

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement du système d'adduction des deux communes Sidi Amar et Menaceur à partir du barrage de Boukerdane (w. Tipaza) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0034-15

APA Citation (توثيق APA):

Belaidene, Mounia (2015). Renforcement du système d'adduction des deux communes Sidi Amar et Menaceur à partir du barrage de Boukerdane (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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT ALIMENTATION EN EAU POTABLE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**RENFORCEMENT DU SYSTEME D'ADDUCTION DES DEUX
COMMUNES SIDI AMAR ET MENACEUR A PARTIR DU
BARRAGE DE BOUKERDANE (W.TIPAZA)**

PRESENTE PAR :

M^{lle} BELAIDENE MOUNIA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr B.SALAH	Professeur	Président
M^{me} F.AMMOUR	M.A. (A)	Examinatrice
M^{me} W.MOKRANE	M.A. (A)	Examinatrice
M^{me} N.CHENITI	M.A. (A)	Examinatrice
M^r T.KHETTAL	M.A. (A)	Promoteur

Session - 2015

Dédicace

Aujourd'hui, une des cimes est atteinte. Son chemin, ma mère et mon père l'on jalonné pour moi d'encouragements et de soutiens, c'est pourquoi je leur dédie ce présent mémoire car le grand mérite leur revient.

Je le dédie également :

A mes frères : MOHAMED ; MOUNIR ET MALEK

A SEDDIK

A mes très chers grands parents

A tous mes oncles et tantes

A mes adorables cousins et cousines et leurs enfants

A tous mes amis qui m'ont accompagné durant tout mon cursus universitaire et qui m'ont aidé par leur amour, collaboration, soutien morale et sympathie à savoir SARA AMINA DJALIL trouveront ici la marque de mon éternelle amitié.

A tous mes enseignants

A toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail.

Je dédie ce mémoire

Mounia

REMERCIEMENTS

« On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination, les cinq années passées m'ont permis de bien comprendre la signification de cette phrase toute simple. Ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défit et sans avoir soulevé de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail ».

Je remercie le BON DIEU tout puissant de m'avoir prêté vie, santé et volonté pour mener à terme ce modeste travail.

Je ne remercierai jamais assez mes parents et mes frères pour leurs sacrifices, patiences et encouragements ; pour leur soutien moral et pour le magnifique modèle de labeur et de persévérances qu'ils m'ont inculqué.

Mes sincères remerciements vont aller à mes très chères copines Amina et Sara, les personnes avec lesquelles j'ai partagé les meilleurs moments durant mon cursus universitaire.

Je n'oublierai jamais de remercier SEDDIK pour son aide et ses précieux conseils.

Au terme de ce travail. Il m'est agréable d'exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à Mr. T.KHATTAL de m'avoir encadré.

J'adresse également mes vifs remerciements à :

Mr SALAH BOUALEM qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.

Aux membres de jury : M^{me} F.AMMOUR

M^{me} W.MOKRANE

M^{me} N.CHENITI

qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

BELAIDENE MOUNIA.

SOMMAIRE

Introduction générale	
------------------------------------	--

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I. Introduction :	1
I.1. Description générale de la zone d'étude :	1
I.2. Situation géographique :	1
I.3. Situation climatologique :	2
I.4. Géologie régionale :	3
I.5. Séismicité.....	4
I.6. Activités :	4
I.7. Population :	4
I.8. Situation hydraulique actuelle :	5
I.8.1. barrage de boukerdene :	5
I.8.2. Station de dessalement :	5
I.8.4. les ressources existantes :	5
I.8.4.1. Commune de Sidi Amar :	5
I.8.4.2. Commune de Menaceur :	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II. Introduction :	7
II.1. Evaluation de la population :	7
II.2. Estimation des besoins en eau potable :	9
II.2 .1. Estimation des besoins moyens pour l'horizon 2040:	9
II.2.2 Estimation des besoins moyens administratifs pour l'horizon 2040 :	9
II.2.3. Estimation des besoins moyens scolaires :	10
II.2.4. Estimation des besoins moyens sanitaire :	11
II.2.5. Estimation des besoins moyens d'incendie :	11
II.2.6. Les pertes :	11
II.2.7 .Récapitulatif des différentes consommations journalières	11
II.3. Variations de la consommation maximale et minimale journalière :	12

II. Introduction :	7
II.1. Evaluation de la population :	7
II.2.Estimation des besoins en eau potable :	9
II.2 .1. Estimation des besoins moyens pour l’horizon 2040:	9
II.2.2Estimation des besoins moyens administratifs pour l’horizon 2040 :	9
II.2.3.Estimation des besoins moyens scolaires :	10
II.2.4.Estimation des besoins moyens sanitaire :	11
II.2.5.Estimation des besoins moyens d’incendie :	11
II.2.6.Les pertes :	11
II.2.7 .Récapitulatif des différentes consommations journalières	11
II.3. Variations de la consommation maximale et minimale journalière :	12
II.3. 1. Consommation maximale journalière :	12
II.3.2. Consommation minimale journalière :	12
II.3.3. Variation de la consommation horaire :	13
II.3.3.1.Calcul du débit max horaire de Sidi Amar:	13
II.3.3.2.Calcul du débit min horaire de Sidi Amar :	14
II.3.3.3.Variation des débits horaires-Sidi Amar - :	14
II.3.3.4. Calcul du débit max horaire de Menaceur :	17
II.3.3.5. Calcul du débit minimal horaire de Sidi Amar :	17
II.3.3.6.Variation des débits horaires-Menaceur- :	18
II.4. Le calcul du déficit de consommation :	19

ملخص

تقع المنطقة التي نحن بصدد دراستها غرب ولاية تيبازة و تعرف حاليا نقصا كبيرا في المياه لذلك كان الهدف من المشروع تزويد البلديتين (سيدي أعمار و مناصر) بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا بواسطة قناة تحويل المياه من محطة تصفية مياه سد بوكردان (سيدي أعمار) و كذلك قناة تحويل مياه من محطة تحلية مياه البحر بفوكة .

من خلال هذه الدراسة توصلنا إلى معرفة كيفية انجاز هذا المشروع و على جميع المعدات و الهياكل اللازمة لانجاز

Résumé :

La zone d'étude se situe à l'ouest de la wilaya de Tipaza, actuellement elle souffre du manque d'eau potable. Pour alimenter cette zone , nous proposons ce projet qui a pour but d'alimenter ces deux communes (Sidi Amir) à partir d'une conduite d'adduction depuis la station de traitement des eaux de barrage de Boukerdane ainsi qu'une conduite de transfert d'eau dessalée depuis la station de dessalement des eaux de mer Fouka

A travers cette étude, nous découvrons toutes les étapes à suivre pour sa réalisation ainsi que tous les ouvrages et les équipements nécessaires.

Abstract :

The zone of study which is located at the East of the wilaya of Tipaza, currently it suffers the absence of drinking water. To feed this zone by drinking water, we propose this project which aims to feed two towns (Sidi Amar and Menaceur) starting from water treatment station of dam Boukerdane, also from seawater desalination station of Fouka. The aim of this study is to know the realization of this project, all the works and the necessary equipments.

Introduction générale

Lorsqu'on parle de l'eau, on pense à la vie et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau .

L'eau potable est une ressource limitée, coûteuse à produire et à distribuer. Par conséquent, il devient urgent de trouver des moyens d'économiser, de réutiliser et de recycler l'eau et surtout développer des méthodes et des technologies afin d'améliorer la gestion des ressources en eau.

La situation critique que la wilaya de Tipaza traverse, nous oblige de trouver des solutions à part la réalisation des petits barrages surtout que cette région à un caractère agricole, donc les experts ont pensé à dessaler l'eau de mer et par conséquent on va exploiter la station de dessalement de la ville de Fouka (SDEM Fouka marine) pour compenser le déficit en besoins en eau potable.

