sup>3</sup> /h)	HMT (m)	Rondement $\eta$ (%)	NPSH <sub>r</sub> (m)	Puissance (KW)	Vitesse de rotation (t/min)	Diamètre de roue (mm)
580.00	194.00	67.9	5.13	448.24	1482	698.0
Raccordement						
Diamètre d'aspiration (mm)			Diamètre Refoulement (mm)			
300			250			

##### VI.8.3.2.2. NOMBRE DE POMPES INSTALLEES

Afin de refouler un débit de  $577,81\text{m}^3/\text{h}$  avec la pompe choisie, une seule pompe suffira au booster, une seconde pompe identique de secours sera quand même prévue.

Tableau VI-7 Pompes installées

Hauteur manométrique totale (Hmt)	Débit de pompage (m <sup>3</sup> /h)	Type de pompe	Type d'installation	Nombre de pompes
194,00	580,00	Pompe à volute à plan de joint axial	Pompe unique	2

L'intersection de ces deux courbes représente le point de fonctionnement du booster de Menaceur

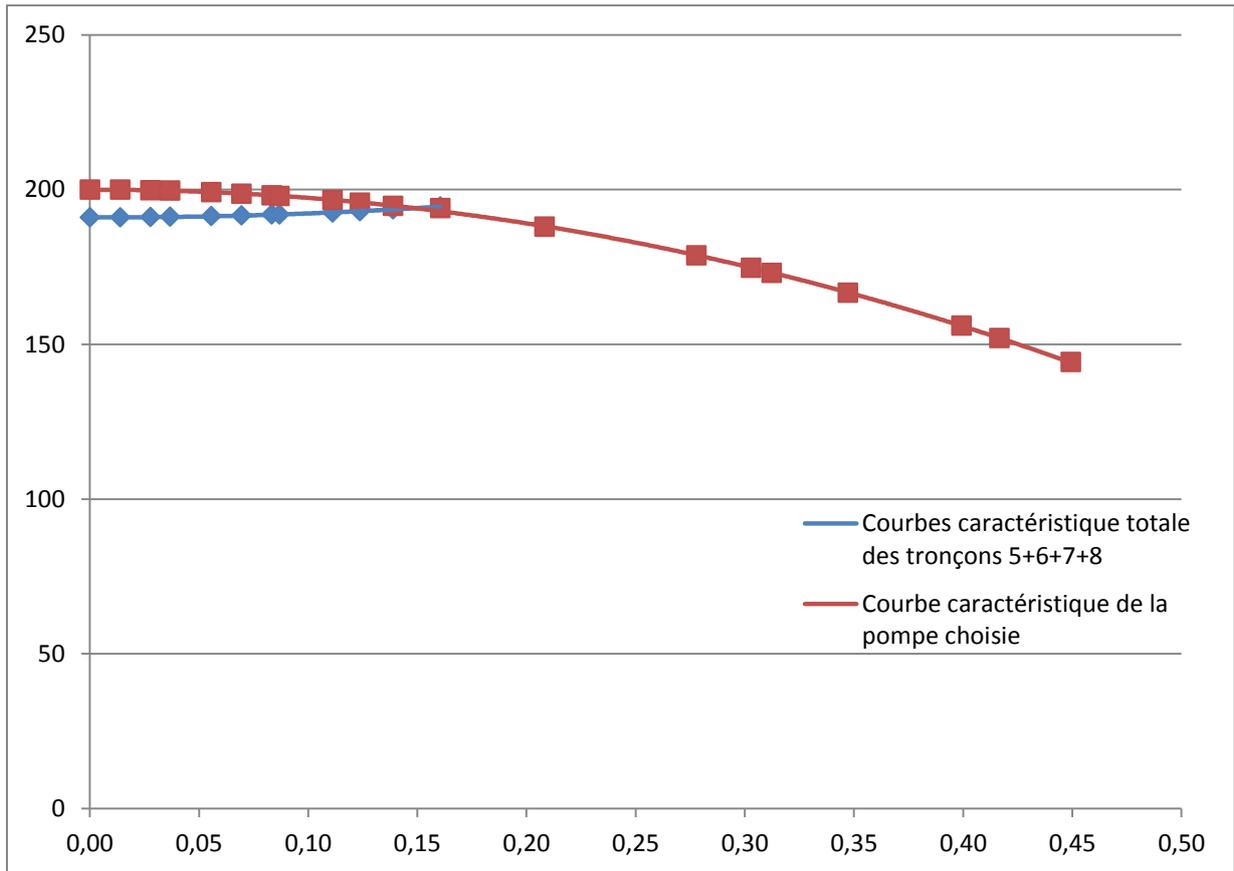


Figure VI-11 Point de fonctionnement de la pompe choisie

**VI.8.3.3. VERIFICATION DE LA NON CAVITATION**

$$NPSH_{disponible} \approx 10 + H_{asp} - j_{asp}$$

Avec :

$$H_{asp}=1m ;$$

$$j_{asp}=0,5m \text{ (Perte de charge dans la conduite d'aspiration).}$$

$$NPSH_{disponible} = 10 + 1 - 0,5 = 10,5m$$

$$NPSH_{disponible}=10,5m \quad > \quad NPSH_{requis}=5,13m$$

La Condition de non cavitation est vérifiée ( $NPSH_{disponible} > NPSH_{requis}$ )

**VI.8.3.4. CALCUL DES FRAIS ENERGETIQUES ANNUELS DE POMPAGE**

Les frais de pompage sont calculés par la formule suivante :

$$F_e = P \times T_p \times 365 \times e \quad \text{(VI-8)}$$

**Tableau VI-8 Frais energetiques annuels de pompage**

Station	Direction	Puissance (KW)	Temps de pompage (heure)	F <sub>e</sub> (DA)
SP	SP vers booster	<b>448,24 x 1</b>	16	<b>12479,00</b>
Booster	Booster vers RV 1000m <sup>3</sup>	<b>448,24 x 3</b>	16	<b>37437,00</b>
<b>TOTAL</b>				<b>49916,00</b>

#### **VI.8.3.5.      *COMMANDE DES POMPES***

Il a été commandé pour la mise en place de la station de pompage et du booster 6 pompes identiques, le fournisseur a transmis les documents suivants :

- Déclaration du fabricant ou déclaration de conformité
- Plan d'installation / Plan d'encombrement
- Plan de raccordement de tuyauterie
- Notice de service
- Certificats matières
- Courbe caractéristique hydraulique
- Fiche de spécifications techniques

Tous ces documents sont joints en Annexe VI.

**Remarque :** Afin d'assurer la continuité du service, en cas d'interruption de l'alimentation électrique des groupes électropompes, de baisse de tension ou de manque de phase, il est recommandé d'installer un groupe électrogène de secours approprié avec un démarrage et un arrêt, à la fois, manuel et automatique.

## **CONCLUSION**

Tout au long de ce chapitre, il a été présenté et discuté les principes fondamentaux pour une conception fiable des stations de pompage et de la mise en place des composantes hydrauliques de base nécessaires à leur exploitation.

Sur la base des données recueillies, un choix de groupe de pompes a été établi pour les deux stations de pompage du projet assurant un fonctionnement optimal du transfert.

Le système hydraulique à l'état actuel cours un risque de dégradation ou de destruction, sa protection fait l'objet du prochain chapitre.

Les conduites d'adduction aussi bien que celle de distribution, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

Leurs bonnes conservations dépendent, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de leurs adaptations aux caractéristiques physico-chimiques du terrain dans lequel elles sont posées, ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux.

Des ondes de surpression, et de dépression de grande amplitude, sont générées par un phénomène transitoire qui prend naissance lors du démarrage et de l'arrêt des pompes et des turbines ou lors de la fermeture des vannes. Durant ce phénomène, le liquide se comprime et la conduite se dilate pour absorber partiellement l'onde de choc. Ce phénomène appelé "coup de bélier".

## **VII. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER**

### **VII.1. DEFINITION**

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

### **VII.2. CAUSES DU COUP DE BELIER**

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

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

### VII.3. CONSEQUENCES DU COUP DE BELIER

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

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

#### VII.3.1. CAS DE LA SURPRESSION

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

#### VII.3.2. CAS DE DEPRESSION

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.

#### VII.3.3. 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.

### VII.4. DESCRIPTION DES PHENOMENES PHYSIQUES

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

- **PHASE 01** : Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité 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.

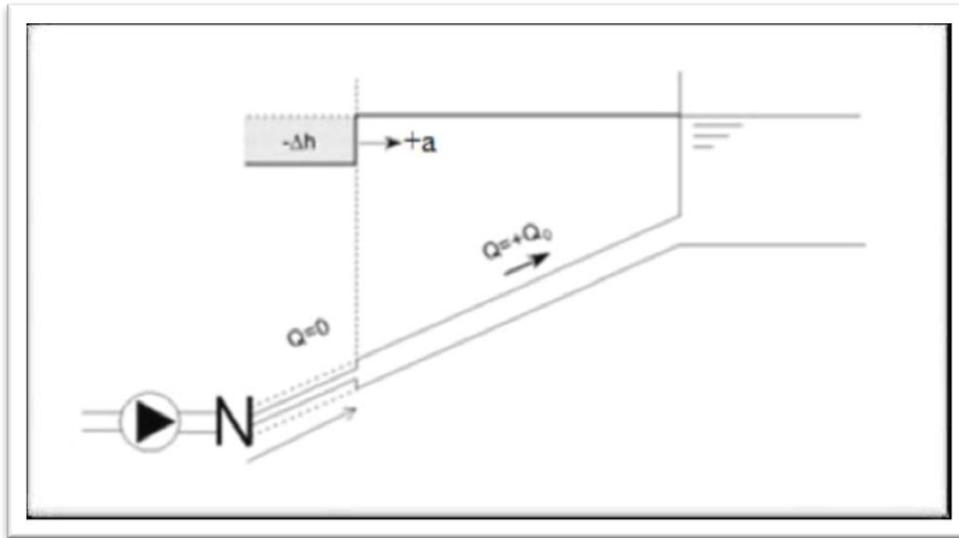


Figure VII-1 Phase 1 du phénomène de coup de béliier

- **PHASE 02 :** Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche, l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  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 entretemps s'est fermé.

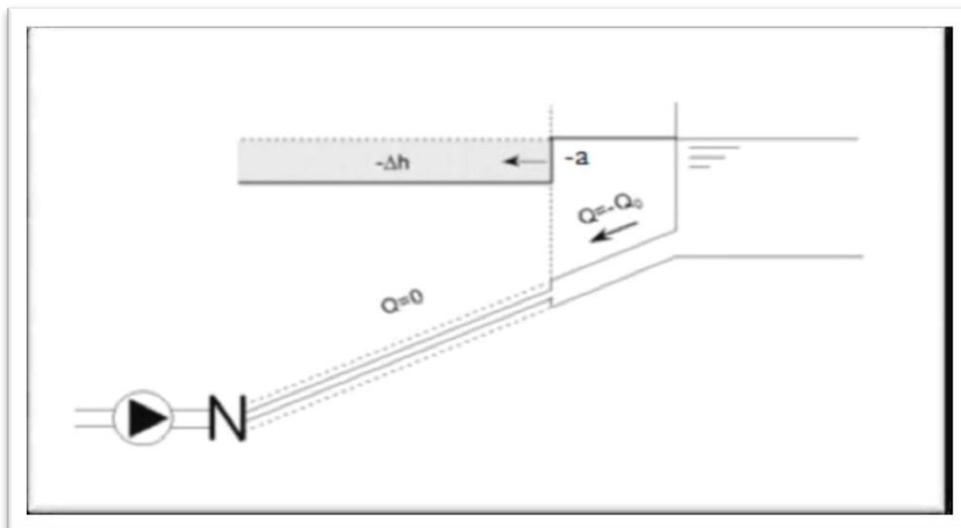


Figure VII-2 Phase 2 du phénomène de coup de béliier

- **PHASE 03 :** 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 surpressée immobile.

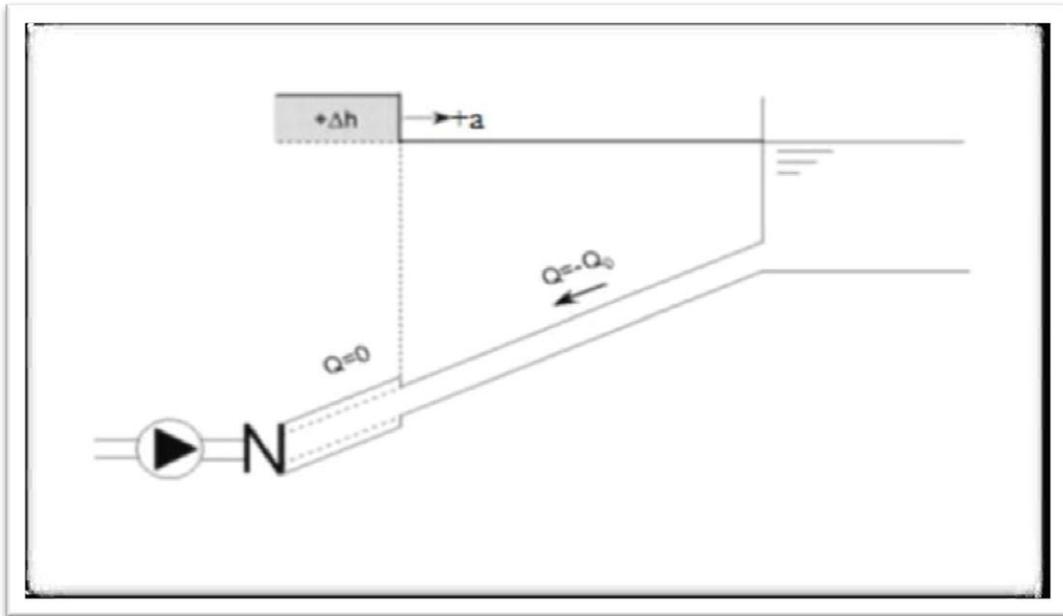


Figure VII-3 Phase 3 du phénomène de coup de bélièr

- **PHASE 04** : Grâce à l'élasticité de la conduite, celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  c'est-à-dire à  $\frac{4L}{a}$  depuis l'origine nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc  $\frac{4L}{a}$ .

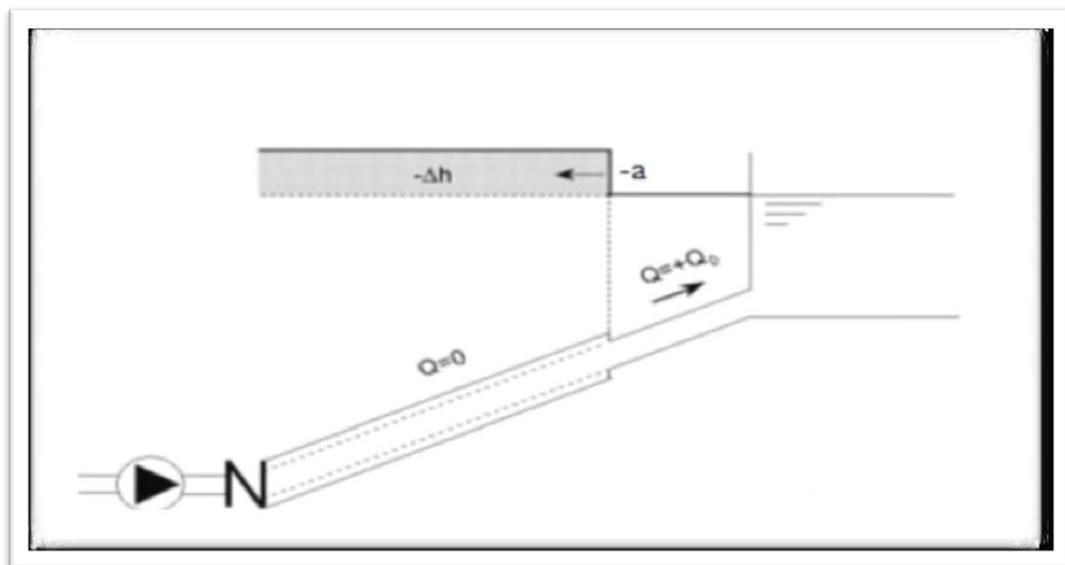


Figure VII-4 Phase 4 du phénomène de coup de bélièr

### VII.5. PROTECTION DE LA CONDUITE GRAVITAIRE CONTRE LE COUP DE BELIER

La protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier est basée sur la fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'**ALLIEVI** :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \cdot \frac{D}{e}}} \quad (\text{VII-1})$$

Avec :

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

k: Coefficient de compressibilité de l'eau ;  $k = 2.10^9$  à 20° c.