Le projet d'extension de la station de traitement des eaux de barrage de Boukerdene est réalisé. Notre projet consiste à faire l'étude d'adduction des deux villes Sidi Amar et Menaceur à partir de la station de traitement Sidi Amar et le réservoir tampon 30 000 m³ qui est alimenté à partir de la station de dessalement 120000m³/j dont 60000m³/j destinée pour l'alimentation en eau potable des communes de la wilaya de Tipaza , afin de renforcer son alimentation en eau potable.

A travers cette étude, nous allons d'abord examiner la situation actuelle des agglomérations qui seront desservies en eau potable par la suite aborder leurs besoins futurs en eau à l'horizon 2040 et proposer une variante de réseau pour leur satisfaction en eau potable.

Ce mémoire de fin d'étude se compose de huit chapitres, qui sont d'une importance majeure, on essayera de développer au maximum.

I. Introduction :

La présentation de la zone d'étude est une phase importante pour procéder à l'élaboration et la conception des réseaux d'adduction d'alimentation en eau potable qui tiennent compte de tous les facteurs (géographique, topographie, géologique, démographique, le climat, etc....).

I.1. Description générale de la zone d'étude :

La zone d'étude de notre projet englobe deux communes SIDI AMAR et MENACEUR situées dans la partie centre de la wilaya de TIPAZA . Les communes limitrophes sont : CHERCHELL, MEREUD , HADJOUT .

La figure suivante représente la situation géographique de notre zone d'étude :



Figure I.1 : Limite administrative de la zone d'étude source (DRE Tipaza)

I.2. Situation géographique :

Les deux communes sont délimitées par :

- Commune de SIDI AMAR :
 - Au Nord : par la commune de CHERCHEL.
 - A l'Est : par la commune de HADJOUT.
 - A l'Ouest : par la commune de MENACEUR.
 - Au Sud : par la commune de MEREUD et MENACEUR.
- Commune de MENACEUR :
 - Au Nord : par la commune de CHERCHEL et SIDI AMAR.
 - A l'Est : par la commune de MEREUD.
 - A l'Ouest : par la commune de SIDI SELMAN.

- Au Sud : par la commune de MEREUD

I.3.Situation climatologique :

I.3.1.Climat :

Le climat de la zone d'étude est de type méditerranéen entre subaride et humide, avec deux tendances bioclimatiques avec une pluviométrie moyenne de 675 mm par an et une température moyenne minimale 13°C liées à la topographie, à la mer et à la végétation

I.3.2.Température :

Les températures moyennes sur une période d'observation de 10 ans (2003 à 2013) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : La répartition mensuelle moyenne des températures.

Mois	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC
T °C	13,07	13,07	14,87	16,9	19,07	22,77	25,93	27,13	24,13	22,4	16,93	14,43

Source (DRE de TIPAZA)

A partir du tableau précédent on déduit que :

- La température moyenne mensuelle minimale est au mois de Janvier égale à 13.07°
- La température moyenne mensuelle maximale est au mois d'Aout égale à 27.13°
- La température moyenne annuelle est inférieure à 15°

I.3.3.Pluviométrie :

Les pluies moyennes mensuelles sur une période de retour de 10 ans (2003 à 2013) sont représentées par le tableau suivant

Tableau I.2 : Pluviométrie mensuelle moyenne en (mm)

Mois	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC	P _{moy,ann} (mm)
P mens (mm)	157	116	52,7	51	51,7	6,3	1	1	23,7	51,3	142	134	65,64

Source (DRE de TIPAZA)

A partir du tableau précédent on déduit que :

- le mois le plus pluvieux est celui de Janvier avec une précipitation moyenne de 157 mm; (sur une période de retour de 10 ans)
 - les mois le plus sec sont celui de Juillet et Aout avec une précipitation moyenne de 1 mm;
 - la période pluviale s'étale du mois de Septembre jusqu'au mois de Mai avec une précipitation moyenne mensuelle de 86.6 mm.
- Les coordonnées de la station : X : 448,75
Y :4040,25

La station prise en considération dans la région d'étude, fait ressortir deux périodes distinctes, une saison sèche et une autre relativement humide.

I.3.4. Humidité :

L'humidité relative de la région est très importante, dont la valeur d'humidité relative mensuelle moyenne est de 68%.

Tableau 1.3 : humidité relative en (%)

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Humidité relative %	69	68	75	63	66	71	76	71	65	62	64	64

Source (DRE de TIPAZA)

I.4.Géologie régionale :

La zone d'étude appartient au sahel occidental d'Alger qui est caractérisé par les formations suivantes :

- Quaternaire continental (Alluvions, regs et terrasses)
- Pliocène (Conglomérats, marnes, mollasses, grés et formations dunaires);
- Villafranchien (Calcaires lacustres, argiles) ;
- Pliocène marin (Conglomérats, marnes bleues, mollasses et grés) ;
- Miocène supérieur marin (Calcaires, grés et argiles) ;
- Miocène inférieur marin ;
- Crétacé supérieur ;
- Crétacé inférieur ;
- Jurassique ;
- Trias ;

- Permo-trias (Grés rouges et conglomérats) ;
- Précambrien (Schistes et grés) ;
- Roches magmatiques formées par des granites et des rhyolites.

I.5.Séismicité

Un zoning sismique actualisé a été établi, suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs.

Notre zone d'étude est classée dans la zone sismique III (sismicité élevée).

I.6.Activités :

Le secteur de l'agriculture occupe une place importante dans la vie économique de cette région. (l'agriculture maraichère et l'élevage). Quelques carrières, sable, agrégat et une briqueterie dans le domaine de l'activité industrielle. Les agriculteurs de Menaceur présentent par leur production de tomate 39% de la production régionale.

Cette population, estimée à 14279 habitants, est confrontée à plusieurs difficultés socioprofessionnelles (absence de CEM, Lycée), habitations précaires, manque d'eau potable etc.

I.7.Population :

La population totale de la zone d'étude selon le recensement général de la population et de l'habitat (RGPH 2008) était 14279 habitants, elle représentait environs 7% de la population totale de la wilaya de Tipaza.

Les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : tableau de répartition de la population en 2008

Localité	Population
Sidi Amar	6675
Menaceur	7604
Total	14279 hab

I.9.Situation hydraulique actuelle :

I.9.1.barrage de boukerdene :

Le barrage Boukerdane est situé dans une zone semi-aride. Il est implanté sur l'oued El Hachem dans la wilaya de tipaza, à 1km au sud de l'agglomération de Sidi Amar son année de mise en service était en 1992. Sa capacité totale est de 51millons de m³.

Le type de barrage est un barrage en terre, destiné à l'alimentation en eau potabla ainsi à l'irrigation du périmètre Metidja Ouest.

I.8.2.Station de dessalement :

La station de dessalement de l'eau de mer (SDEM) de Fouka est bâtie à Fouka Marine. L'usine a une capacité de 120 000 m³/j destinée à renforcer et sécuriser les systèmes d'AEP d'Alger, notamment la zone côtière Ouest, et la partie Est de la wilaya de Tipaza.

Les données les plus importantes concernant cette station sont:

- La capacité de production est de 120 000 m³/jour, en continue, 24 h/24 h.
- Le procédé de dessalement sera l'osmose inverse.
- L'eau dessalée sera chlorée à la sortie avec un dosage de 0.6 ppm.
- La remise de l'eau sera faite par pompage, équipée de groupes électropompe à vitesse variable, capable de fournir la production nominale de 120 000 m³/ à une pression non supérieure à 24 bar . La qualité de l'eau finale à la sortie de la station sera de sorte à ne pas engendrer des phénomènes d'attaque des parois des conduites en fonte et en acier revêtues intérieurement au mortier de ciment et/ou à époxy. selon les responsables 117 km de conduite en fonte ductile et en acier de différents diamètres(900 mm-300 mm) ont déjà été réalisés pour relier les 17 communes à la station de Fouka, équipée de deux stations de pompage ainsi que de sept réservoirs d'une capacité de 14 000 m³ avec un volume total affecté de 60 000 m³ .