### VII.6. PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

#### VII.6.1. RESERVOIRS 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 protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

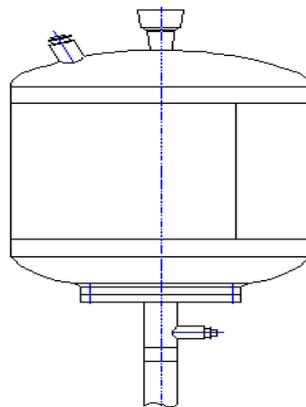


Figure VII-5 Réservoir d'air

### VII.6.2.CHEMINEE D'EQUILIBRE

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 joue le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

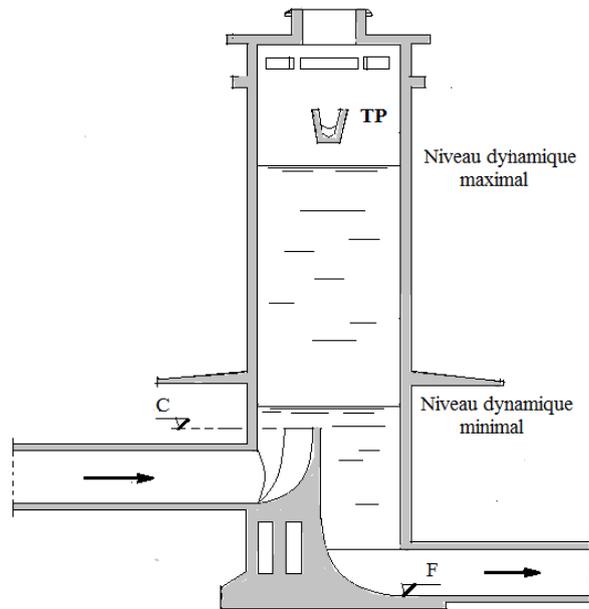


Figure VII-6 Cheminée d'équilibre

### VII.6.3.SOUPAPES DE DECHARGE

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et 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.

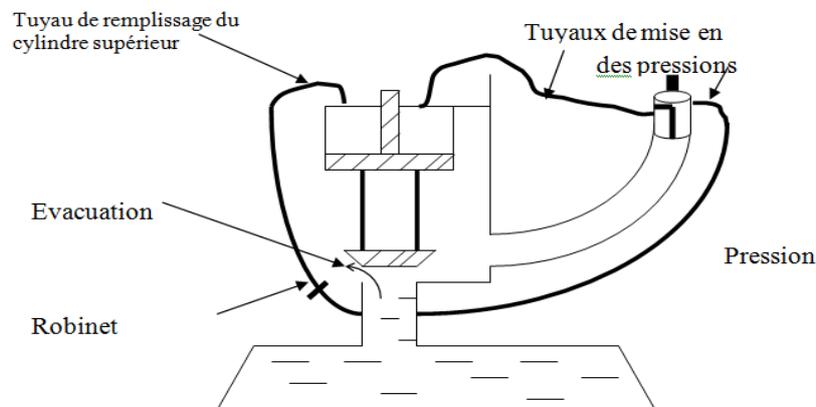


Figure VII-7 Soupape de décharge

#### VII.6.4. VOLANT D'INERTIE

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

**REMARQUE :** Dans ce projet, il est proposé comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

#### VII.7. CALCUL DES RESERVOIRS D'AIR

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

#### VII.8. METHODE DE PUECH ET MEUNIER

L'étude comparative faite par MM. PUECH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que les résultats sont compris dans une fourchette de précision égale à 10%, une précision suffisante pour faire un dimensionnement industriel.

#### VII.8.1. DIMENSIONNEMENT DES PROTECTIONS

##### VII.8.1.1. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS D'AIR

La célérité de l'onde élastique  $c$  est fonction du fluide écoulé, des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable,  $c$  correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau soit environ 1400 m/s. Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue.

Elle est donnée par la formule publiée par B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - v_m^2) \cdot (1 - v_s)}{(1 + v_m^2) \cdot a \cdot E_2 \cdot e_m \cdot (1 - v_s)}}} \quad (\text{VII-2})$$

Avec :

C: Célérité en [m/s]

k: Coefficient de compressibilité de l'eau ;  $k = 2,068 \cdot 10^9$  pascal

$\rho$ : Masse volumique de l'eau ;  $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

$e_m$ : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

$\nu_m$ : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ;

$$\nu_m = 0,28 \text{ (Fonte ductile)}$$

$$= 0,45 \text{ (PEHD)}$$

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

$E_m$ : Le module de Young du matériau de la conduite;

$$E_m = 1,70 \cdot 10^{11} \text{ Pascal (Fonte ductile)}$$

$$= 1,035 \cdot 10^9 \text{ (PEHD)}$$

$E_s$ : Module de Yong du sol considéré  $E_s = 2,10^8$  Pascal

La célérité de propagation de l'onde pour chaque diamètre de la conduite est donnée comme suit :

Tableau VII-1 Calcul de la célérité d'onde pour différents diamètres

<b>Diamètre conduite (mm)</b>	<b>738</b>	<b>635</b>	<b>532</b>	<b>429</b>	<b>315</b>
<b>Epaisseur conduite (mm)</b>	38	35	32	29	28,6
<b>Matériau conduite</b>	Fonte ductile	Fonte ductile	Fonte ductile	Fonte ductile	PEHD
<b>Surpression max. kPa</b>	1177,7	1184,8	1193,3	1203,9	64,0
<b>Célérité C (m/s)</b>	1311,0	1318,8	1328,3	1340,1	148,59

VII.8.1.1.1. 1<sup>ère</sup> PARTIE DU REFOULEMENT (SP-BOOSTER)

Tableau VII-2 Caractéristiques de la première partie du refoulement

Données	
Q (m3/h)	1617,59
Q (m3/s)	0,449
Deq (m)	0,672
Longeur (m)	11035,3

VII.8.1.1.1.1. CAS DE DEPRESSION

VII.8.1.1.1.1.1. CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE (A)

On a :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VII-3})$$

$$A = C \times V_0 / [g \times H_0] \quad (\text{VII-4})$$

VII.8.1.1.1.1.2. CARACTERISTIQUE DES PERTES DE CHARGE (K)

On a :

$$H_{\text{abs}} = H_0 + \Delta H \quad (\text{VII-5})$$

$$K = [H_{\text{abs}} - H_0] / H_0 \quad (\text{VII-6})$$

Tableau VII-3 Calcul du régime permanent

Régime permanent	
S (m <sup>2</sup> )	0,3545
V <sub>0</sub> (m/s)	1,27
Perte de charge(m)	20,27
H <sub>g</sub> (m)	114
H <sub>0</sub> (m)	124
H <sub>abs</sub> (m)	144,27

VII.8.1.1.1.1.3. Caractéristique du réservoir (B) :

La famille de courbes B sera considérée pour A et K données, il sera ensuite superposé le profil en long 'absolu' à la famille de courbe.

Il est d'abord nécessaire de remplir le tableau ci-dessous du profil en long.

Tableau VII-4 Caractéristiques du profil en long

Cote z (m)	86	130	133	144	160
Long, Conduite (m)	0	7511	445,5	1352	1726,8
$\Delta Z$	0	44	3	11	16
$[\Delta Z+10] / [Hg+10]$	0,08064516	0,43548387	0,10483871	0,16935484	0,20967742
X	0	7511	7956,5	9308,5	11035,3
X/L	0	0,68	0,72	0,84	1,00

Après superposition du profil en long sur l'abaque de **Puech** et **Meunier**, il sera déterminé la caractéristique du réservoir (b).

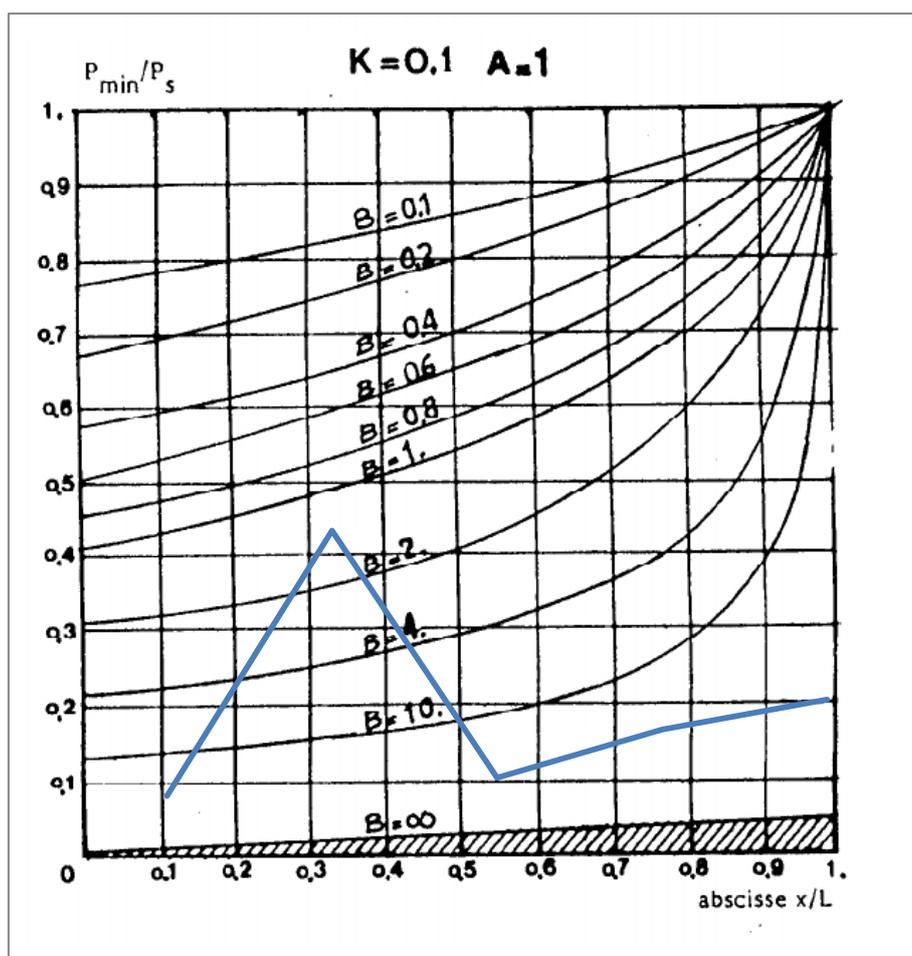


Figure VII-8 Abaque de Puech et Meunier  $K=0.1$  et  $A=1$

**Remarque :** un carré de 1 cm de côté dans le sens vertical représente une pression absolue P de :

$$P = 0,1 * 45 = 4,5 \text{ m.c.e}$$

Afin d'assurer une sécurité de 3 m.c.e de pression au-dessus du point le plus défavorable du profil, il sera ajouté une valeur de 0,7 unité de carré au point le plus élevé, ce qui fait que B sera égal à **0,8**

Le volume  $U_0$  de l'air comprimé en fonctionnement permanent est donné par la relation :

$$U_0 = [V_0^2 / (g \cdot H_{abs})] \times L \cdot S / B \text{ [m}^3\text{]} \quad \text{(VII-7)}$$

Depuis l'abaque  $P_{min} / H_0 = \mathbf{0,44}$

Le volume d'air maximal sera calculé en considérant une loi intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique :

$$H_{abs} \cdot U_0^{1,2} = P_{min} \cdot U_{max}^{1,2} \quad \text{(VII-8)}$$

$$U_{max} = U_0 [H_{abs} / P_{min}]^{1/1,2} \text{ [m}^3\text{]}$$

En vue d'assurer 30% d'eau dans le ballon lors de la plus grande dépression, il faut prévoir un réservoir d'un volume :

$$\text{Volume} = \mathbf{1,3} * U_{max} \quad \text{(VII-9)}$$

Le volume du ballon d'air est calculé dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VII-5 Calcul du volume du réservoir**

<b>Calcul</b>	
<b>C (m/s)</b>	1318,80
<b>A</b>	1,37
<b>K</b>	0,16
<b>Depuis l'abaque B=0,8</b>	
<b><math>U_0</math> (m<sup>3</sup>)</b>	5,55
<b>Depuis l'abaque <math>P_{min}/H = 0,44</math></b>	
<b><math>P_{min}</math></b>	54,56
<b><math>U_{max}</math> (m<sup>3</sup>)</b>	12,44
<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	<b>16,17</b>

VII.8.1.1.1.2. CAS DE SURPRESSION

L'abaque de **Dubin et Guéneau** , permet de lire les valeurs de :

$$\alpha \cdot V_0^2 / H_0 = 2,6$$

Avec

$$\alpha = 1/2g * [(D^2/0,6*d^2)-1]^2$$

$$P_{max}/H_0 = 1,175$$

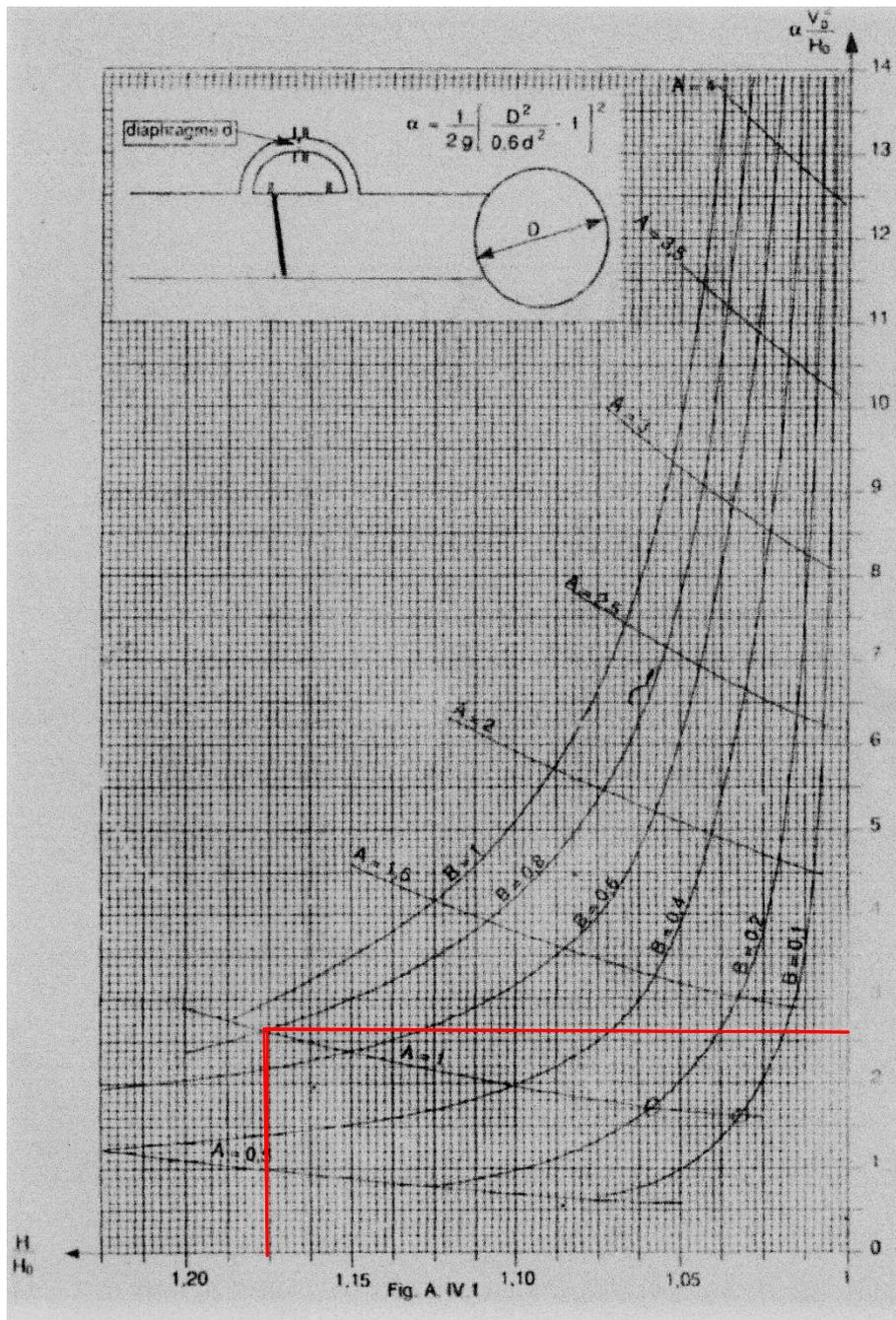


Figure VII-9 Abaque de Dubin et Guéneau

Le diamètre du réservoir est donné dans le tableau suivant :

Tableau VII-6 Calcul du diamètre du réservoir et de la pression maximale

Depuis l'abaque $(\alpha \cdot V_0^2)/H_0 = 2,6$	
$\alpha$	200,67
$d$ (m)	0,11
Depuis l'abaque $P_{\max}/H = 1,175$	
$P_{\max}$	145,7

Pour protéger l'installation contre les surpressions dues aux coups de bélier, il sera prévu sur la conduite de jonction entre le ballon de volume normalisé à **2 x 8000 l** (installés en série) et la canalisation de refoulement un clapet à battant by-passé par un diaphragme à bord vif de diamètre **d = 110mm**.