I.8.4.les ressources existantes :**I.8.4.1.Commune de Sidi Amar :**

La commune est alimentée par :

- le système des eaux traitées du barrage de Boukerdane avec un débit journalier de 700 m³/j.
- 1 forage dont ces caractéristiques sont résumées dans le tableau ci-dessous

Tableau I.5 : Caractéristiques du forage en exploitation de la commune de Sidi Amar

localité	Nom du forage	Caractéristique des forages			
		D (mm)	Profondeur (m)	Qmax (l/s)	Qexpl (l/s)
Sidi Amar	F1	200	123	15	8

(source DRE de TIPAZA)

I.8.4.2.Commune de Menaceur :

La commune est alimentée à partir des forages :

- Un piquage sur la conduite d'adduction depuis le RV tampon Sidi Moussa.
- Un champ de captage des eaux souterraines. Les caractéristiques des forages en exploitation sont récapitulées dans le tableau I.6

Tableau I.6: Caractéristiques des forages de la commune de Menaceur

localité	Nom du forage	Caractéristique des forages			
		D (mm)	profondeur	Qmax (l/s)	Qexpl (l/s)
Menaceur	F1	110	125	15	7
	F 2	110	100	6	4
	F3	110	123	6	4

Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre zone d'étude du point de vue population , géologie, climatologie ainsi que la situation hydraulique. Ces données vont nous servir de base pour l'élaboration du notre projet qui consiste à l'étude d'un renforcement du réseau d'adduction des deux communes Sidi Amar et Menaceur à partir de barrage Boukerdane .

II. Introduction :

La projection de tout système d'adduction d'eau commence tout d'abord par l'identification des consommateurs (nature, importance, emplacement) et l'évolution de leur accroissement dans le temps. Dans ce chapitre nous déterminons les besoins en eau potable nécessaires et suffisants pour les agglomérations concernées par le projet, à la suite d'une estimation de leurs populations pour l'horizon fixé à 2040.

II.1. Evaluation de la population :

Le nombre d'habitants des communes concernées par l'étude varie d'une localité à une autre. Selon le recensement de la population et de l'habitat RGPH à 2008, il est estimé à :

- 6675 habitants à SIDI AMAR.
- 7604habitants à MENACEUR.

Le taux d'accroissement d'après l'Office National des Statistiques (ONS) et la Direction de la Planification et de l'Aménagement (DPAT) de la wilaya de Tipaza :

- 2,1% pour la commune de SIDI AMAR.
- 1 ,2% pour la commune de MENACEUR.

L'évolution démographique des communes de la zone d'étude à différents horizons est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$P_n = P_0 * (1+a)^n \text{ (II.1)}$$

P_n : population à l'horizon de calcul (2040) ;

P_0 : population à l'année de recensement 2008 ;

a : taux d'accroissement démographique ;

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (32ans).

Le tableau n°II.1 présente l'évolution de la population des agglomérations des deux communes :

Tableau II.1 : Evolution de la population des agglomérations d'étude.

Localités	Année					
	2008	2015	2020	2025	2030	2040
SIDI AMAR	6675	7170	8274	10134	13175	13898
MENACEUR	7604	8168	9425	11544	15008	26095
Total	14279	15338	17699	21678	28183	39993

A l'horizon 2040, le nombre total d'habitants des communes concernées par le projet sera donc de 39993 habitants.

L'accroissement de la population de chaque commune est représenté sur les figures suivantes :

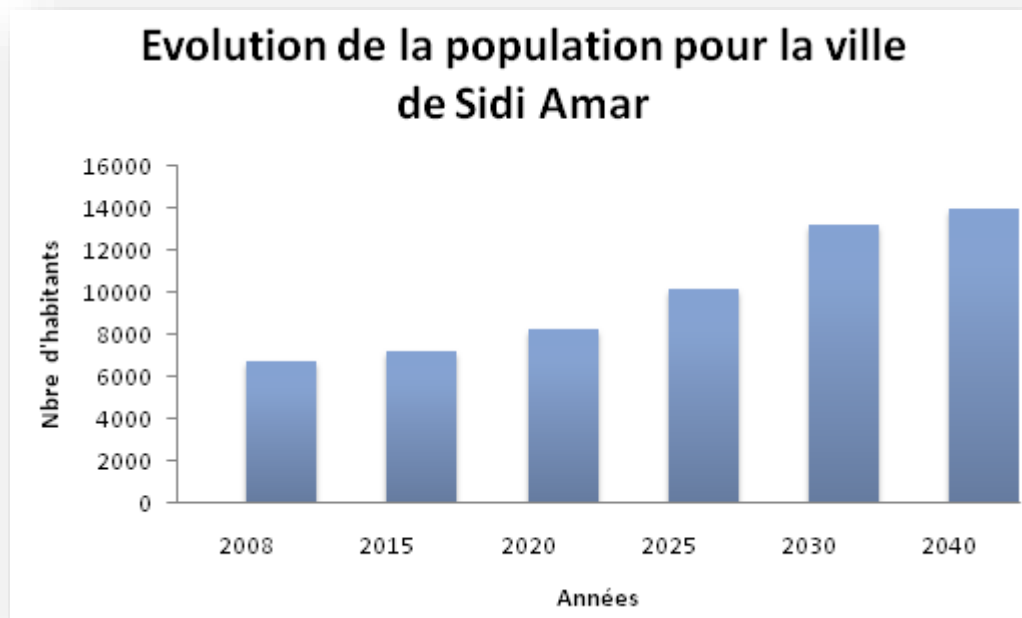


Figure II.1 : Evolution de la population de la commune Sidi Amar

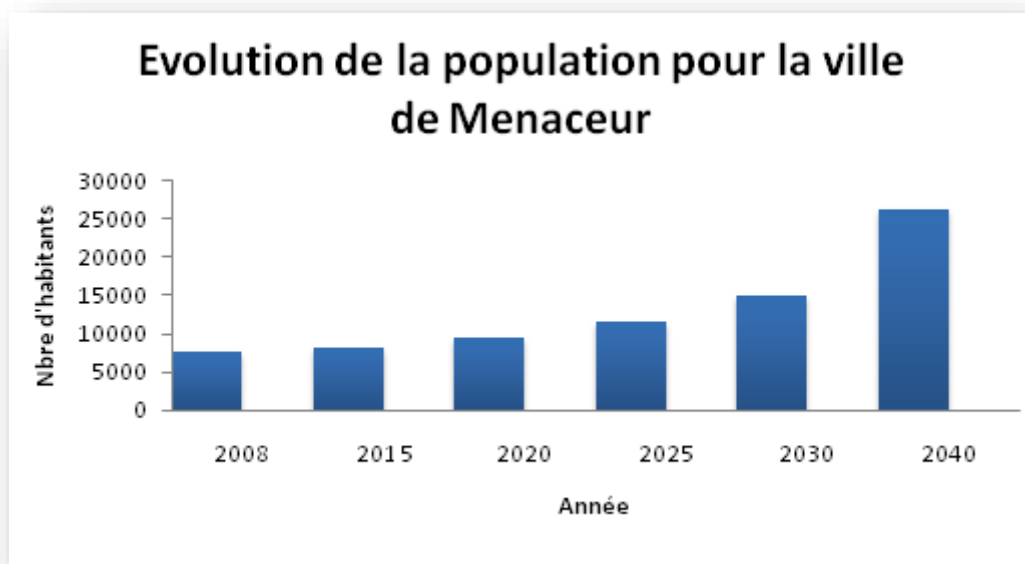


Figure II.2 : Evolution de la population de la commune Menaceur

II.2. Estimation des besoins en eau potable :

Dans ces communes nous avons distingué plusieurs catégories de besoins en eau potable à savoir :

- Les besoins domestiques.
- Les besoins administratifs.
- Les besoins sanitaires.
- Les besoins scolaires.
- Les besoins d'incendie.