VII.8.1.1.2. 2<sup>ème</sup> PARTIE DU REFOULEMENT (BOOSTER-RESERVOIR E4)

Tableau VII-7 Caractéristiques de la deuxième partie du refoulement

Données	
Q (m3/h)	577,81
Q (m3/s)	0,161
Deq (m)	0,413
Longueur (m)	11539,27

VII.8.1.1.2.1. CAS DE DEPRESSION

VII.8.1.1.2.1.1. CARACTERISTIQUE DE LA CONDUITE (A)

On a :

$$H_0 = H_g + 10$$

$$A = C \times V_0 / [g \times H_0]$$

VII.8.1.1.2.1.2. CARACTERISTIQUE DES PERTES DE CHARGE (K)

On a :

$$H_{\text{abs}} = H_0 + \Delta H$$

$$K = [H_{\text{abs}} - H_0] / H_0$$

Tableau VII-8 Calcul du régime permanent

Régime permanent	
S (m <sup>2</sup> )	0,1339
V <sub>0</sub> (m/s)	1,20
Perte de charge(m)	27,94
Hg (m)	161
H <sub>0</sub> (m)	171
H <sub>abs</sub> (m)	198,94

VII.8.1.1.2.1.3.- Caractéristique du réservoir (B) :

La famille de courbes B sera considérée pour A et K données, il sera ensuite superposé le profil en long 'absolu' à la famille de courbe.

Il est d'abord nécessaire de remplir le tableau ci-dessous du profil en long.

Tableau VII-9 Caractéristiques du profil en long

Cote z (m)	180	210	230	270	431
Long, Conduite (m)	0	594,42	4783,14	3464,76	2696,95
ΔZ	0	30	20	40	161
[ΔZ+10] / [Hg+10]	0,05847953	0,23391813	0,1754386	0,29239766	1
X	0	594,42	5377,56	8842,32	11539,27
X/L	0	0,68	0,72	0,84	1,00

Après superposition du profil en long sur l'abaque de **Puech** et **Meunier**, il sera déterminé la caractéristique du réservoir (b).

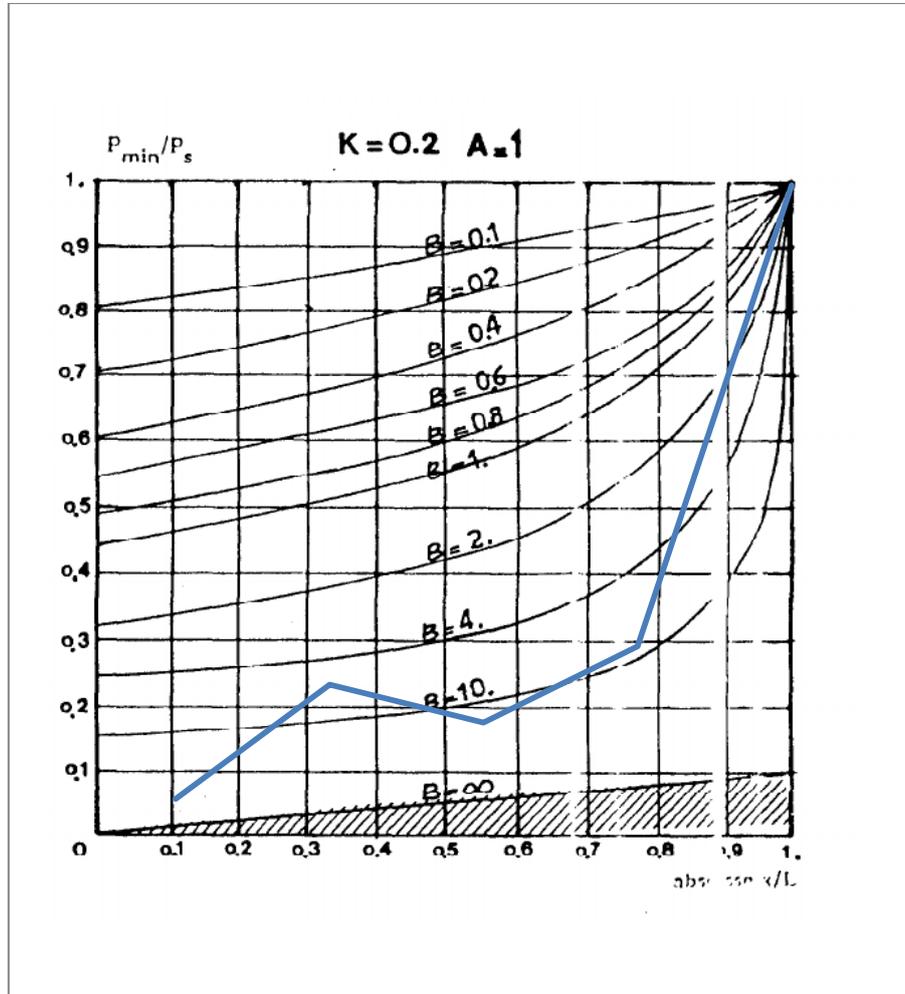


Figure VII-10 Abaque du Puech et Meunier  $K=0.2$  et  $A=1$

**Remarque :** un carré de 1 cm de côté dans le sens vertical représente une pression absolue  $P$  de :

$$P = 0,1 * 45 = 4,5 \text{ mce}$$

Afin d'assurer une sécurité de 3 mce de pression au-dessus du point le plus défavorable du profil, il sera ajouté une valeur de 0,7 unité de carré au point le plus élevé, ce qui fait que  $B$  sera égal à **2**.

Le volume  $U_0$  de l'air comprimé en fonctionnement permanent est donné par la relation :

$$U_0 = [V_0^2 / (g \cdot H_{\text{abs}})] \times L \cdot S / B \text{ [m}^3\text{]}$$

Depuis l'abaque

$$P_{\text{min}} / H_0 = \mathbf{0,32}$$

Le volume d'air maximal sera calculé en considérant une loi intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique :

$$H_{abs} \cdot U_0^{1,2} = P_{min} \cdot U_{max}^{1,2}$$

$$U_{max} = U_0 [H_{abs} / P_{min}]^{1/1,2} [m^3]$$

En vue d'assurer 30% d'eau dans le ballon lors de la plus grande dépression, il faut prévoir un réservoir d'un volume :

$$\text{Volume} = 1,3 * U_{max}$$

Tableau VII-10 Calcul du volume du réservoir

Calcul	
C (m/s)	1340,10
A	0,96
K	0,16
Depuis l'abaque B=2	
U <sub>0</sub> (m <sup>3</sup> )	0,57
Depuis l'abaque P <sub>min</sub> /H = 0,32	
P <sub>min</sub>	54,72
U <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> )	1,66
Volume (m <sup>3</sup> )	2,16

**VII.8.1.1.2.2. CAS DE SURPRESSION**

L'abaque de **Dubin** et **Guéneau** , permet de lire les valeurs de :

$$\alpha * V_0^2 / H_0$$

Avec

$$\alpha = 1/2g * [(D^2/0,6*d^2)-1]^2$$

$$P_{max}/H_0$$

Mais comme la valeur de B=2 est en dehors de l'abaque, le diamètre du diaphragme sera estimé à la moitié du diamètre équivalent de la conduite de refoulement afin de réduire le temps d'amortissement de l'onde de choc.

$$d = \frac{413}{2} \cong 200 \text{ mm}$$

Pour protéger l'installation contre les surpressions dues aux coups de bélier, il sera prévu sur la conduite de jonction entre le ballon de volume normalisé à **2500 l** et la canalisation de refoulement un clapet à battant by-passé par un diaphragme à bord vif de diamètre **d = 200mm**.

## **CONCLUSION**

Dans ce chapitre, les volumes et diamètres des protections contre le régime transitoire ont été calculés. Il est donc prévu d'installer juste à la sortie de la station de pompage (SP) et du Booster, trois réservoirs d'air de capacités respectives de 2 x 8000 litres installés en série à la sortie de la station de pompage Sidi Amar et un autre d'une capacité de 2500 litres d'air installé à la sortie du booster du chef-lieu de Menaceur.

La bonne réalisation des projets est basée sur une organisation des moyens nécessaires à sa réalisation afin de terminer les travaux dans les meilleurs délais.

Donc dans ce projet, une estimation du volume des travaux sera faite en vue de déterminer la durée de réalisation du projet et son devis estimatif et quantitatif.

## **VIII. ORGANISATION DE CHANTIER, MANAGEMENT DE PROJET ET ESTIMATION DE COUT**

### **VIII.1. LA POSE DE CANALISATION**

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

#### **VIII.1.1. PRINCIPE DE LA POSE DE CANALISATION**

Le principe de la pose de canalisation se fait de la même façon pour tous les types de conduite mais le type de pose peut changer suivant les caractéristiques d'un sol à un autre.

Les conduites sont posées du point haut vers le point bas pour permettre l'écoulement des eaux d'infiltration.

Dans le cas de la pose de canalisation en tranchée, cette dernière doit être suffisamment large (un minimum de 70 cm) pour permettre aux ouvriers l'accès et la réalisation des travaux.

Le remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable selon la région, en générale l'épaisseur est d'environ 1m.

Les conduites sont généralement poser en petites pentes afin de créer des points hauts pour l'évacuation d'air pendant le remplissage de la conduite et des points bas pour la vidange.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dur d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

**VIII.1.2. LES ACTIONS REÇUES PAR LES CONDUITES**

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai.
- La pression résultant des charges roulantes.
- La pression résultante des charges permanentes de surface.
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.
- Le tassement différentiel du terrain.
- Action des racines des arbres.

**VIII.1.3. POSE DE CANALISATION DANS UN TERRAIN ORDINAIRE**

La canalisation est posée dans une tranchée dont la largeur varie entre 1m et 1,5m selon le diamètre des conduites.

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm.

Avant la mise en fouille des conduites ces dernières doivent être triées afin d'éviter d'éventuelle cassures ou fissures ou n'importe quel endommagement de la conduite, après cela, on procède à la descente des conduites en tranchée de façon manuelle ou mécanique.

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée. Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars.

#### VIII.1.4. POSE DE CANALISATION DANS UN MAUVAIS TERRAIN

Si le terrain est de mauvaise qualité, on peut envisager quelques solutions :

- **Cas d'un terrain peu consistant** : Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non selon la nature du sol.
- **Cas d'un terrain mouillé** : Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

#### VIII.1.5. LES CONDUITES EN PEHD

Les tubes en PEHD se prêtent parfaitement à la pose en tranchée. Leur légèreté et leur mode d'assemblage rapide rendent la mise en œuvre plus facile. La performance à long terme des conduites pression en PEHD dépend directement de la qualité de l'exécution et des matériaux utilisés à la pose du produit. Une surveillance compétente est recommandée à toutes les étapes.

La pose des canalisations est effectuée selon les opérations suivantes :

- Aménagement du lit de pose.
- Introduction de canalisation dans les tranchées

#### VIII.2. AMENAGEMENT DU LIT DE POSE DES CONDUITES

- Elimination des grosses pierres de déblais placés sur les côtes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivèlement soigneux du fond de la fouille afin que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévus.
- Confection d'un lit de pose bien damé avec la de terre meuble, du sable et une fine couche de béton, suivant la nature du terrain, le lit de sable est généralement d'une épaisseur d'environ 10cm.

### VIII.3. INTRODUCTION DE LA CANALISATION

La souplesse naturelle des canalisations (en PEHD) leur permet d'éviter l'utilisation de coudes lorsque les rayons de courbures du tracé sont compatibles avec les rayons de courbures ces tubes.

Autrement la pose doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- S'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage.
- Ne pas laisser les revêtements à endommager et vérifier l'alignement.

### VIII.4. LE REMBLAYAGE DES TRANCHEES

Comporte en général deux phases principales :

- Remblai d'enrobage.
- Remblai supérieur.

### VIII.5. ORGANISATION DE CHANTIER

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation des adductions pour l'A.E. P sont :

- Implantation des tracés des tranchées sur le terrain.
- Nivellement de la plate-forme de pose.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

**VIII.5.1. IMPLANTATION DU TRACE DES TRANCHEES SUR LE TERRAIN**

La matérialisation de l'axe de la tranchée sur le terrain se fait avec des jalons placés en distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

**VIII.5.2. NIVELLEMENT DE LA PLATE-FORME DE POSE**

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points, toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison. Lorsque le terrain compte des obstacles, on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur ainsi que la profondeur de tranchée en chaque point.

**VIII.5.3. DECAPAGE DE LA COUCHE DE TERRE VEGETALE**

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, il est impératif de commencer par l'opération de décapage de la couche de terre végétale sur de faibles profondeurs. Le volume de la couche à décapier est donné par la formule suivante :

$$V_{cv} = L. b. e \quad (\text{VIII-1})$$

Avec :

$V_{cv}$  : volume de terre décapée ( $m^3$ ).

L : longueur totale des tranchées (m).

b : largeur de la couche végétale (m). (elle est égale à 2 fois la largeur de la tranchée).

e : épaisseur de la couche (m), (e = 10 cm).

Pour la réalisation de cette opération, On opte un bulldozer ou un angledozer.

#### VIII.5.4. EXCAVATION DES TRANCHEES

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement ou manuellement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être réalisée telle qu'un ouvrier puisse travailler sans difficulté, elle augmente avec l'augmentation des diamètres de conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçons successifs en commençant par les points hauts pour assurer l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique.

L'excavation nécessite donc la détermination de :

- La profondeur de la tranchée ( $H_{tr}$ ).
- La largeur de la tranchée ( $b$ ).

##### VIII.5.4.1. LA PROFONDEUR ( $H_{TR}$ )

La profondeur de la tranchée varie selon le diamètre de la conduite, les charges extérieures et la température, elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{tr}=D+h+h_1 \quad (VIII-2)$$

Avec :

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$h$  : hauteur entre la génératrice supérieure de la conduite et le niveau du sol, elle est donnée entre 0.8 et 1.2 m. dans ce cas,  $h=1$ m pour tous les tronçons.

$h_1$  : épaisseur du lit de pose (sable) elle est d'environ 0.2m.

**VIII.5.4.1.1. LES PROFONDEURS POUR CHAQUE TRONÇON**

**Tronçon N°1** :  $D=0.73\text{m} \rightarrow H_{\text{tr}}=0.73+1+0.1=1.83\text{m}$ , on prend  $H_{\text{tr}}=2\text{m}$ .

**Tronçon N°2** :  $D=0.73\text{m} \rightarrow H_{\text{tr}}=0.73+1+0.1=1.83\text{m}$ , on prend  $H_{\text{tr}}=2\text{m}$ .

**Tronçon N°3** :  $D=0.63\text{m} \rightarrow H_{\text{tr}}=0.63+1+0.1=1.73\text{m}$ , on prend  $H_{\text{tr}}=2\text{m}$ .

**Tronçon N°4** :  $D=0.63\text{m} \rightarrow H_{\text{tr}}=0.63+1+0.1=1.73\text{m}$ , on prend  $H_{\text{tr}}=2\text{m}$ .

**Tronçon N°5** :  $D=0.53\text{m} \rightarrow H_{\text{tr}}=0.53+1+0.1=1.63\text{m}$ , on prend  $H_{\text{tr}}=2\text{m}$ .

**Tronçon N°6** :  $D=0.53\text{m} \rightarrow H_{\text{tr}}=0.53+1+0.1=1.63\text{m}$ , on prend  $H_{\text{tr}}=2\text{m}$ .

**Tronçon N°7** :  $D=0.42\text{m} \rightarrow H_{\text{tr}}=0.42+1+0.1=1.52\text{m}$ , on prend  $H_{\text{tr}}=1.5\text{m}$ .

**Tronçon N°8** :  $D=0.32\text{m} \rightarrow H_{\text{tr}}=0.32+1+0.1=1.42\text{m}$ , on prend  $H_{\text{tr}}=1.5\text{m}$ .

Il y'a plusieurs cas pour le talus des tranchées, on peut avoir des tranchées verticales et des tranchées à talus, comme on peut aussi rencontrer des cas où il faut encore approfondir la tranchée, ce qui nous oblige à faire des blindages pour éviter l'effondrement des fouilles de tranchée (pour une profondeur supérieure à 1.8m).

**VIII.5.4.2. LARGEUR DE LA TRANCHEE**

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte et facile des conduites ainsi qu'un bon compactage du remblai.

Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \quad (\text{VIII-3})$$

Avec :

b : largeur de la tranchée.

D : diamètre de la conduite.