II.2 .1. Estimation des besoins moyens pour l'horizon 2040:

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie. La dotation théorique arrêtée pour les deux communes est de 200 l/hab/j (la source : DRE de TIPAZA)

Le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par l'expression suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (m^3/j) \quad (II.2)$$

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier ;

dot: dotation moyenne en (l/j/hab) ;

N: nombre d'habitants.

Le tableau II.2 présente la consommation moyenne journalière de chaque commune pour l'horizon 2040 :

Tableau II.2 : Estimation des besoins moyens domestiques pour l'horizon 2040.

N°	Localités	Nombre d'Habitants (2040)	Dotation (l/j/hab)	Débit (m ³ /j)
1	SIDI AMAR	13898	200	2779,60
2	MENACEUR	26095	200	5219
-	Total	39993	-	7999

II.2.2 Estimation des besoins moyens administratifs pour l'horizon 2040 :

Les besoins administratifs sont traités classiquement comme majoration des besoins moyens domestiques. Ils sont reliés directement à l'importance de la population agglomérée.

Selon la DRE, les deux communes sont des zones ruraux, on prend comme pourcentage de majoration 13% pour estimer les besoins administratifs d'après les besoins domestiques .

Tableau II.3 : Estimation des Besoins moyens administratifs pour l'horizon 2040.

N°	Localités	Pourcentage de majoration (%)	besoins domestiques (m ³ /j)	Débits (m ³ /j)
1	SIDI AMAR	13	2779,6	361,35
2	MENACEUR	13	5219	678,47
-	Total			1039,82

II.2.3. Estimation des besoins moyens scolaires :

Le tableau II.4 récapitule les résultats de calcul pour estimer les besoins moyens scolaires

Tableau II.4 : Estimation des besoins moyens scolaires à l'horizon 2040

Localités	Equipements	Nombre	Effectifs (élevés.)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Sidi AMAR	Ecoles primaires	10	150	20	30
	CEM	5	220	20	22
	Lycées	3	300	20	18
MENACEUR	Ecoles primaires	10	120	20	27
	CEM	6	180	20	21,6
	Lycées	4	200	20	20,2
Total					118,6

II.2.4. Estimation des besoins moyens sanitaire :**Tableau II.5 :** Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Localités	Equipements	Unité (malade) Ou (lit)	Dotation (l/j/lit)	Qmoyj (m3/j)
SIDI AMAR	05 salles de soin	300	50	75
	02 Centre de santé	140	50	20
MENACEUR	04 salles de soin	245	50	49
	03 Centre de santé	200	50	30
	03 Polyclinique	120	50	48
Total	-	-	-	222

II.2.5. Les besoins moyens 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 minimum concentré de 17l/s (61,2m³/j) et qui existe déjà dans chaque réservoir selon nos constatations.

II.2.6. Les pertes :

Les pertes d'eau du réseau sont loin d'être négligeables. D'une façon estimative, elles atteignent 20% de la consommation moyenne journalière en fonction de l'état du réseau. (Source DRE ,Tipaza).

II.2.7 .Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Localité	Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins sanitaire (m ³ /j)	Besoins d'incendies (m ³ /j)	Pertes (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
SIDI AMAR	2779,60	361,348	70	95	61,2	555,92	3923,07
MENACEUR	5219	678,47	61,6	127	61,2	1043,8	7198,27
Total	7999	1039,818	118,6	222	122,4	1599,7	11121,34

II.3. Variations de la consommation maximale et minimale journalière :

Dans notre cas, nous supposons par hypothèse que les agglomérations concernées par l'étude présentent les mêmes habitudes et régime de consommation.

II.3. 1. Consommation maximale journalière :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{\max.j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

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

$Q_{\max.j}$: Consommation maximale journalière (m³/s) ;

$Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière (m³/s) ;

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

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

D'où : $Q_{\max.j}=1,3*Q_{\text{moy.j}}$

II.3.2. Consommation minimale journalière :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{\min.j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

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

$Q_{\min.j}$: Consommation minimale journalière (m³/s) ;

$Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière (m³/s) ;

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

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

D'où : $Q_{\min.j}=0,9*Q_{\text{moy.}}$

Tableau II.7 : Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune

N°	Localités	Qmoy.j (m ³ /j)	Kmax.j	Qmax.j (m ³ /j)	K min.j	Qmin.j (m ³ /j)
1	SIDI AMAR	3923,07	1,3	5099,98	0,9	3530,76
2	MENACEUR	7198,27	1,3	9357,75	0,9	6478,44
-	Total	11121,33	-	14457,73	-	10009,20

En intégrant les coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum, on garantit la satisfaction des besoins en eau de notre agglomération ce qui permet de dimensionner le réseau en fonction du débit maximum journalier qui est égal à $Q_{\max,j} = 14458 \text{ (m}^3/\text{j)}$ c'est-à-dire $Q_{\max,j} = 167 \text{ l/s}$

II.3.3. Variation de la consommation horaire :

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

II.3.3.1. Calcul du débit max horaire de Sidi Amar:

- Calcul du débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{\max,j}(\text{m}^3/\text{h})}{24} = (\text{m}^3/\text{h}) \quad (\text{II.5})$$

Avec :

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m³/h .

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m³/j .

- Calcul du débit max horaire :

Le débit max horaire correspond au produit du débit moyen horaire par le coefficient d'irrégularité maximal donné par la formule :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{II.6})$$

Avec :

α_{\max} : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération compris entre 1,2 et 1,4 .

β_{\max} : coefficient données par la taille de l'agglomération.

Tableau II.8 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

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

Tableau II.9 : tableau donnant le coefficient $K_{\max,h}$ en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max,h}$
13898	1,3	1,3	1,69

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} * Q_{\max,j} / 24 \quad (\text{II.7})$$

$$Q_{\max,h} = 1,69 * (5099,98 / 24)$$

Soit : $Q_{\max,h} = 359,12 \text{ m}^3/\text{h}$; $Q_{\max,h} = 99,76 \text{ l/s}$

II.3.3.2. Calcul du débit min horaire de Sidi Amar :

$K_{\min,h}$: coefficient d'irrégularité horaire minimum donné par la formule :

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

α_{\min} : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération compris entre 0,4 et 0,6 .

β_{\min} : coefficient données par la taille de l'agglomération.

Tableau II.10 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

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

Tableau II.11 : tableau donnant le coefficient $K_{\min,h}$ en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min,h}$
26095	0,5	0,4	0,2

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} * Q_{\min,j} / 24 \quad (\text{II.9})$$

$$Q_{\min,h} = 0,2 * (3530,76 / 24)$$

Soit : $Q_{\min,h} = 29,42 \text{ m}^3/\text{h}$; $Q_{\min,h} = 8,17 \text{ l/s}$

II.3.3.3. Variation des débits horaires-Sidi Amar - :

En utilisant l'annexe 1, on construit le tableau suivant pour avoir le régime de consommation de l'agglomération .La variations des débits horaires pour notre agglomération sera la suivante :

Tableau II.12 : Variation des débits horaires

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation intégrale (cummulée)	
	(h)	%	m3/h	m3/h
0_1	1,5	76,50	1,5	76,5
1_2	1,5	76,50	3	153,00
2_3	1,5	76,50	4,5	229,50
3_4	1,5	76,50	6	306,00
4_5	2,5	127,50	8,5	433,50
5_6	3,5	178,50	12	611,99
6_7	4,5	229,50	16,5	841,49
7_8	5,5	280,50	22	1121,99
8_9	6,25	318,75	28,25	1440,74
9_10	6,25	318,75	34,5	1759,48
10_11	6,25	318,75	40,75	2078,23
11_12	6,25	318,75	47	2396,98
12_13	5	255,00	52	2651,97
13_14	5	255,00	57	2906,97
14_15	5,5	280,50	62,5	3187,47
15_16	6	306,00	68,5	3493,47
16_17	6	306,00	74,5	3799,46
17_18	5,5	280,50	80	4079,96
18_19	5	255,00	85	4334,96
19_20	4,5	229,50	89,5	4564,46
20_21	4	204,00	93,5	4768,45
21_22	3	153,00	96,5	4921,45
22_23	2	102,00	98,5	5023,45
23_24	1,5	76,50	100	5099,98
Total	100			

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

Remarque :

Les pourcentages (%) sont tirés en utilisant l'annexe 1

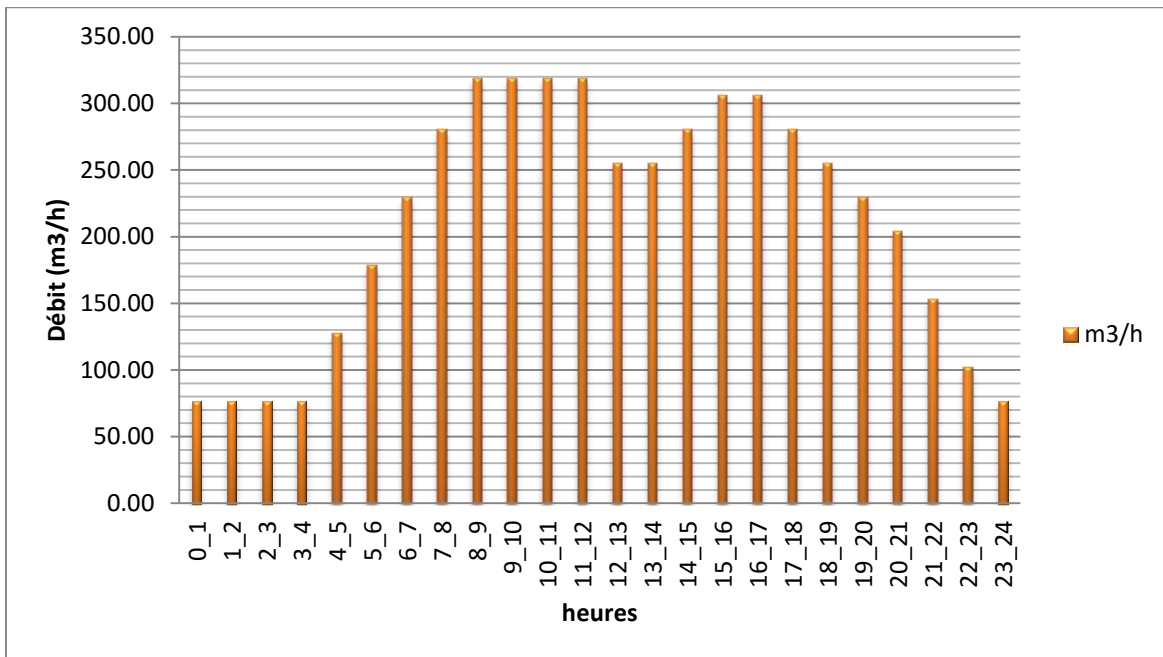


Figure II.3 : Variation de la consommation horaire commune de Sidi Amar

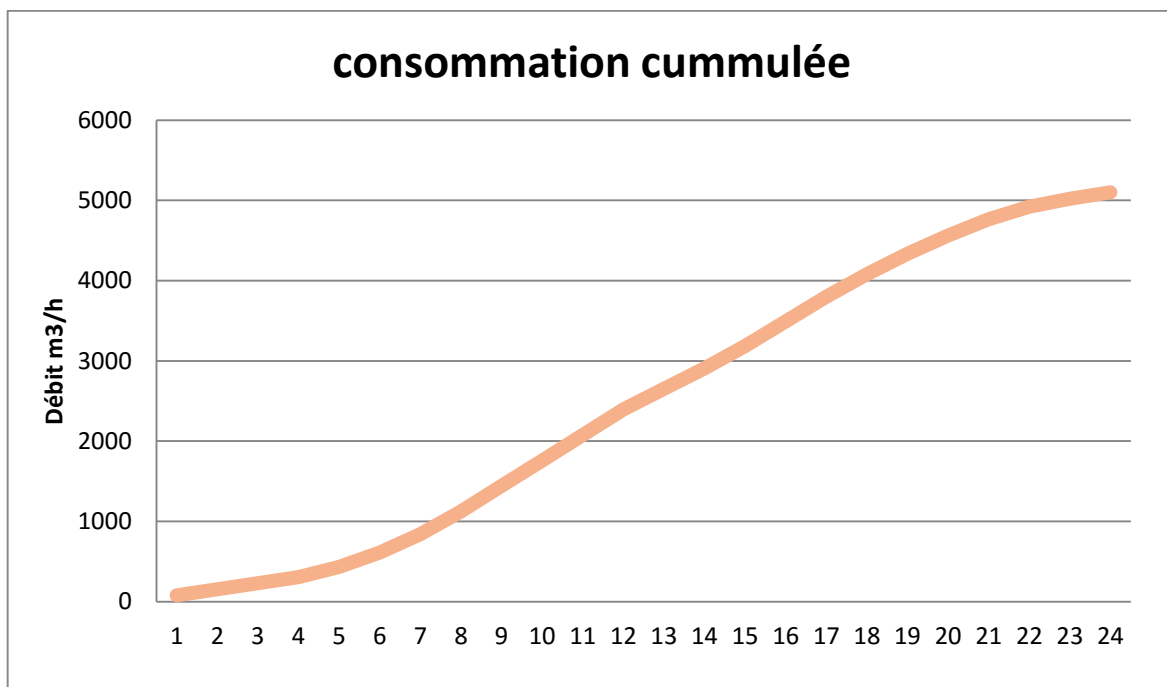


Figure II.4 : Graphique de la consommation cumulée pour l'agglomération

II.3.3.4. Calcul du débit max horaire de Menaceur :

Tableau II.14 : tableau donnant le coefficient Kmax,h en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	α_{max}	β_{max}	Kmax,h
26095	1,3	1,2	1,56

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h/24}$$

$$Q_{max,h} = 1,56 * (9348,391/24)$$

Soit : $Q_{\max,h} = 607,65 \text{ m}^3/\text{h}$; $Q_{\max,h} = 168,79 \text{ l/s}$

II.3.3.5. Calcul du débit minimal horaire de Sidi Amar :

Tableau II.15: tableau donnant le coefficient $K_{\min,h}$ en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min,h}$
26095	0,5	0,5	0,25

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} * Q_{\min,j} / 24$$

$$Q_{\min,h} = 0,25(6478,44/24)$$

Soit : $Q_{\min,h} = 67,49 \text{ m}^3/\text{h}$; $Q_{\min,h} = 18,75 \text{ l/s}$

II.3.3.6. Variation des débits horaires-Menaceur- :**Tableau II.16 :** Variation des débits horaires