**VIII.5.4.2.1. LES LARGEURS POUR CHAQUE TRONÇON**

**Tronçon N°1** :  $D=0.73m \rightarrow b=0.73+0.6=1.33m$ , on prend  $b=1.5m$ .

**Tronçon N°2** :  $D=0.73m \rightarrow b=0.73+0.6=1.33m$ , on prend  $b=1.5m$ .

**Tronçon N°3** :  $D=0.63m \rightarrow b=0.63+0.6=1.23m$ , on prend  $b=1.5m$ .

**Tronçon N°4** :  $D=0.63m \rightarrow b=0.63+0.6=1.23m$ , on prend  $b=1.5m$ .

**Tronçon N°5** :  $D=0.53m \rightarrow b=0.53+0.6=1.13m$ , on prend  $b=1.5m$ .

**Tronçon N°6** :  $D=0.53m \rightarrow b=0.53+0.6=1.13m$ , on prend  $b=1.5m$ .

**Tronçon N°7** :  $D=0.42m \rightarrow b=0.42+0.6=1.02m$ , on prend  $b=1m$ .

**Tronçon N°8** :  $D=0.32m \rightarrow b=0.32+0.6=0.98m$ , on prend  $b=1m$ .

**VIII.5.4.3. CHOIX DU COEFFICIENT DE TALUS**

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites, on définit le coefficient du talus qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

**Tableau VIII-1 Choix du coefficient du talus**

Sols	Profondeur de la tranchée	
	Jusqu'à 1.5m	Jusqu'à 3m
Sable	$m=0.5$	$m=1$
Limon sableux	$m=0.25$	$m=0.67$
Limon argileux	$m=0$	$m=0.5$

Dans ce cas, le sol est limoneux argileux.

**VIII.5.4.4. SECTION DE LA TRANCHEE**

Les sections des tranchées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$S_{tr} = H_{tr} * b + m * H_{tr}^2 \quad (VIII-4)$$

Avec

$H_{tr}$  : profondeur totale de la tranchée (m).

$b$  : largeur du fond de la tranchée (m).

$m$  : coefficient du talus.

**VIII.5.4.4.1. LES SECTIONS POUR CHAQUE TRONÇON**

**Tronçon N°1** :  $D=0.73m \rightarrow b=0.73+0.6=1.33m$ , on prend  $b=1.5m$ .

**Tronçon N°2** :  $H_{tr}=2m \rightarrow m=0.5 \rightarrow S_{tr}=2*1.5+0.5*2^2=5m^2$ .

**Tronçon N°3** :  $H_{tr}=2m \rightarrow m=0.5 \rightarrow S_{tr}=2*1.5+0.5*2^2=5m^2$ .

**Tronçon N°4** :  $H_{tr}=2m \rightarrow m=0.5 \rightarrow S_{tr}=2*1.5+0.5*2^2=5m^2$ .

**Tronçon N°5** :  $H_{tr}=2m \rightarrow m=0.5 \rightarrow S_{tr}=2*1.5+0.5*2^2=5m^2$ .

**Tronçon N°6** :  $H_{tr}=2m \rightarrow m=0.5 \rightarrow S_{tr}=2*1.5+0.5*2^2=5m^2$ .

**Tronçon N°7** :  $H_{tr}=1.5m \rightarrow m=0.5 \rightarrow S_{tr}=1.5*1+0.5*1.5^2=2.63m^2$ .

**Tronçon N°8** :  $H_{tr}=1.5m \rightarrow m=0.5 \rightarrow S_{tr}=1.5*1+0.5*1.5^2=2.63m^2$ .

**VIII.5.4.5. VOLUMES D'EXCAVATION**

Les volumes d'excavation sont déterminés par la formule suivante :

$$VD=S_{tr}.L = (b.H_{tr}).L \quad (VIII-5)$$

Avec:

VD : Volume du déblai ( $m^3$ ).

$S_{tr}$  : Section de la tranchée ( $m^2$ ).

L : Longueur de la tranchée (m).

Le tableau suivant montre les valeurs des volumes des déblais pour chaque tronçon.

**Tableau VIII-2 Calcul des volumes des déblais.**

Tronçon	$S_{tr}(m^2)$	L(m)	b(m)	$V_{déblai}(m^3)$	$V_{décapé}(m^3)$
1	5	7511	1,5	37555,00	1126,65
2	5	445,5	1,5	2227,50	66,83
3	5	1352	1,5	6760,00	202,80
4	5	1726,8	1,5	8634,00	259,02
5	5	594,42	1,5	2972,10	89,16
6	5	4783,14	1,5	23915,70	717,47
7	2,63	3464,76	1	9112,32	346,48
8	2,63	2696,95	1	7092,98	269,70
<b>Total (<math>m^3</math>)</b>				<b>98269,60</b>	<b>3078,10</b>
				<b>101347,70</b>	

**VIII.5.4.5.1. LA CAPACITE DU GODET**

La capacité du godet d'une pelle est déterminé à partir du volume de terrassement, le tableau suivant donne les volumes des godets en fonction des volumes de terrassement.

**Tableau VIII-3 Capacité des godets.**

Volume de terrassement (m <sup>3</sup> )	≤10000	≥10000	>20000	>100000
Capacité du godet (m <sup>3</sup> )	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Le volume de terrassement est supérieur à 100000 m<sup>3</sup>, le godet aura un volume de 1,5m<sup>3</sup>.

**VIII.5.4.5.2. RENDEMENT DE LA PELLE CHOISIE**

Le rendement de notre pelle est donné par la formule suivante :

$$R_p = \frac{3600 * q * K_R * K_t}{T_c * K_f} \text{ (m}^3\text{/h)} \quad \text{(VIII-6)}$$

Avec :

q : capacité du gobet 1,5 m3.

K<sub>R</sub> : coefficient de remplissage du godet, Kr = 0,8 -0,9 on prend Kr = 0,8.

K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur : varie entre (0,7- 0,9), on prend K<sub>t</sub> = 0,8.

K<sub>f</sub> : coefficient de foisonnement du sol K<sub>f</sub> = 1,2.

T<sub>c</sub> : Durée d'un cycle de remplissage du godet T<sub>c</sub>= (15-30) s, on prend T<sub>c</sub> = 20 s.

A.N :

$$R_p = \frac{3600 * 1.5 * 0.8 * 0.8}{20 * 1.2} = 144 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Si le travail de l'engin est estimé à 8 heures par jour, son rendement sera de R<sub>p</sub>=1152m<sup>3</sup>/j.

**VIII.5.5. CALCUL DES VOLUMES DES REMBLAIS**

Le volume des remblais est calculé par la relation suivante :

$$V_R = S_R * L \quad (VIII-7)$$

Avec :

$$S_R = S_D - S_C - S_{Is} \quad (VIII-8)$$

Avec :

$S_D$  : Surface du déblai (m<sup>2</sup>).

$S_C$  : Section de la conduite (m<sup>2</sup>).

$S_{Is}$  : Section du lit de sable (m<sup>2</sup>).

Le tableau suivant illustre les volumes des remblais.

**Tableau VIII-4 Volumes des remblais.**

Tronçon	Diamètre(m)	L(m)	S <sub>D</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>C</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>Is</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>R</sub> (m <sup>3</sup> )
1	0,73	7511	5,00	0,42	0,15	41823,70
2	0,73	445,5	5,00	0,42	0,15	2480,69
3	0,63	1352	5,00	0,31	0,15	7384,04
4	0,63	1726,8	5,00	0,31	0,15	9431,03
5	0,53	594,42	5,00	0,22	0,15	3192,34
6	0,53	4783,14	5,00	0,22	0,15	25687,88
7	0,42	3464,76	2,63	0,14	0,1	9938,57
8	0,32	2696,95	2,63	0,08	0,1	7579,47
<b>Total (m<sup>3</sup>)</b>						<b>107517,721</b>

**VIII.5.5.1. DUREE D'EXCAVATION**

En connaissant le volume des terres à excaver et le rendement de l'engin choisi, le temps d'excavation est donné par la relation suivante :

$$T = \frac{V}{R_p} \text{ jours} \quad (VIII-9)$$

Avec :

V : volume du sol à excaver.

R<sub>p</sub> : rendement journalier de l'engin.

AN : 
$$T = \frac{101347,70}{1152} = 88 \text{ jours}$$

### VIII.5.6. LE COMPACTAGE

Le compactage ou tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultante de l'application d'une charge sur ces derniers.

Pour cette opération, on utilise un compacteur à rouleau lisse.

### VIII.6. PLANNING D'EXECUTION DES TRAVAUX

Un projet comporte un nombre de tâches plus ou moins grand à réaliser dans les délais impartis et selon un agencement bien déterminé.

Le diagramme de GANTT est un planning présentant une liste de tâches en colonne et en abscisse l'échelle de temps retenue.

La mise en œuvre de techniques de planification nécessite que :

- Les tâches soient identifiées.
- Les tâches soient quantifiées en termes de délais, de charges ou de ressources.
- La logique de l'ensemble des tâches ait été analysée.

On peut aussi suivre les étapes suivantes :

- La collecte des informations.
- La décomposition du projet.
- La définition des relations entre les tâches.
- Attribution des durées.
- Construction du diagramme.

**VIII.6.1. PLANIFICATION DES TRAVAUX**

La réalisation du projet peut être composée des tâches suivantes :

- A. Décapage de la couche de terre végétale.
- B. Piquetage
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les vannes.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Mise en place des canalisations en tranchée.
- F. Assemblage des tuyaux.
- G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- H. Remblai des tranchées.
- I. Travaux de finition.

Le tableau ci dessous nous permet la détermination du délai de la réalisation.

**Tableau VIII-5 Détermination des délais de réalisation.**

OPERATION	T <sub>R</sub> (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	50	0	50	0	50	0
B	30	50	80	50	80	0
C	90	80	170	80	170	0
D	60	170	230	180	240	10
E	70	170	240	170	240	0
F	35	170	205	205	240	35
G	30	170	200	210	240	40
H	40	240	280	240	280	0
I	60	280	340	280	340	0

TR : temps de réalisation.

MT : marge totale.

DCP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finition au plutôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finition au plus tard.

Le schéma suivant représente le réseau à nœud des opérations précitées :

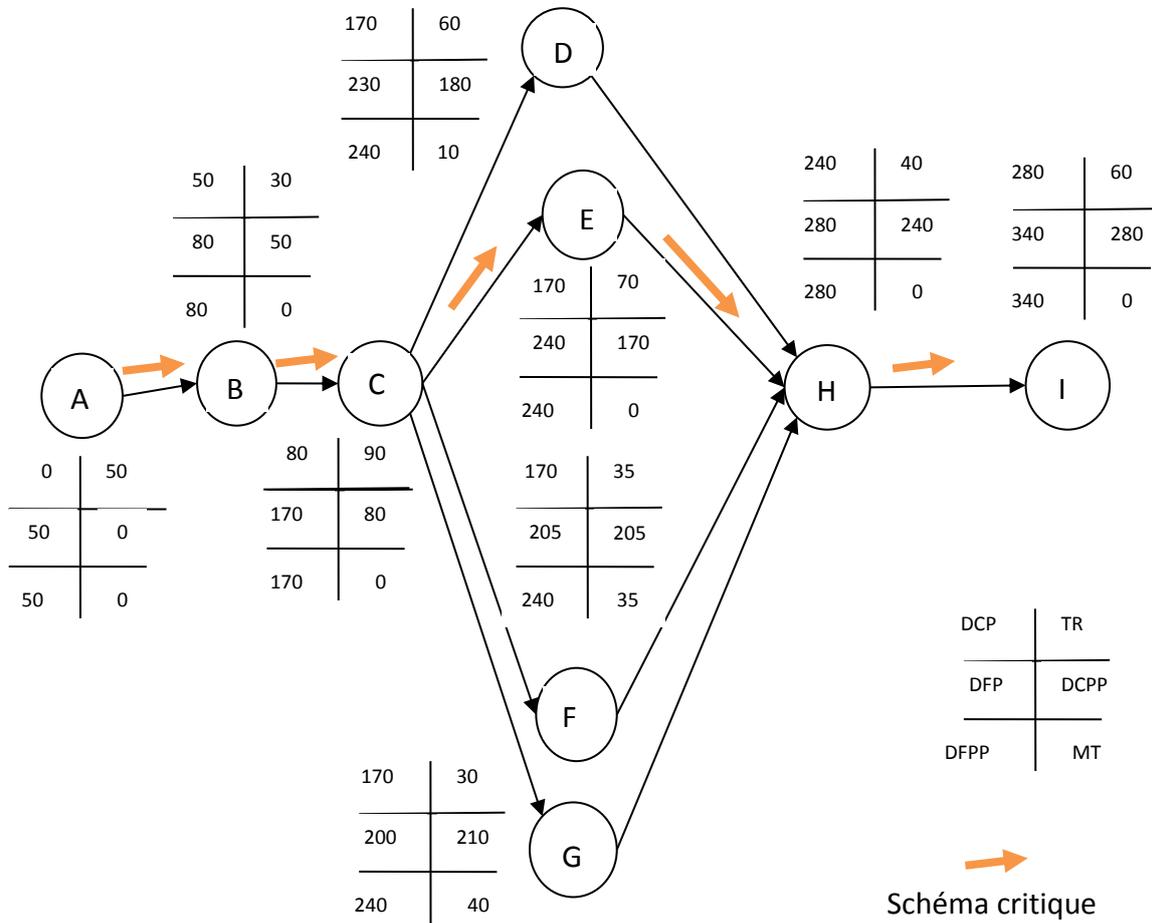


Figure VIII-1 Réseau à nœuds.

Le planning de ces opérations a été organisé comme suit selon le diagramme de GANTT :

Tableau VIII-6 Planning des travaux (Diagramme de GANTT).

Opération	jours								Observations
	0	50	100	150	200	250	300	350	
Décapage de la couche de terre végétale		50							
Piquetage		30							
Exécution des tranchées				90					
Aménagement du lit de pose					60				
La mise en place des conduites					70				
Assemblage des tuyaux					35				
Les essais d'étanchéité					30				
Remblaiement des tranchées						40			
Travaux de finition							60		

Le chemin critique est A-B-C-E-H-I :  $\sum TR = 340$  jours.

## VIII.7. EVALUATION DU PROJET

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations à effectuer sur le terrain pour la réalisation du projet afin de les utiliser dans la détermination du coût total du projet.

### VIII.7.1. DEVIS ESTIMATIF D'ETABLISSEMENT DE L'ADDUCTION

Le coût de réalisation de ce projet est estimé selon les chiffres du tableau suivant :

**Tableau VIII-7 Devis estimatif de la réalisation des adductions des stations de pompage et des réservoirs.**

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant HT (DA)
<b>Terrassement</b>				
Décapage	m <sup>3</sup>	3078	300	923400
déblais	m <sup>3</sup>	98270	300	29481000
Pose de lit de sable	m <sup>3</sup>	3078	1200	3693600
Remblaiement des tranchées avec du tout venant	m <sup>3</sup>	107518	300	32255400
Evacuation des déblais extraordinaires	m <sup>3</sup>	450	200	90000
<b>Transport et pose canalisation</b>				
Conduite Ø738 Fonte ductile	MI	7957	42000	334194000
Conduite Ø635 Fonte ductile	MI	3079	36000	110844000
Conduite Ø532 Fonte ductile	MI	5378	29500	158651000
Conduite Ø429 Fonte ductile	MI	4436	26300	116666800
Conduite Ø315 PEHD	MI	11805	6 309,37	74482113
Conduite Ø160 PEHD	MI	276	1 713,83	473017,08
<b>Les stations de pompage</b>				
<b>Station de pompage SIDI AMAR</b>				
Génie civil	-	-	-	3500000
Equipements	-	-	-	8000000
<b>Booster MENACEUR</b>				
Génie civil	-	-	-	3500000
Equipements	-	-	-	3500000
<b>Les réservoirs</b>				
Réservoir 1000m <sup>3</sup>	-	7	9750000	68250000
Réservoir 200m <sup>3</sup>	-	1		5800000

Les prix unitaires proviennent du cahier de charge d'une entreprise de réalisation algérienne et le prix du réservoir 200m<sup>3</sup> a été estimé par similitude par rapport à celui de 1000m<sup>3</sup>.

**VIII.7.2. DEVIS GLOBAL**

Le Devis global est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII-8 Devis global.

<b>Nature des charges</b>	<b>Montant (DA)</b>
Terrassement	66443400
Transport et pose canalisation	636659930
Les stations de pompage	18500000
Les réservoirs	74050000
<b>Total HT (DA)</b>	<b>795653330</b>
<b>TVA 19% (DA)</b>	<b>151174133</b>
<b>Totale TTC (DA)</b>	<b>946827463</b>

**CONCLUSION**

Afin d'assurer le bon déroulement de la réalisation du projet, l'organisation de chantier ne doit pas connaître des défaillances (humaines ou techniques).

A partir des calculs établis dans ce chapitre il a été déterminé un délai de réalisation de l'adduction en eau potable de la commune de MENACEUR qui est de 340 jours.

Le coût du projet est estimé à: neuf cent quarante-six millions huit cent vingt-sept mille quatre cent soixante-trois dinars algériens (946 827 463 DA).

La protection et la sécurité de travail comprennent tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tout moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre des règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

## **IX. PROTECTION, HYGIENE ET SECURITE DE TRAVAIL**

### **IX.1. CONDITIONS DANGEREUSES DANS LE CHANTIER**

Les conditions dangereuses les plus souvent rencontrées sont :

- Installation non protégée ou male protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.

- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

## **IX.2. ACTIONS DANGEREUSES**

Les actions dangereuses sont très nombreuses, à savoir :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

### IX.3. MESURES PREVENTIVES

Les principales mesures de sécurité préventive sont :

- La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.
- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

### IX.4. PLAN DE SECURITE ADAPTE AUX TRAVAUX DE REALISATION

Etant donné que les travaux de terrassement sont des travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation des projets, il a été proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondations profondes.

Ce plan est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau IX-1 Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation**

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme de nuit.

	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Les zones interdites au public.</li> <li>- Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard.</li> <li>-Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).</li> </ul>
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : <ul style="list-style-type: none"> <li>-De renversement des engins ;</li> <li>-De l'éboulement des terrains ;</li> </ul>	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et le renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Définition des lieux de stockage des divers matériaux.</li> <li>-Moyens de calage de chargement et de déchargement.</li> </ul>
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir les ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.

### **IX.5. HYGIENE ET SECURITE DANS LES STATIONS DE POMPAGES**

Les maîtres d'ouvrages entreprenant la construction ou l'aménagement de bâtiments destinés à l'exercice d'une activité industrielle sont tenus de se conformer à des règles édictées en fait de satisfaire aux dispositions législatives et réglementaires prévues dans l'intérêt de l'hygiène et la sécurité.

Ainsi le législateur oblige celui qui construit une station de pompage d'eau à concevoir des ouvrages permettant au personnel détecteur en toute sécurité les opérations d'exploitation et d'entretien. D'ailleurs, une bonne conception de ce point de vue évitera souvent de devoir engager par la suite des frais importants de (mise en conformité) ou de modification.

Cela évitera cependant de prévoir certaines dispositions et consignes d'exploitation qui permettront d'utiliser dans les meilleures conditions les ouvrages réalisés.

### **IX.6. LES RISQUES A CONSIDERER LORS DE LA CONCEPTION DES OUVRAGES**

Avant toute chose, les installations doivent être dans un endroit clos ou clôturé dont l'accès sera formellement et explicitement interdit au service.

La chute est une cause très fréquente d'accident de travail, le constructeur doit donc chercher à réduire ce risque par la pose d'un sol antidérapant, des rambardes, des gardes corps, des mains courantes, l'installation des regards en dehors des zones de circulation, la signalisation des obstacles ...

Sur le plan de l'hygiène la nature de revêtement doit être d'un entretien facile tant dans les stations de pompage qu'à l'extérieur. L'évacuation des eaux de nettoyage des murs et des sols doit être prévue pour des lavages au jet, plus commodes et plus hygiéniques que les nettoyages à l'ère de serpillière.

A proximité des cuves et bassins il est souhaitable de prévoir des joints d'ancrage pour les longes des harnais de sécurité ainsi que des panneaux de recommandation si ces ouvrages risquent de contenir des liquides ou gaz dangereux

Le problème de bruit ne sont pas toujours complètement éliminé pour les salariés qui doivent pénétrer à l'intérieur du bâtiment ; certaines dispositions constructives permettant de limiter leur effet.

Le personnel chargé de l'entretien doit prévoir travailler sans faire d'acrobatie et en toute sécurité, il doit donc pouvoir atteindre facilement tous les points de contrôle et de réglage, tels que le compteur, les graisseurs, les vannes, les capteurs de niveau.

## **IX.7. LES RISQUES PROVENANT DES MATERIELS ET MACHINES**

### **IX.7.1. INSTALLATION ELECTRIQUE**

Une bonne conception des ouvrages contribue à la prévention des accidents d'origine électrique si les interventions sur les pompes doivent se faire à l'aide de grues auto tractées. Il est déconseillé d'installer cette station à proximité de ligne électrique aérienne.

Quand cela est possible, il est conseillé de prévoir un arrêt de la ligne à quelques dizaines de mètres de l'ouvrage et de réaliser une alimentation souterraine.

Certains gaz sont très corrosifs, principalement l'hydrogène sulfuré et il y a lieu de placer les installations électriques dans les endroits ventilés ou ces gaz ne risquent pas de s'accumuler ; le matériel antidéflagrant pourra, dans certains cas, être utilisé,

Sur le plan de l'exploitation, l'accès au matériel sous tension sera réservé au personnel électricien. La prudence oblige à ne permettre les manœuvres des installations qu'à des salariés dont on aura vérifié les connaissances en matière de sécurité électrique .Des organismes agréés délivrent après un stage, une habilitation à effectuer des opérations et interventions d'ordre électrique. Il existe différents niveaux d'habilitation .Ils ne devront intervenir sur les machines tournantes qu'après s'être assurés et avoir signalé la mise à l'arrêt. La condamnation par cadenas est vivement souhaitable, à défaut, des pancartes doivent clairement indiquer l'interdiction de remise en marche.

Une condamnation du circuit de commande ne peut jamais être considérée comme un verrouillage de sécurité par suite de défauts d'isolement possible de ce circuit. L'ouverture du sectionneur, le débrogage de disjoncteur, l'enlèvement des fusibles sont seuls réellement surs.

L'attention du personnel doit aussi être attirée sur les risques des machines tournantes à démarrage automatique ou cyclique. Enfin, lorsque des capots ou cartes de protection sont retirés, les machines doivent être verrouillées à l'arrêt.

### **IX.7.2. APPAREILS DE LEVAGE**

Les treuils, les ponts roulants, les potences, les palans, les poulies, les élingues et les crochets peuvent être à l'origine d'accidents graves. Ils font l'objet d'une réglementation contraignante et complexe.

Afin de s'assurer de leur bon état de fonctionnement, des vérifications périodiques doivent être prévues pour l'ensemble des appareils de levage et de leurs dispositifs de sécurité. Comme les agents chargés d'effectuer ces vérifications doivent être particulièrement qualifiés, il est souvent préférable de faire appel à des organismes de contrôle spécialisés dans ce genre d'opération.

### IX.7.3. APPAREILS A PRESSION

Les réservoirs de compresseurs, des cuves anti-béliers sont les principaux appareils à pression de gaz utilisés dans les stations.

Ces matériels doivent être maintenus en bon état, ils sont réglementés dès que leur pression de service est supérieure à 4 bars et que le produit  $P(\text{bar})$  par  $V(\text{litre})$  est supérieur à 80.

L'épreuve est obligatoire avant mise en service sur le lieu d'utilisation. Elle doit être renouvelée tous les 10 ans. Une vérification est à faire tous les trois ans. De même que le matériel de levage, il est souhaitable que ces opérations soient faites par des organismes spécialisés.

On rencontre aussi sur les stations des appareils contenant d'autres gaz que l'air, souvent le chlore, parfois l'oxygène pur, ces appareils font eux aussi l'objet d'une réglementation particulière que doit connaître l'exploitant.

### IX.8. LES RISQUES PROVENANT DE PRODUITS DANGEREUX

La présence normale ou accidentelle de produits corrosifs ou toxiques est un risque pour les salariés comme pour les matériels.

Il faut prévoir des mesures contre les risques de débordement ou d'éclaboussures des produits agressifs ou dangereux (ex : acide sulfurique, chlorure ferrique...) un bassin de rétention sera construit autour de la cuve les contenant, il sera étanche et résistant à l'agressivité du produit.

Pour se prémunir des dangers d'émanations gazeuses (chlore, hydrogène, sulfuré, ozone) les installations seront fréquemment vérifiées. On prêtera une attention particulière aux fosses, caves, zones en contrebas ou peuvent s'accumuler des gaz plus lourds que l'air ( $\text{CO}_2$ ,  $\text{H}_2\text{S}$ ) particulièrement toxiques. On évitera ces risques en vérifiant ou mieux, en supprimant ces endroits chaque fois que cela est possible. En cas d'accident des équipements de protection individuelle seront mis à la disposition des agents chargés de l'intervention. Ceux-ci devront connaître l'utilisation de ces équipements.

Il existe maintenant sur le marché de nombreux appareils de mesure spécifiques... explosivité,  $\text{CO}_2$ ,  $\text{CH}_4$ ,  $\text{H}_2\text{S}$ ,  $\text{O}_2$  munis d'alarme. Il convient toutefois de les vérifier une fois par an.

Les produits dangereux font l'objet d'une réglementation au titre du code du travail à partir de certains volumes de stockage au titre des établissements classés.

## IX.9. LES TRAVAUX DANS LES STATIONS DE POMPAGE

Avant toute intervention dans une station, le personnel doit connaître les risques qu'il peut y rencontrer ; la réglementation impose d'ailleurs d'informer les salariés exécutant des travaux d'entretien sur les règles de sécurité à respecter.

Il faut notamment indiquer les règles de circulation (les endroits dangereux ou interdits) les modes opératoires les plus sûrs, le fonctionnement des dispositifs de protection et de secours, la conduite à tenir en cas d'accident.

Lors de l'intervention d'entreprises extérieures, l'exploitant est tenu de les informer des risques particuliers de la station et d'organiser une coordination entre les activités des divers intervenants simultanément dans la station. A ne pas oublier d'insister sur les exigences dues à la potabilité de l'eau ni sur les risques de contamination par les eaux usées.

Pour la sécurité du personnel d'intervention, il est souhaitable que celui-ci ait quelques notions élémentaires qui lui permettent de conserver son sang froid en cas d'accident. Il est utile, par exemple, d'avoir enseigné le maniement d'un extincteur, d'afficher à proximité du téléphone la liste des numéros d'urgence et, si possible, de former du personnel au secourisme. Cette formation est d'ailleurs indispensable pour les électriciens.

Dans le cas d'utilisation de protections individuelles, il serait illusoire de penser qu'il suffit de les remettre à l'agent pour qu'elles soient bien utilisées ; un harnais de sécurité, un appareil respiratoire ne sont pas d'un usage facile. L'encadrement a un rôle important à jouer dans ce domaine, il doit être informé de l'obligation de faire porter ces équipements, il doit connaître les méthodes d'enseignement et de démonstration de leurs utilisations.

## CONCLUSION

Les installations hydrauliques ne sont pas des endroits plus ou moins dangereux que d'autres, elles ont leurs risques particuliers qui doivent être connus à la foi des exploitants qui y travaillent et des constructeurs qui les conçoivent.

Aussi l'amélioration de la sécurité des travailleurs est devenue une obligation très contraignante du législateur qui poursuit et condamne lourdement les contrevenants, mais elle est aussi et, avant tout, une obligation sans laquelle il ne peut y avoir de projet technique acceptable.

## CONCLUSION GENERALE

En termes générales ; l'approvisionnement en eau doit prendre en compte un certain nombre de facteurs pour la bonne gestion des ressources en eau qui est un environnement particulièrement délicat. Pour le moment, le problème de l'approvisionnement en eau potable de la commune de Menaceur se pose beaucoup plus en termes de mauvaise gestion qu'en qualité de disponibilité des ressources.

Le système d'occupation spatiale de la commune et la poussée démographique créent des difficultés de viabilisation de l'espace par les actions de mise en place d'infrastructures et équipements sociaux communautaires tels que les ouvrages hydrauliques. Les besoins en eau potable au niveau de Menaceur sont importants, mais actuellement très partiellement satisfaits.

Cependant, il faudrait améliorer le taux de couverture du milieu en équipements et ouvrages d'approvisionnement en eau potable, mais aussi faudrait-il mettre en place une stratégie efficace de gestion de ces derniers.

L'étude élaborée dans ce projet apporte des solutions techniques au déficit en eau existant au niveau de la commune toute entière, par la mise en place de huit (08) réservoirs de stockage d'eau semi-enterrés, dont un (01) pour le chef-lieu de Menaceur, trois (03) pour les agglomérations secondaires et quatre (04) pour les zones éparses, tous alimentés par une adduction d'eau potable refoulant les eaux à l'aide d'une station de pompage et d'un booster en relais depuis la station de traitement des eaux du barrage de Boukerdane d'une part et la conduite d'adduction des eaux dessalées de l'usine de Fouka d'autre part.

Ces aménagements contribuent à la garantie de disponibilité d'eau potable au niveau de la commune, et ce, s'étalant sur un horizon d'étude allant à 2040. Le système d'adduction sera protégé contre le phénomène du régime transitoire par la mise en place de réservoirs anti bélier à la sortie de chaque station de pompage afin de garantir la sécurité et la longévité de vie du système hydraulique projeté.

Le coût estimé pour la réalisation du projet d'adduction depuis Sidi Amar avoisine les neuf cent cinquante millions de dinars algériens (950000000,00 DA) pour un délai de réalisation estimé à son tour à trois cent quarante (340) jours, voire onze (11) mois et dix (10) jours.

Dans l'optique de voir réussir le projet, un contrôle avant et pendant sa réalisation servirait comme guide bénéfique pour d'autres projets orientés dans la perspective de promouvoir le secteur hydraulique dans la zone en question.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

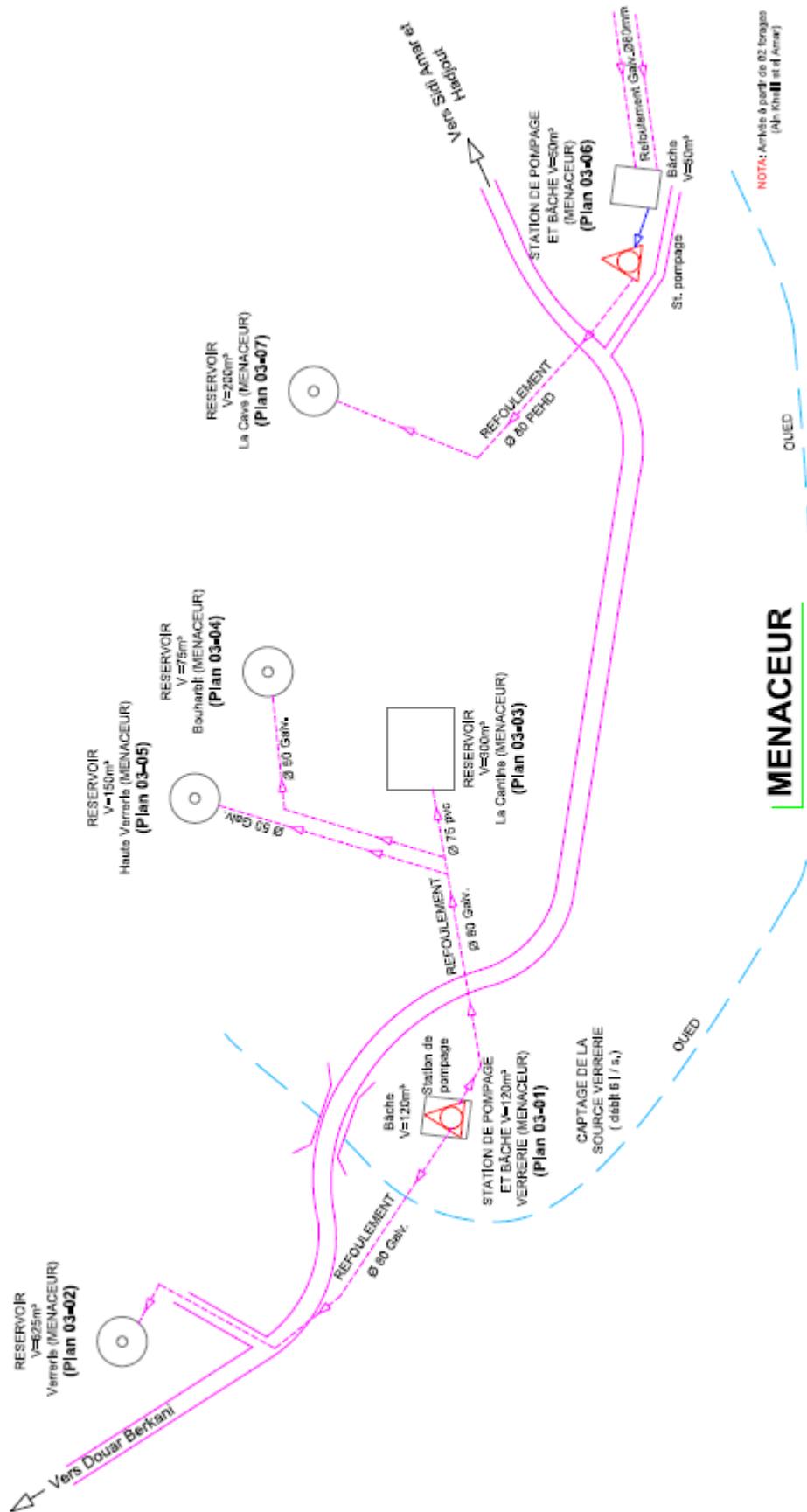
- [1]. Dupont A., 1974. Hydraulique urbaine ouvrages et transport (élévation et distribution des eaux) T. 2, Edition Eyrolles, Paris 1, 461p.
- [2]. Lencastre A., 1983. Hydraulique général Edition Eyrolles Paris, 640p
- [3]. Michel A. Morel, 1993. Exercices de Mécanique des Fluides TOME 2 Turbomachines – Constructions graphiques Phénomènes transitoires Edition Eyrolles, 382p
- [4]. Giles R., Evert J., Liu C., 1995. Mécanique des fluides et hydraulique cours et problème. Série Shaum 2eme édition, 361 p.
- [5]. Memento stations de pompage V2, Ecole Inter-Etats d'Ingénieurs de l'Equipement Rural Burkina Faso mars 1999.pdf
- [6]. Vaquez J., 2007. Hydraulique appliquée aux installations d'extinction, presse internationale polytechnique pp.128-324.
- [7]. Rapport (STUCKY-ENHYD) 2009, Etude du renforcement en AEP de la wilaya de Tipaza.
- [8]. FAO., 2012. Faire face à la pénurie d'eau Un cadre d'action pour l'agriculture et la sécurité alimentaire Organisation des Nations Unies pour l'alimentation et l'agriculture Rome, 97p
- [9]. Rapport (STHR), 2015 ; Société des techniques hydraulique et routières (Sarl SOTHYR)- Chéraga Alger.
- [10]. Rapport (DSTSA), 2015. Direction de la station de traitement Sidi Amar (STP), 40p
- [11]. Rapport (DRET), 2017. Direction des Ressources en Eau de la wilaya de Tipaza (DRE) , 324p
- [12]. Rapport (SEAAL), 2017. (Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger), 284+71p
- [13]. Zinsalo, SD. Pompe et station de pompage pp.1-5.

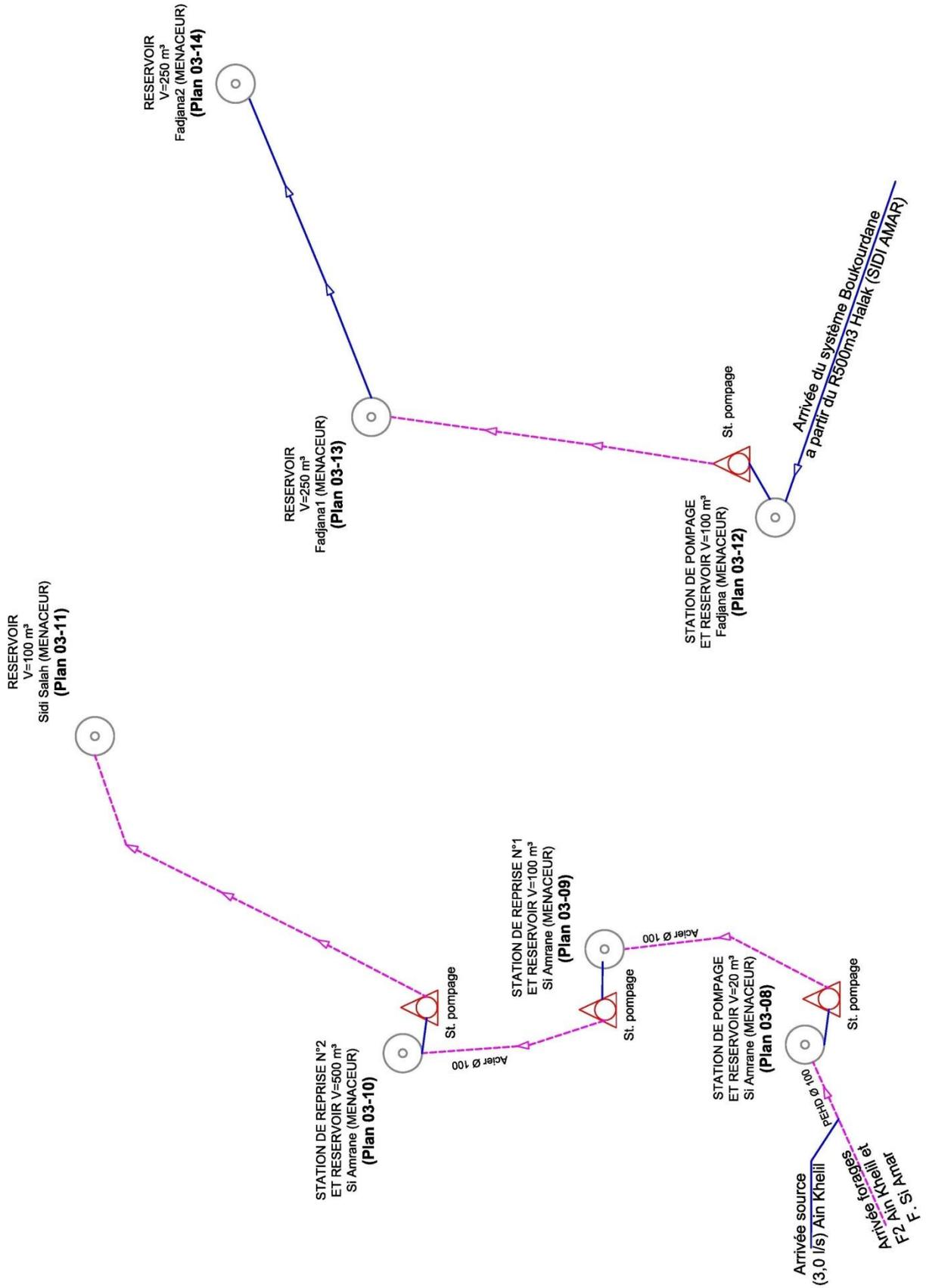
## REFERENCES ELECTRONIQUES

- ✓ <https://www.ksb.com/ksb-fr/KSB-EasySelect/>
- ✓ <http://www.memoireonline.com/05/12/5890/Problematique-de-l-approvisionnement-en-eau-potable-en-milieu-lacustre-au-Benincas-de-l-arrondiss.html>
- ✓ <http://decoupageadministratifalgerie.blogspot.com/2014/10/cartegeographiqueTIPAZA.html>
- ✓ <https://www.google.com/maps/place/Menaceur,+Alg%C3%A9rie/data=!4m2!3m1!1s0x12859bf257db7e83:0x990ec128885b0409?sa=X&ved=0ahUKEwjh1NyQ-7nUAhXBvhQKHwaDCQUQ8gElhAEwDg>

# Annexe I

Schéma du système actuel d'alimentation en eau potable de Menaceur



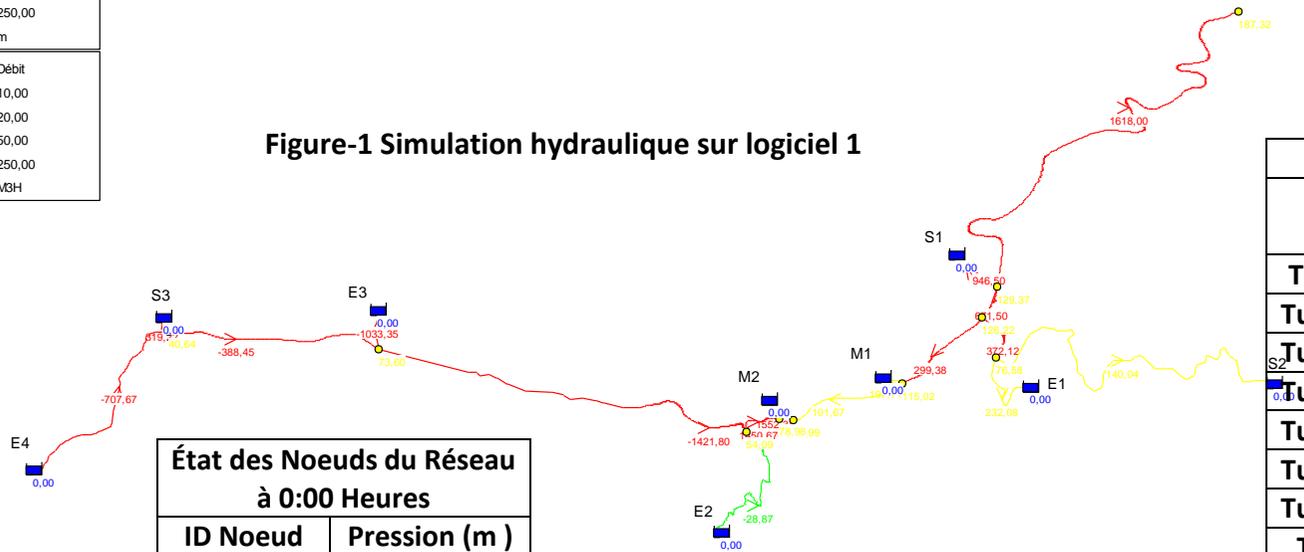
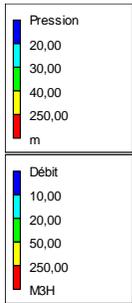


(STUCKY-ENHYD)

## ANNEXE II

Après introduction sur Epanet du tracé de la variante n°1 et des diamètres proposés précédemment, il est clair que les pressions au niveau des nœuds sont trop élevées et que ni le sens de l'écoulement ni les débits ne sont respectés.

Figure-1 Simulation hydraulique sur logiciel 1



État des Nœuds du Réseau à 0:00 Heures	
ID Nœud	Pression (m)
Noeud n1	40,64
Noeud n3	73,60
Noeud n5	98,99
Noeud n8	129,37
Noeud n9	115,02
Noeud n11	78,98
Noeud n15	76,58
Noeud n16	187,32
Noeud n18	126,22
Noeud 20	54,09

Tableau-2 Etat des nœuds du réseau 1

Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. -1 Etat des arcs du réseau 1

État des Arcs du Réseau à 0:00 Heures			
ID Arc	Débit (M <sup>3</sup> /H)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)
Tuyau p9	1618,00	1,17	1,86
Tuyau p10	671,50	0,48	0,33
Tuyau p11	372,12	1,23	3,91
Tuyau p13	299,38	0,29	0,15
Tuyau p15	101,67	0,10	0,02
Tuyau p16	-1421,80	2,01	8,26
Tuyau p17	-388,45	0,86	2,03
Tuyau 1	946,50	5,04	82,02
Tuyau 2	232,08	1,24	5,30
Tuyau 3	140,04	0,75	2,02
Tuyau 4	197,71	4,09	125,07
Tuyau 5	101,67	0,10	0,02
Tuyau 6	1552,34	3,28	20,19
Tuyau 7	-28,87	0,15	0,11
Tuyau 8	-1033,35	5,50	97,51
Tuyau 9	319,22	1,70	9,81
Tuyau 10	-707,67	3,77	46,30
Tuyau 21	1450,67	2,05	8,59

### ANNEXE III

Après correction des diamètres et ajout de la station de pompage au point initial de l'adduction ainsi que le booster au niveau du chef-lieu de Menacer selon la variante n°2, les résultats sont données comme suit :

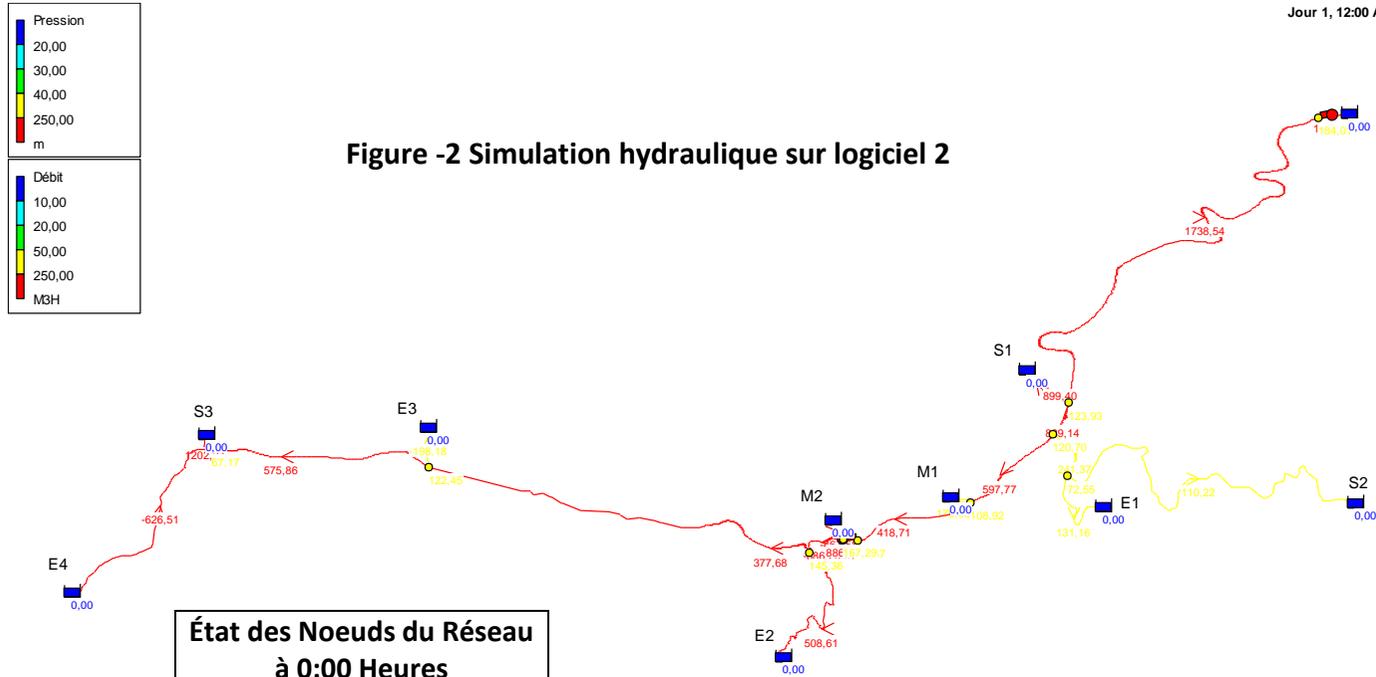


Figure -2 Simulation hydraulique sur logiciel 2

Tableau -3 Etat des arcs du réseau 2

État des Arcs du Réseau à 0:00 Heures			
ID Arc	Débit (M <sup>3</sup> /H)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)
Tuyau p9	1738,54	1,25	2,14
Tuyau p10	839,14	0,61	0,51
Tuyau p11	241,37	0,80	1,71
Tuyau p13	597,77	0,59	0,58
Tuyau p15	418,71	0,41	0,29
Tuyau p16	377,68	0,53	0,61
Tuyau p17	575,86	1,27	4,41
Tuyau 1	899,40	4,79	74,17
Tuyau 2	131,16	0,70	1,79
Tuyau 3	110,22	0,59	1,29
Tuyau 4	179,06	3,70	102,96
Tuyau 5	418,71	0,41	0,29
Tuyau 6	-467,58	0,99	1,97
Tuyau 7	508,61	2,71	24,25
Tuyau 8	-198,18	1,05	3,92
Tuyau 9	1202,37	6,40	131,50
Tuyau 10	-626,51	3,33	36,46
Tuyau 21	-886,29	1,25	3,24
Pompe 19	1738,54	0,00	-184,01
Pompe 20	886,29	0,00	-104,87

État des Noeuds du Réseau à 0:00 Heures	
ID Noeud	Pression (m)
Noeud n1	67,17
Noeud n3	122,45
Noeud n5	92,47
Noeud n8	123,93
Noeud n9	108,92
Noeud n11	72,41
Noeud n15	72,55
Noeud n16	184,01
Noeud n18	120,70
Noeud 19	167,29
Noeud 20	145,36

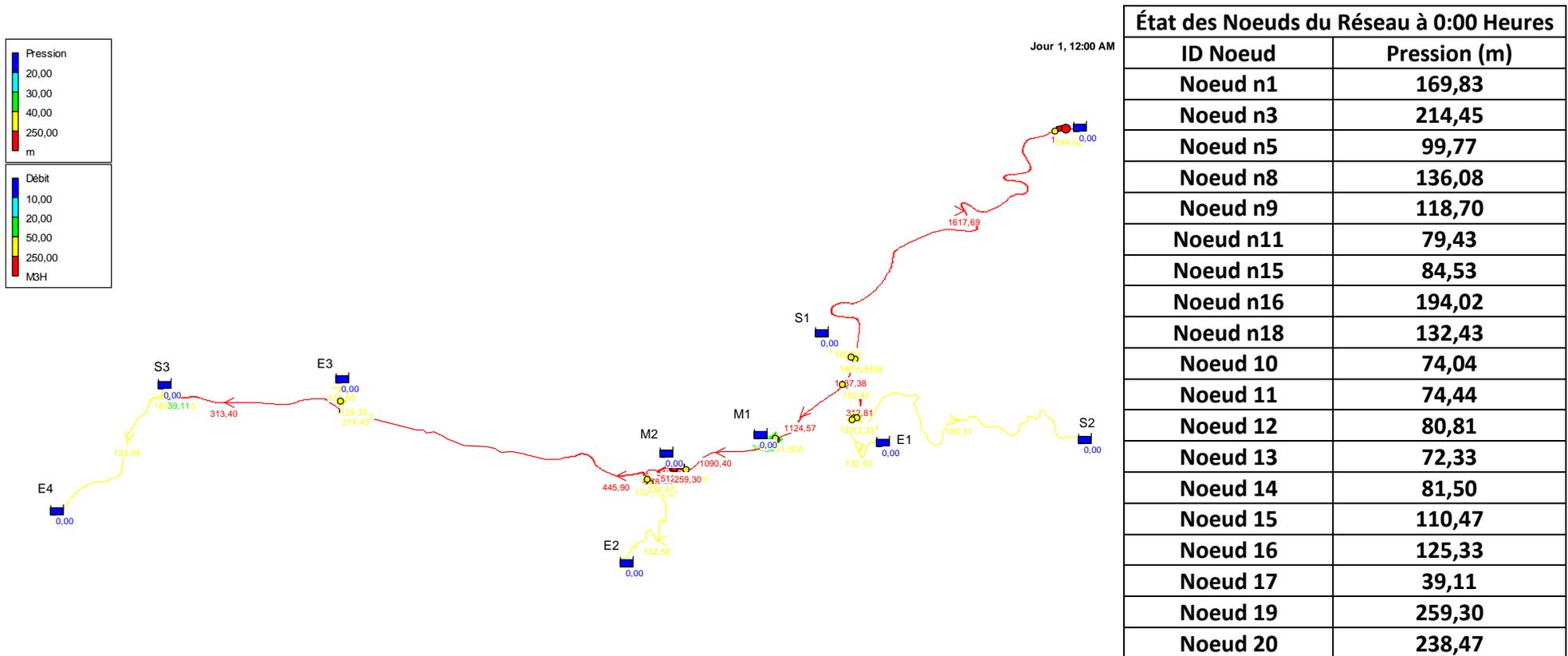
Tableau -4 Etat des noeuds du réseau 2

Remarque : Les résultats s'améliorent mais il reste le problème de vidange des réservoirs et celui des débits non respectés.