Heures (h)	Consommation totale		Consommation cumulée (intégrale)	
	C %	m3/h	C %	m3/h
0--1	1,5	140,37	1,5	140,36
1--2	1,5	140,37	3	280,73
2--3	1,5	140,37	4,5	421,09
3--4	1,5	140,37	6	561,46
4--5	2,5	233,94	8,5	795,40
5--6	3,5	327,52	12	1122,92
6--7	4,5	421,10	16,5	1544,02
7--8	5,5	514,68	22	2058,70
8--9	6,25	584,86	28,25	2643,56
9--10	6,25	584,86	34,5	3228,42
10--11	6,25	584,86	40,75	3813,28
11--12	6,25	584,86	47	4398,14
12--13	5	467,89	52	4866,02
13--14	5	467,89	57	5333,91
14--15	5,5	514,68	62,5	5848,59
15--16	6	561,47	68,5	6410,05
16--17	6	561,47	74,5	6971,52
17--18	5,5	514,68	80	7486,19
18--19	5	467,89	85	7954,08
19--20	4,5	421,10	89,5	8375,18
20--21	4	374,31	93,5	8749,49
21--22	3	280,73	96,5	9030,22
22--23	2	187,16	98,5	9217,38
23--24	1,5	140,37	100	9357,74

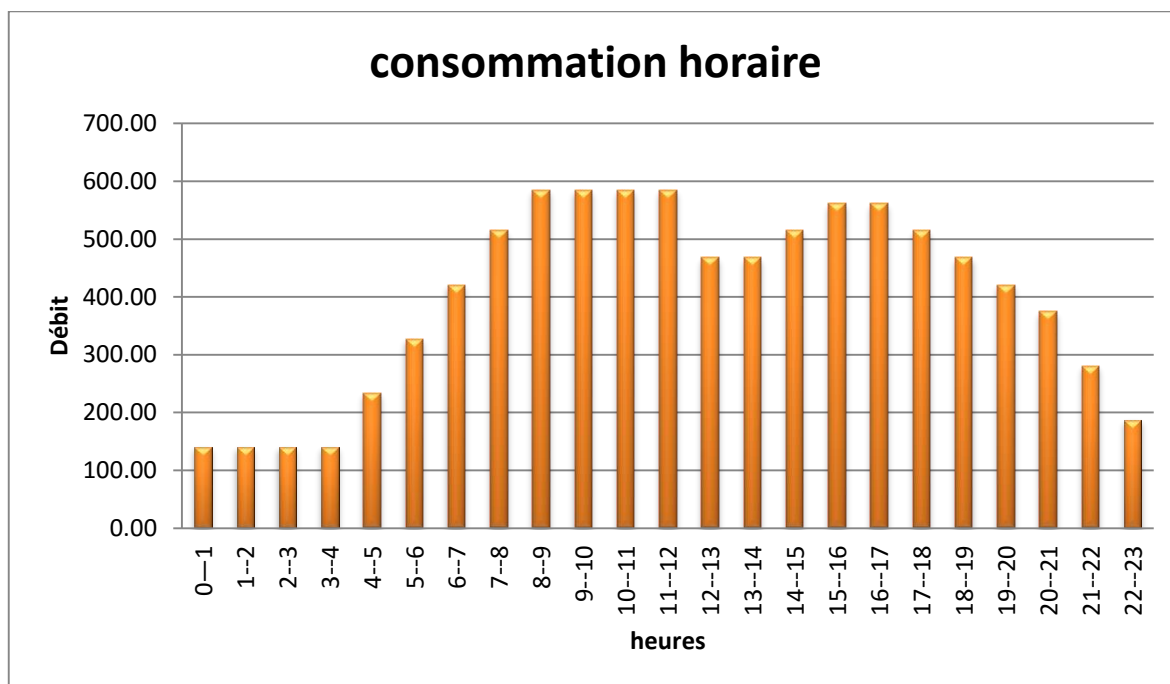


Figure II.5 : Variation de la consommation horaire commune de Menaceur

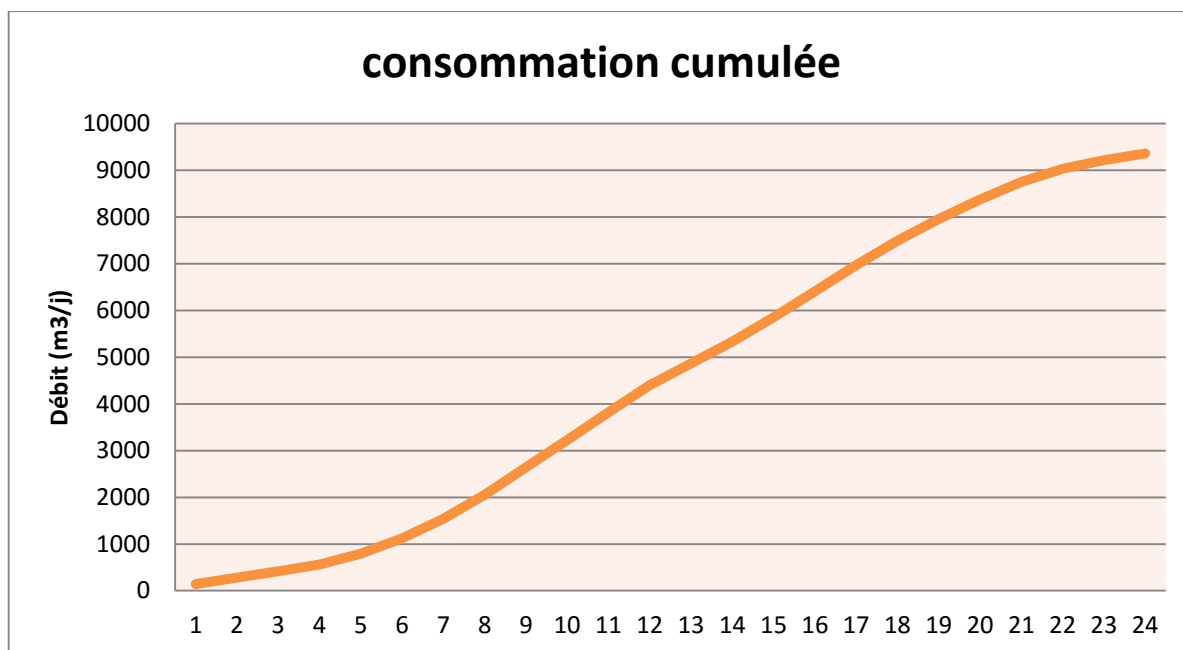


Figure II.6 : Graphique de la consommation cumulée pour l'agglomération-Menaceur-

II.4. Le calcul du déficit de consommation :

Ce volet permet de calculer le débit journalier, qu'il faudra fournir à l'agglomération pour combler le déficit en eau des deux communes par la mobilisation d'autres ressources.

Tableau II.17. Tableau des déficits à combler à l'année 2040

N°	Localités	Besoins en eau à l'an 2040(m ³ /j)	Production en eau (m ³ /j)	Deficit (m ³ /j)
1	SIDI AMAR	5099,9884	1391,2	3708,78
2	MENACEUR	9348,391	1296	8052,39
-	Total	14448,3794	2687,2	11761,17

On remarque, que les deux communes connaissent un débit faible d'alimentation en eau potable d'où un système de renforcement est indispensable pour vérifier les besoins en eau à l'horizon 2040.

Conclusion :

Après l'estimation des besoins on a constaté que le débit produit actuellement qui est égale à 2687 m³/j est insuffisant par rapport au débit demandé à l'horizon 2040, qui est estimé à 14449 m³/j. Donc il y'aura un déficit de 11761 m³/j .

Pour combler ce déficit, on va proposer par la suite de transférer l'eau depuis la station de dessalement des eaux de mer de la ville de Fouka ainsi ,on va augmenter le débit destiné au deux villes depuis la station de traitement Sidi Amar afin de renforcer le système d'adduction pour l'alimentation en eau potable de notre zone d'étude .