## ANNEXE IV

Chaque piquage a été muni d'une vanne régulatrice de débit, qui permet de répartir le débit d'eau pompé équitablement tout au long du réseau.  
Les résultats sont donnés comme suit :

**Tableau-5 Etat des nœuds du réseau 3**



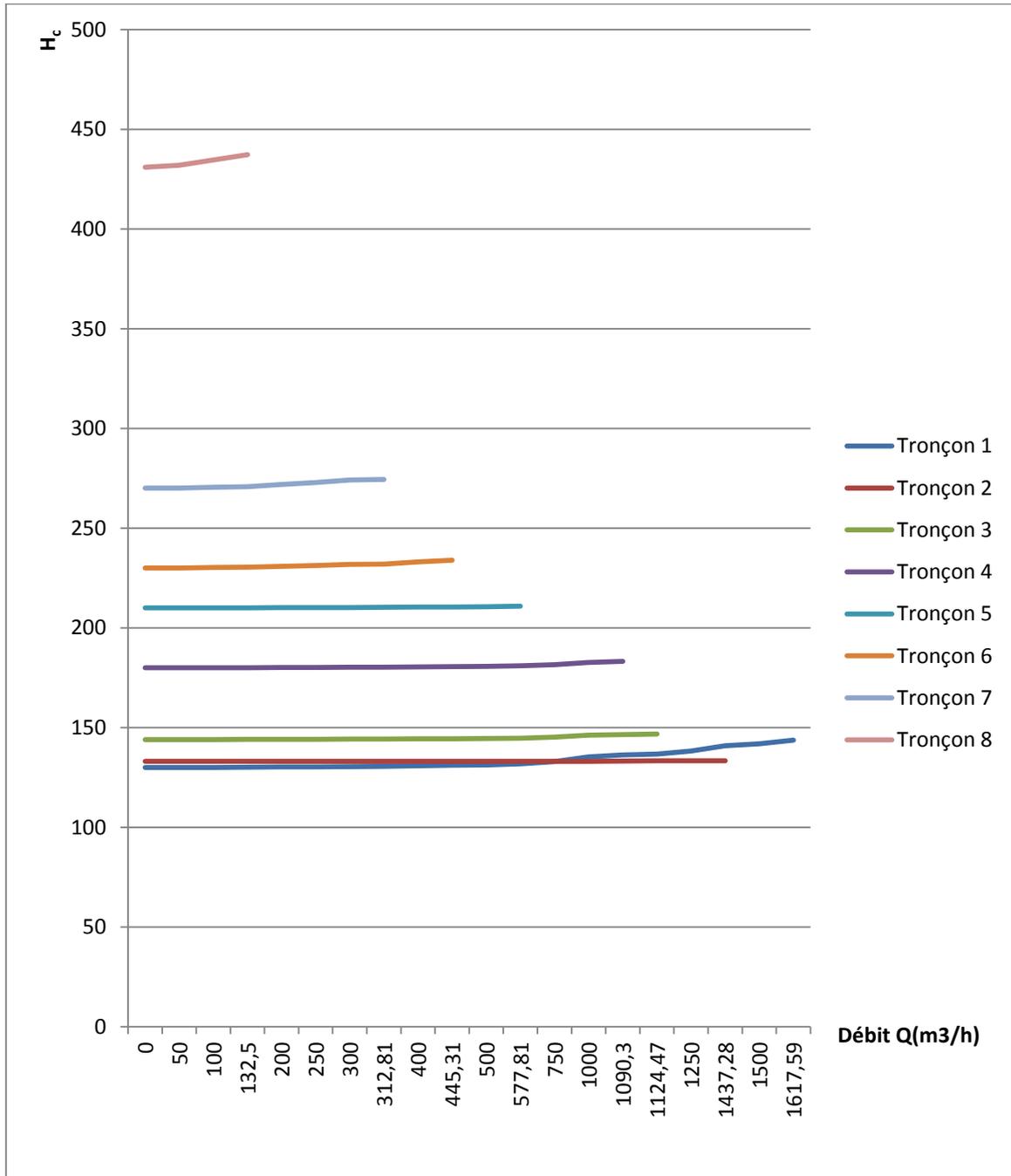
**Figure-3 Simulation hydraulique sur logiciel 3**

**Tableau -6 Etat des arcs du réseau 3**

<b>État des Arcs du Réseau à 0:00 Heures</b>			
<b>ID Arc</b>	<b>Débit (M<sup>3</sup>/H)</b>	<b>Vitesse (m/s)</b>	<b>Pert.Charge Unit. (m/km)</b>
Tuyau p9	1617,69	1,17	0,86
Tuyau p10	1437,38	1,04	1,47
Tuyau p11	312,81	0,69	1,33
Tuyau p13	1124,57	1,10	2,01
Tuyau p15	1090,40	1,07	1,90
Tuyau p16	445,90	0,63	0,84
Tuyau p17	313,40	0,69	1,33
Tuyau 1	180,31	0,96	1,79
Tuyau 2	132,50	0,71	1,59
Tuyau 3	180,31	0,96	2,79
Tuyau 4	34,17	0,71	3,63
Tuyau 5	1090,40	1,07	1,90
Tuyau 6	512,00	1,13	3,50
Tuyau 7	132,50	0,71	1,59
Tuyau 8	132,50	0,71	1,59
Tuyau 9	180,31	0,96	2,79
Tuyau 10	133,09	0,71	1,61
Tuyau 21	578,40	0,82	1,40
Pompe 19	1617,69	/	/
Pompe 20	578,40	/	/
Vanne 11	512,00	1,13	5,39
Vanne 12	180,31	1,02	61,64
Vanne 13	180,31	1,02	3,72
Vanne 14	132,50	0,75	12,20
Vanne 15	34,17	0,77	37,20
Vanne 16	132,50	0,75	178,00
Vanne 17	132,50	0,75	89,12
Vanne 18	180,31	1,02	130,72

## ANNEXE V

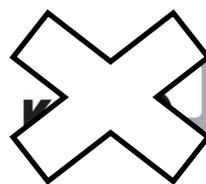
Courbe caractéristique de chaque tronçon de la conduite principale de l'adduction



## Annexe VI

### Feuilles de données

N° de poste client: BELKALEM  
 Date de communication:  
 Nr de doc.:  
 Quantité: 6



Numéro: ES 5117541  
 Poste: 300  
 Date: 31/05/2017  
 Page: 1 / 9

No. de version: 1

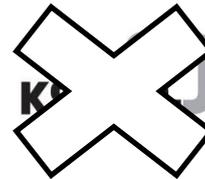
### Caractéristiques de fonctionnement

Débit demandé	580,00 m <sup>3</sup> /h	Débit	580,00 m <sup>3</sup> /h
Hauteur manométrique totale demandée	194,00 m	Hauteur manométrique tot.	194,00 m
Liquide pompé	Eau, eaux brutes sans autres spécifications Ne contenant pas de substances attaquant chimiquement ou mécaniquement les matériaux	Rendement	67,9 %
Température ambiante	20,0 °C	Puissance absorbée	448,24 kW
Température liquide pompé	20,0 °C	Vitesse de rotation pompe	1489 rpm
Densité liquide pompé	998 kg/m <sup>3</sup>	NPSH requis	5,13 m
Viscosité liquide pompé	1,00 mm <sup>2</sup> /s	NPSH 3%	3,06 m
Pression d'aspiration max.	0,00 bar.r	Pression de refoulement	18,99 bar.r
Débit massique	160,80 kg/s	Operating pressure	19,75 bar.r
Puissance max. courbe	787,08 kW	Débit massique mini pour marche continue stable	159,47 kg/s
Débit mini pour marche continue stable	575,24 m <sup>3</sup> /h	Hauteur à débit nul	201,85 m
		Débit massique max. admissible	413,00 kg/s
		Exécution	Pompe simple 1 x 100 %

### Exécution

Norme de pompe	Pompe à volute à plan de joint axial	Diamètre de roue	698,0 mm
Exécution	Pompe et moteur sur châssis commun (3E)	Diamètre de roue minimum	612,0 mm
Mode d'installation	Horizontale	Diamètre de roue non réduit	764,0 mm
Bride d'aspiration (AS) perçage et plan de joint suivant	EN 1092-2 / DN 300 / PN 25 21A / FF	Sens de rotation vu du moteur	Sens horaire
Bride de refoulement (AD) perçage et plan de joint suivant	EN 1092-2 / DN 250 / PN 25 21A / FF	Joint de palier côté entraînement	Bague d'étanchéité d'arbre
Étanchéité d'arbre	GM à simple effet	Type de palier côté entraînement	Paliers à roulements
Fabricant	KSB	Type de lubrification côté entraînement	Graisse
Type	40M	Joint de palier côté opposé à l'entraînement	Bague d'étanchéité d'arbre
Forme de garniture mécanique	Compensé	Type de palier côté opposé à l'entraînement	Paliers à roulements
Code matériau	Q2Q2VGG	Lubrification côté opposé à l'entraînement	Graisse
Mode de fonctionnement	E Garniture mécanique simple (circulation extérieure)	Alésage de mesure de température	avec
Clean water operation: Pumped liquid with max. 50 mg/l solids.		Sonde de température PT 100 cté mot	Sans
Bague d'usure	Bague d'usure	Alésage de mesure de vibrations	avec
Type bague d'usure	Variante standard	Couleur	bleu d'outremer (RAL 5002) bleu KSB

## Feuilles de données



N° de poste client: BELKALEM  
Date de communication:  
Nr de doc.:  
Quantité: 6

Numéro: ES 5117541  
Poste: 300  
Date: 31/05/2017  
Page: 2 / 9

No. de version: 1



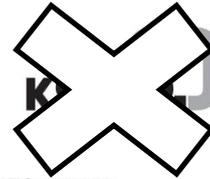
### Entraînement, accessoires

Fabricant	Flender	Vitesse de rotation	1489 rpm
Type d'accouplement	Eupex N	Fréquence	50 Hz
Taille nominale	280	Tension nominale	400 V
Type protecteur d'accouplement	Exécution légère, non praticable (ZN79)	Puissance nominale P2	500,00 kW
Taille de protège-accouplement	A400	Réserve disponible	11,55 %
Matériau de protège-accouplement	Acier	Courant nominal	850,0 A
Type de socle	Pompe et moteur sur châssis commun (3E) - exécution légère	Rapport d'intensité de démarrage IA/IN	6,5
Taille de socle	OM3E17	Classe d'isolement	F suivant IEC 34-1
Éléments de montage fournis : châssis du groupe avec boulons d'ancrage		Indice de protection moteur	IP55
Caractéristiques : châssis non adapté à la manutention du groupe / sans tôle de récupération		Cos phi à 4/4 de charge	0,88
Livraison : pompe, moteur et châssis séparés		Rendement du moteur à 4/4 de charge	96,2 %
Type d'entraînement	Moteur électrique	Capteur temp.	6 therm. PTC
Norme d'entraînement méc.	IEC	Pos. boîte à bornes	45°
Marque moteur	Siemens	Bobinage moteur	vu de l'entraînement
Moteur fourni par	Moteur standard livré par KSB - monté par le client	Nombre de pôles	400 / 690 V
Type de construction moteur	B3	Type de couplage	4
Taille moteur	355	Méthode de refroidissement moteur	triangle
		Matériau moteur	Ventilation extérieure
		Niveau de pression acoustique du moteur	Fonte grise GG/Fonte 75 dBa

### Matériaux GB

Remarques		Corps de palier (350.1)	Fonte grise EN-GJL-250
Ammonium (NH4+) <= 2 mg/kg, sans acide sulfhydrique H2S ; chlore (Cl2) <=0,6 mg/kg.		Boîte à garniture (441)	Fonte grise EN-GJL-250
Critères généraux d'évaluation en présence d'une analyse de l'eau : pH >= 7 ; teneur en chlorures (Cl) <=250 mg/kg. Chlore (Cl2) <=0,6 mg/kg.		GRAIN DE FOND (457.2)	Bronze ordinaire CC493K
Volute (102)	Fonte grise EN-GJL-250	Bague d'usure (502)	Bronze ordinaire CC493K
Arbre de pompe (211)	Acier au chrome 1.4021+QT800	Chemise de protection d'arbre (524.1)	GX120CRMO29-2 1.4138
Roue à double flux (234)	Bronze CC480K-GS	Douille entretoise (525.2)	Acier duplex 1.4462

## Feuilles de données



N° de poste client: BELKALEM  
Date de communication:  
Nr de doc.:  
Quantité: 6

Numéro: ES 5117541  
Poste: 300  
Date: 31/05/2017  
Page: 3 / 9



No. de version: 1

### Recettes

#### Contrôles suivant QCP

Norme d'essai QCP suivant ZN56555-1A  
Norme de réception: sans, tolérances selon ISO 9906 classe 2

#### Contrôle d'équilibrage

Classe d'équilibrage	G 6,3
Pièce	Roue
Certificat	Sans
Présence lors essais	sans client
Quantité testée sans client	6
Quantité testée avec client	0

Pression d'épreuve	25,68 bar.r
Durée de réception	30,0 min
Certificat	Sans
Présence lors essais	sans client
Quantité testée sans client	6
Quantité testée avec client	0

#### Contrôle visuel final

Certificat	Sans
Présence lors essais	sans client
Quantité testée sans client	6
Quantité testée avec client	0

#### Epreuve hydrostatique à l'eau (temp. amb.)

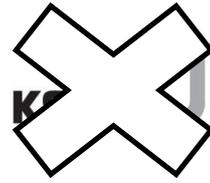
Volume Pompe complète avec étanchéité d'arbre

### Documentation de commande

Les documents suivants sont mis à disposition en cas de commande :  
Déclaration du fabricant ou déclaration de conformité  
Plan d'installation / Plan d'encombrements  
Plan de raccordement de tuyauterie  
Notice de service

Certificats matières	
Courbe caractéristique hydraulique	
Fiche de spécifications techniques	
Languages	Allemand, Français
Procédure pour les langues non prises en charge	Ne pas fournir le document

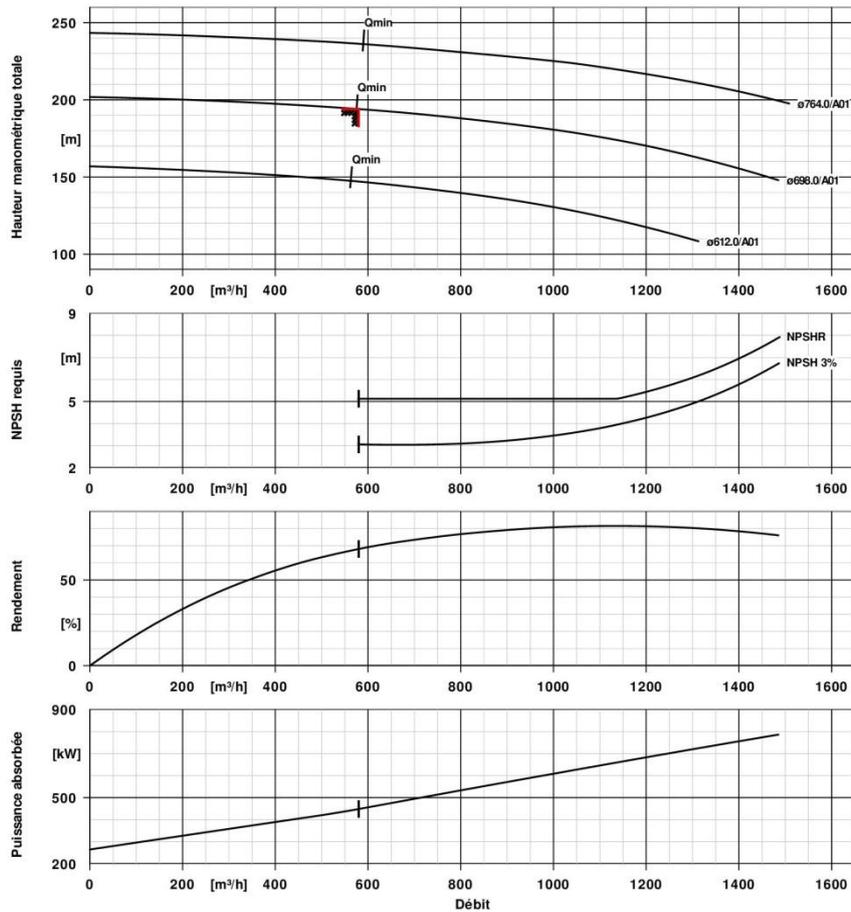
## Courbe caractéristique hydraulique



N° de poste client: BELKALEM  
 Date de communication:  
 Nr de doc.:  
 Quantité: 6