III. Introduction :

le but de ce chapitre est la détermination des volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement du réseau.

III.1.Rôle d'un réservoir :

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

- Des fonctions techniques.
- Des fonctions économiques.

II.1.1 Fonctions techniques d'un réservoir :

- Régularité dans le fonctionnement du pompage ou les pompes vont refouler suivent un régime constant.
- Assurer la continuité de l'approvisionnement étant donné les répercutions susceptibles d'être provoquées par un arrêt de distribution de l'eau conséquent à un arrêt de pompage suite à :
 - Un accident au niveau de la conduite principale d'adduction ou même un simple nettoyage.
 - Un accident au niveau de la prise d'eau.
 - Une coupure d'électricité.
- Le réservoir est un régulateur de pression et de débit.
- Le réservoir joue le rôle d'un réacteur chimique à la sortie d'une usine de traitement.
- Les réservoirs assurent un volume d'eau pour combattre les incendies.

II.1.2 Fonctions économiques d'un réservoir

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

III.1.3.Forme des réservoirs :

La section en plan d'un réservoir est la plus souvent circulaire (impérativement pour le château d'eau) et parfois rectangulaire .Dans certain cas la capacité du réservoir est partagée entre demi-réservoir, ce qui permet d'assurer la distribution pendant le nettoyage.

III.1.4. Matériaux de construction des réservoirs :

Les matériaux utilisés pour la construction des réservoirs sont soit le métal (principalement pour les réservoirs industriels), soit la maçonnerie avec enduit à l'intérieur de ciment étanche et maintenant de plus en plus le béton armé précontraint ou non également enduit. Les supports des réservoirs surélevés peuvent être en acier, en béton, ou en briques.

III.1.5. Types de construction :

Les réservoirs peuvent être enterré, semi-enterré soit surélevés. Les réservoirs semi-enterrés sont les plus économique.

III.1.6. Emplacement des réservoirs :

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

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que son remplissage se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit

en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.

III.2. Equipement des réservoirs :

Le réservoir doit être équipé :

a) Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

a.1) Par Le haut :

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

a.2) Par Le bas :

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

b) Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

c) Trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement. L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

d) Vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

e) by-pass

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution. Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir .

f) Matérialisation de la réserve d'incendie :

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution .Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon. Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre

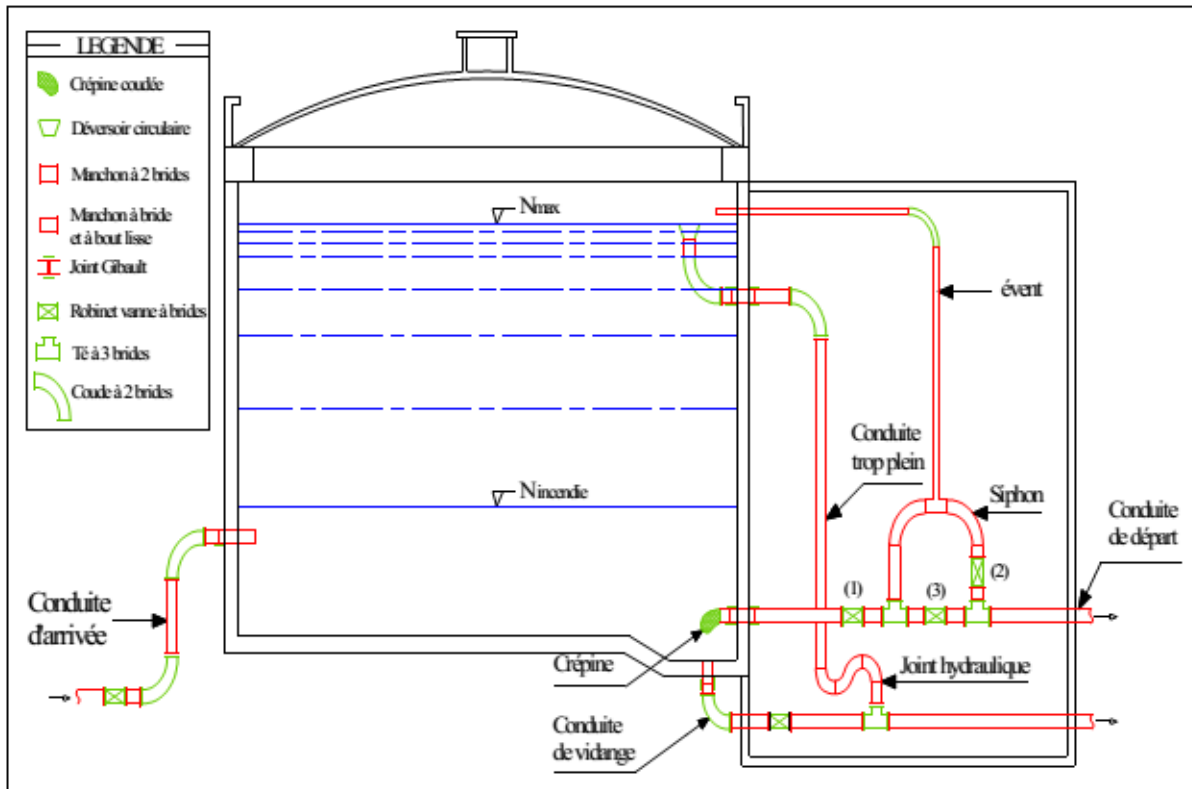


Figure III.1 : coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

III.3. Calcul de la capacité des réservoirs :

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations du débit journalière de consommation en tenant compte bien entendu du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

III.3.1. Méthode analytique :

III.3.1.1. Remplissage gravitaire du réservoir :

Il est bien évident que si $Q_a \geq K_p \cdot Q_{moy,h}$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile. Les réservoirs qui sont alimentés gravitairement à partir du réservoir tampon Cette méthode consiste à calculer le volume totale du réservoir en se basant sur la formule (III .1):

$$V = 12 Q_a + [N (K_p Q_{moy,h} - Q_a)] (m^3) \quad (III .1)$$

Avant d'utiliser la formule précédente on doit d'abord vérifier que :

$$Q_{\text{moy,h}} < Q_a \leq K_p Q_{\text{moy,h}}$$

Avec :

Q_a : Correspond au débit max journalier.

K_p : coefficient d'irrégularité journalière max.

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen journalier .

III.3.1.2. Remplissage par refoulement du réservoir :

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

$$V_r = \frac{a * Q_{\text{max,j}}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III .2})$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

Le volume total est la somme du volume de régulation et le volume d'incendie :

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{III .3})$$

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

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

III.3.2. Méthode graphique :

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

Donc :

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

R_{max} : Résidu maximal journalier

V^+ : Volume de Surplus.

V^- : Volume de déficit.

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

$$V_r = \frac{Q_{\text{max,j}} * R_{\text{max}}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III .4})$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{\text{inc}}$.