Numéro: ES 5117541  
 Poste:300  
 Date: 31/05/2017  
 Page: 4 / 9

No. de version: 1



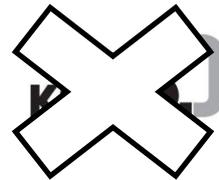
### Caractéristiques de courbe

Vitesse de rotation 1489 rpm  
 Densité liquide pompé 998 kg/m³  
 Viscosité 1,00 mm²/s  
 Débit 580,00 m³/h  
 Débit demandé 580,00 m³/h  
 Hauteur manométrique totale 194,00 m  
 Hauteur manométrique totale demandée 194,00 m

Rendement 67,9 %  
 Puissance absorbée 448,24 kW  
 NPSH requis 5,13 m  
 NPSH req. 3% 3,06 m  
 Numéro de courbe K43003  
 Diamètre de roue effectif 698,0 mm  
 Norme de réception tolérances selon ISO 9906 classe 2B

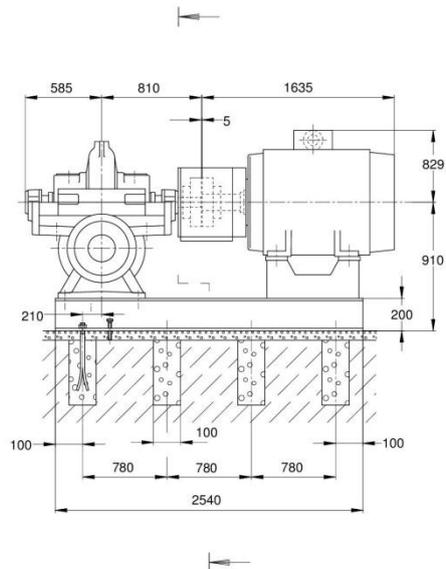
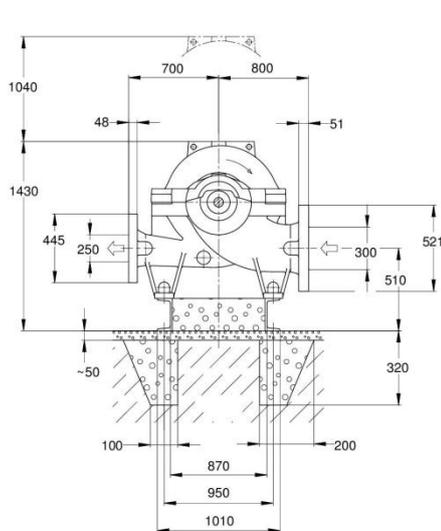
## PLAN D'INSTALLATION

N° de poste client: BELKALEM  
 Date de communication:  
 Nr de doc.:  
 Quantité: 6



Numéro: ES 5117541  
 Poste:300  
 Date: 31/05/2017  
 Page: 5 / 9

No. de version: 1



Le dessin n'est pas à l'échelle

Côtes en mm

### Moteur

Constructeur moteur	Siemens
Taille moteur	355
Puissance moteur	500,00 kW
Nombre de pôles	4
Vitesse de rotation	1489 rpm

### Socle

Exécution	Pompe et moteur sur châssis commun (3E) - exécution légère
Taille	OM3E17
Matériau	S235JR
Evacuation des fuites socle (8B)	Rp1, Sans
Boulons d'ancrage	M20x320

### Raccordements

Bride d'aspiration (AS)	EN 1092-2 / DN 300 / PN 25 21A / FF
perçage et plan de joint suivant	
Bride de refoulement (AD)	EN 1092-2 / DN 250 / PN 25 21A / FF
perçage et plan de joint suivant	

### Accouplement

Fabricant d'accouplement	Flender
Type d'accouplement	Eupex N
Taille d'accouplement	280
Douille intermédiaire	0,0 mm

### Poids net

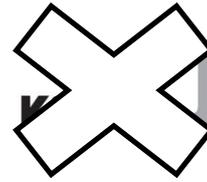
Pompe	1500 kg
Socle	325 kg
Accouplement	48 kg
Protège-accouplement	10 kg
Moteur	2200 kg
Total	4083 kg

**Raccorder les tuyauteries sans contrainte !**  
 Remarques concernant les dimensions :

**Pour les raccords auxiliaires, voir plan séparé.**

## PLAN D'INSTALLATION

N° de poste client: BELKALEM  
Date de communication:  
Nr de doc.:  
Quantité: 6



Numéro: ES 5117541  
Poste:300  
Date: 31/05/2017  
Page: 6 / 9

No. de version: 1

Le plan n'est pas à l'échelle.

Dimensions sans indication de tolérance : ISO 2768 CK

Dimensions sans indication de tolérance – Hauteur d'arbre : DIN 747

Dimensions sans indication de tolérance – Pièces soudées : ISO 13920 - B/F

Dimensions sans indication de tolérance – Pièces moulées : ISO 8062-3 - DCTG 13

Dimensions sans indication de tolérance – Position des brides : ISO 8062-3 - DCTG 13

Dimensions sans indication de tolérance – Brides : selon norme de bride

Dimensions sans indication de tolérance – Rainure de clavette et clavette sur

accouplement : DIN 6885 – Fiche 1

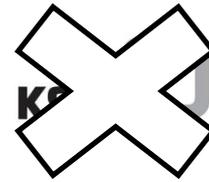
Dimensions sans indication de tolérance – Diamètre d'arbre sur accouplement : DIN 7155 - h6

Remarques générales :

Les tuyauteries doivent être raccordées sans contrainte. La pompe ne doit pas servir de point d'appui à la tuyauterie (ne pas utiliser la pompe comme point fixe pour la tuyauterie). Fixer la tuyauterie de manière à éviter la transmission de forces, de vibrations et du poids de la tuyauterie à la pompe. Respecter les restrictions concernant les forces et moments agissant sur les brides d'aspiration et de refoulement. Le raccordement de la pompe avec des manchettes anti-vibratiles sans tirant est interdit !

Sceller complètement tous les trous pour les blocs de fondation avec un béton qui ne se rétracte pas. Assurer une résistance à la compression suffisante du béton. Celui-ci doit répondre à la classe C25/30, classe d'exposition XC1 suivant EN 206-1.

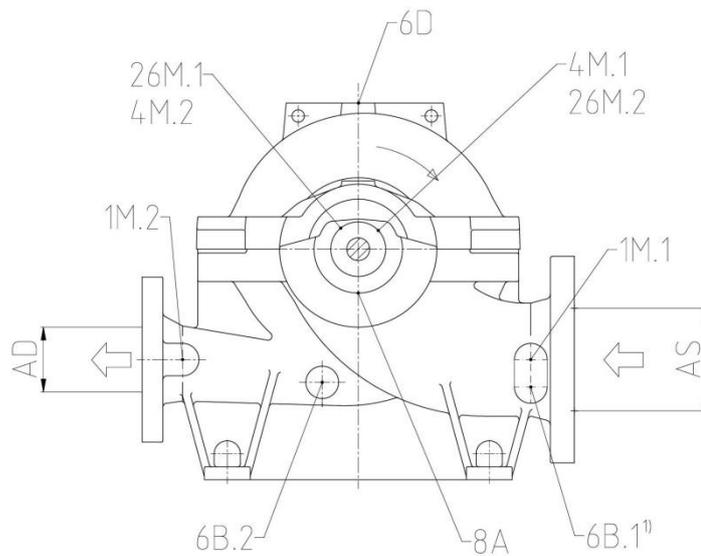
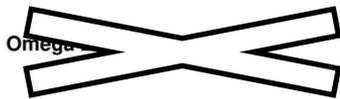
## Schéma de connexion



N° de poste client: BELKALEM  
 Date de communication:  
 Nr de doc.:  
 Quantité: 6

Numéro: ES 5117541  
 Poste:300  
 Date: 31/05/2017  
 Page: 7 / 9

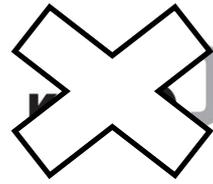
No. de version: 1



### Raccordements

1M.1 Prise de manomètre	G 1/2	Alésé et obturé.
1M.2 Prise de manomètre	G 1/2	Alésé et obturé.
4M.1 Raccord mesure de température (côté aspiration)	G 3/8	Alésé et obturé.
4M.2 Raccord mesure de température (côté refoulement)	G 3/8	Alésé et obturé.
6B.1 vidange liquide pompé	G 1/2	Alésé et obturé.
6B.2 vidange liquide pompé	G 1/2	Alésé et obturé.
6D Liquide pompé - remplissage/dégazage	G 1/2	Tuyau flexible avec connecteur 4 voies et bouchon de purge
8A Liquide de fuite - vidange	G 3/4	Alésé et obturé.
26M.1 Raccord capteur SPM (côté entraînement)	M 8	Alésé et obturé.
26M.2 Raccord capteur SPM (côté opposé à l'entraînement)	M 8	Alésé et obturé.

## Devis type



N° de poste client: BELKALEM  
 Date de communication:  
 Nr de doc.:  
 Quantité: 6

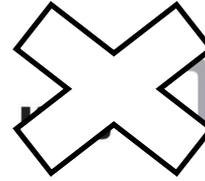
Numéro: ES 5117541  
 Poste:300  
 Date: 31/05/2017  
 Page: 8 / 9



No. de version: 1

Poste	Quantité	Devis type		
BELKALE M	6	<p>Omega 250-800 A GB G F                      Pompe à volute monocellulaire à plan de joint axial avec roue radiale à double flux. Applications : transport d'eau propre, brute, industrielle et d'eau de mer dans les usines hydrauliques, les stations de relevage et d'irrigation, les centrales thermiques, les systèmes anti-incendie, la marine et la pétrochimie.</p> <p>Omega 250-800 A GB G F                      Gamme Omega                      Liquide pompé Eau, eaux brutes, sans autres spécifications</p> <p>Temp. liquide pompé max. 20,0 °C                      Température maxi. pour 40,0 °C                      matériau choisi</p> <p>Densité 998 kg/m<sup>3</sup>                      Viscosité 1,00 mm<sup>2</sup>/s                      Débit 580,05 m<sup>3</sup>/h                      Hauteur manométrique tot. 194,03 m                      Puissance absorbée 448,24 kW                      NPSH requis 5,13</p> <p>Etendue de la fourniture                      Eléments de montage fournis : châssis du groupe avec boulons d'ancrage                      Caractéristiques : châssis non adapté à la manutention du groupe / sans tôle de récupération                      Livraison : pompe, moteur et châssis séparés</p> <p>Exécution de bride EN 1092-2 / DN 250 / PN 25 21A / FF                      Exécution de bride, aspiration EN 1092-2 / DN 300 / PN 25 21A / FF                      Bride de refoulement PN 25                      pression nominale                      Entrée pression nominale PN 25                      Diamètre nom. asp. DN 300                      Diamètre nominal tubulure de DN 250                      refoulement                      Taille moteur 355                      Fréquence 50 Hz                      Tension de service 400 V                      Puissance électrique P1 516,53 kW                      Puissance nominale P2 500,00 kW                      Courant nominal max. 850,0 A                      Vitesse de rotation 1489 rpm                      Nombre de pôles moteur 4                      Pied moteur 180,0 °                      Capteur temp. 6 therm. PTC                      Isolation moteur F suivant IEC 34-1                      Indice de protection moteur IP55                      Mode de démarrage triangle                      Type de courant triphasé (3~)                      Bobinage moteur 400 / 690 V</p>		

## Devis type



N° de poste client: BELKALEM  
 Date de communication:  
 Nr de doc.:  
 Quantité: 6

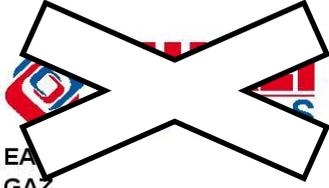
Numéro: ES 5117541  
 Poste:300  
 Date: 31/05/2017  
 Page: 9 / 9



No. de version: 1

Poste	Quantité	Devis type		
		Clase de rendement du moteur	Sans	
		Protection moteur	Sans	
		Clase de température	sans	
		Constructeur moteur	Siemens	
		Socle	Pompe et moteur sur châssis commun (3E) - exécution légère,OM3E17	
		Accouplement	Eupex N,280	
		Protège-accouplement	Exécution légère, non praticable (ZN79),	
		Peinture de finition	Bicomposant résine époxy "high solid"	
		Couleur	bleu d'outremer (RAL 5002) bleu KSB	
		Epaisseur totale des couches env.	120 µm	
		Version matériau	GB	
		Volute (102) Matériau	Fonte grise EN-GJL-250	
		Arbre de pompe (211) Matériau	Acier au chrome 1.4021+QT800	
		Roue à double flux (234) Matériau	Bronze CC480K-GS	
		Corps de palier (350.1) Matériau	Fonte grise EN-GJL-250	
		Boîte à garniture (441) Matériau	Fonte grise EN-GJL-250	
		GRAIN DE FOND (457.2) Matériau	Bronze ordinaire CC493K	
		Bague d'usure (502) Matériau	Bronze ordinaire CC493K	
		Chemise de protection d'arbre (524.1) Matériau	GX120CRM029-2 1.4138	
		Douille entretoise (525.2) Matériau	Acier duplex 1.4462	
		Type d'étanchéité d'arbre	GM à simple effet	
		Fabricant étanchéité arbre	KSB	
		Fabricant étanchéité arbre type	4OM	
		Matériau d'étanchéité d'arbre	Q2Q2VGG	
		Type de garniture d'étanchéité	E Garniture mécanique simple (circulation extérieure)	
		Chambre de garniture	Chambre d'étanchéité standard	
		Mode d'installation	Horizontale	
		Poids	1500 kg	
		Total	4083 kg	
		Type :	Omega 250-800 A	
		Fabricant	KSB	

ANNEXE VII



EA  
GAZ  
IRRIGATION  
BATIMENT

شركة عتاد الري  
أنابيب و قنوات بلاستيكية

CAPITAL SOCIAL : 1.5000.000.000,00 D.A

DEVIS

R.C.N° : 99B0022366

N° d'identifiant fiscal : 0999 2200 223 6672

Article d'imposition : 2201 862 0018

Compte BADR : 00 300 763 100 336 300 033 Agence S.B.A

Compte SGA : 021 00701 113000001 02 DZD Agence S.B.A

Compte NATIXIS Algérie / S.B.A : 020 00221 7002072002 18

N° : TDV1601256

Date : 28/04/2016

C000003  
CLIENTS DIVERS  
ADR 22000

CLIENTS DIVERS

Page 1 sur 1

Référence	Désignation	Quantité	PU HT	Montant HT	TVA%
110080901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 16 EP. 8.2 mm	50,00 ML	554,1700	27 708,50	17
110081101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 16 EP. 10.0 mm	50,00 ML	822,2400	41 112,00	17
110081251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	12,00 ML	1 048,6100	12 583,32	17
110081601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN16 EP. 14.6 mm	12,00 ML	1 713,8300	20 565,96	17
110082001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN16 EP. 18.2 mm	12,00 ML	2 691,3500	32 296,20	17
110082501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN16 EP. 22.7 mm	12,00 ML	4 163,9700	49 967,64	17
110083151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN16 EP. 28.6 mm	12,00 ML	6 309,3700	75 712,44	17
110084001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN16 EP. 36.3 mm	12,00 ML	10 192,0600	122 304,72	17
110085001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN16 EP. 45.4 mm	12,00 ML	15 889,7800	190 677,36	17

TVA 17 % : 97 397,78

TOTAL HT = 572 928,14

TOTAL TVA = 97 397,78

TOTAL TTC = 670 325,92

Arrêté le présent devis à la somme de :

Six cent soixante-dix mille trois cent vingt-cinq DINARS, quatre-vingt-onze CENTIMES.

Le délai de validité de l'offre est de 30 jours, sauf disposition écrite contraire.  
(Disponibilité des produits finis à définir lors de la commande)