En utilisons la méthode analytique, on calcul les différentes capacités des réservoirs

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

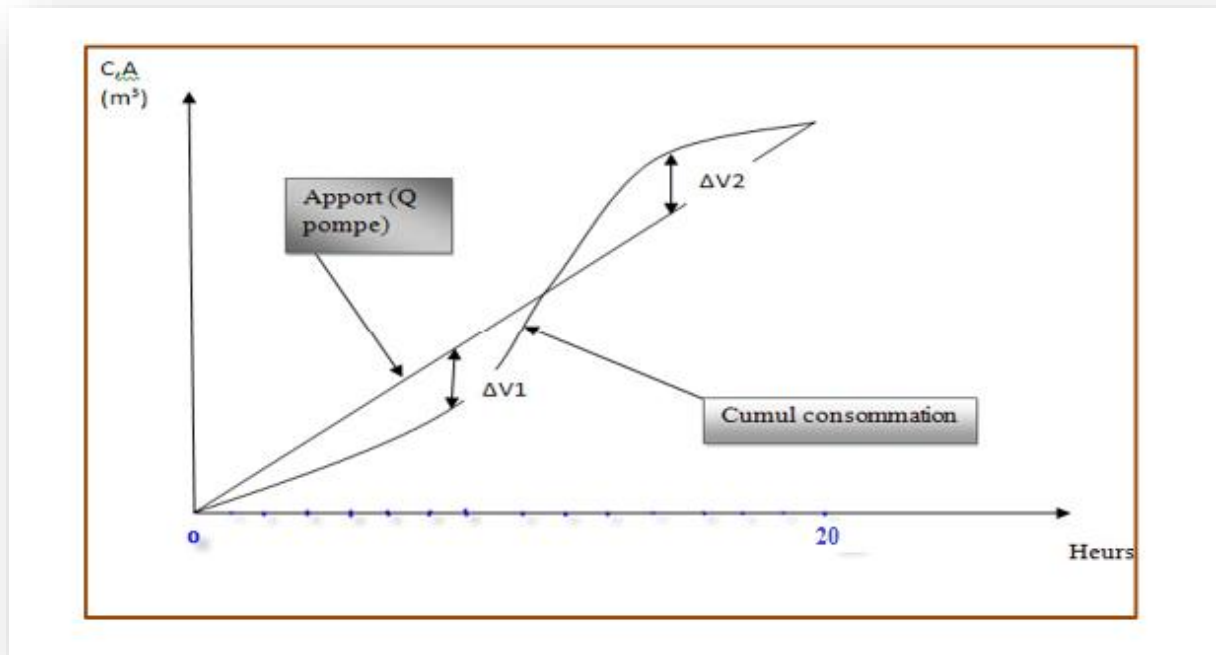


Figure III.2 : graphe de consommation en fonction de l'apport

III .4.Estimation de la capacité totale des réservoirs par la méthode analytique :

On opte à renforcer le système d'adduction des deux villes Sidi Amar et Menaceur, vu la topographie de la zone d'étude, le remplissage des réservoirs se fera par refoulement .

III.4.1. La ville de Sidi Amar :

Pour déterminer la capacité des réservoirs ,on va recourir à la méthode analytique. La détermination de la capacité des réservoirs par cette méthode, exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de l'agglomération caractérisé par le graphique de consommation.

- Le régime d'apport à partir de la source vers le réservoir.

La capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 16heures comme le montre le tableau III-1, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie.

Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$Vu = \frac{(a \cdot Q_{\max,j})}{100} \text{ (m}^3\text{)}$$

a : représente le maximum des résidus de $Q_{\max,j}$ en pourcentage.

Tableau III.1 : Evaluation de volume résiduel du réservoir de Sidi Amar

heures	apport %	consom %	surplus %	déficit %	résidu %
0_1	-	1,5	0	1,5	8,5
1_2	-	1,5	0	1,5	7
2_3	-	1,5	0	1,5	5,5
3_4	-	1,5	0	1,5	4
4_5	5	2,5	2,5		6,5
5_6	5	3,5	1,5		8
6_7	5	4,5	0,5		8,5
7_8	5	5,5		0,5	8
8_9	5	6,25		1,25	6,75
9_10	5	6,25		1,25	5,5
10_11	5	6,25		1,25	4,25
11_12	5	6,25		1,25	3
12_13	5	5		0	3
13_14	5	5		0	3
14_15	5	5,5		0,5	2,5
15_16	5	6		1	1,5
16_17	5	6		1	0,5
17_18	5	5,5		0,5	0
18_19	5	5		5	0
19_20	5	4,5	0,5		0,5
20_21	5	4	1		1,5
21_22	5	3	2		3,5
22_23	5	2	3		6,5
23_24	5	1,5	3,5		10

Calcul de la capacité du réservoir :

$$\text{Le volume utile sera : } V_u = \frac{10 \cdot 5099,99}{100} = 510 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale : } V_t = 510 + 120 = 630 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité normalisée : } V_n = 700 \text{ m}^3$$

Sachant que la ville est déjà dotée d'un réservoir de capacité 250 m³, le réservoir à projeter sera de capacité : $V_n = 700 - 250 = 450 \text{ m}^3$

Dont le réservoir projeté est de capacité : $V_n = 500 \text{ m}^3$

III.4.2. Commune de Menaceur :

Tableau III.2 : Evaluation de volume résiduel du réservoir de Menaceur

heures	apport %	consom %	surplus %	déficit %	résidu %
0_1	-	1,5	0	1,5	8,5
1_2	-	1,5	0	1,5	7
2_3	-	1,5	0	1,5	5,5
3_4	-	1,5	0	1,5	4
4_5	5	2,5	2,5		6,5
5_6	5	3,5	1,5		8
6_7	5	4,5	0,5		8,5
7_8	5	5,5		0,5	8
8_9	5	6,25		1,25	6,75
9_10	5	6,25		1,25	5,5
10_11	5	6,25		1,25	4,25
11_12	5	6,25		1,25	3
12_13	5	5		0	3
13_14	5	5		0	3
14_15	5	5,5		0,5	2,5
15_16	5	6		1	1,5
16_17	5	6		1	0,5
17_18	5	5,5		0,5	0
18_19	5	5		5	0
19_20	5	4,5	0,5		0,5
20_21	5	4	1		1,5
21_22	5	3	2		3,5
22_23	5	2	3		6,5
23_24	5	1,5	3,5		10

Calcul de la capacité du réservoir :

Le volume utile sera : $V_u = \frac{10 \cdot 9348,39}{100} = 1028,32 \text{ m}^3$

La capacité totale : $V_t = 1028,32 + 120 = 1148,32 \text{ m}^3$

La capacité normalisée : $V_n = 1200 \text{ m}^3$

Sachant que la ville est déjà dotée d'un réservoir de capacité 625 m^3 , le réservoir à projeter sera de capacité : $V_n = 1200 - 625 = 575 \text{ m}^3$

Dont le réservoir projeté est de capacité normalisée :

$$V_n=625\text{m}^3$$

III.5.Dimensionnement du diamètre de la cuve :

On opte pour une forme circulaire de la cuve, le diamètre sera calculé par l'expression suivante :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{III.5})$$

III.6.Hauteur de la cuve des réservoirs :

En optimisant la hauteur de la cuve pour une hauteur de 4m, mais il faut tenir compte de la marge de sécurité, la hauteur totale de la cuve du réservoir est calculée à l'aide de l'expression suivante :

$$H=h+R \quad (\text{III.6})$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir en (m).

h : hauteur utile du réservoir en (m).

R : marge de sécurité ,elle représente la hauteur de la réserve d'incendie , on prend comme valeur 0,5 (m) .

Le tableau suivant résume les dimensions de chaque réservoir :

Tableau III.3 : tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoirs	Vn	D	S	h	R	H
SIDI AMAR	500	12,62	125	4	0,5	4,5
MENACEUR	625	14,11	156,25	4	0,5	4,5

Remarque : les cotes du terrain pour les réservoirs :

- Pour la ville de Sidi Amar : on va projeter le réservoir à une cote de terrain différente à celui RV500, la nouvelle cote de RV 750 est à : **203m**.
- La ville de Menaceur : le RV625 va être projeté pour la même cote que le réservoir existant à une cote de : **240m**.

III.7.Dimensionnement des bâches de reprise pour les deux stations de pompage :

III.7.1.La station de pompage SP1-ST :

Dans le cadre du projet de l'extension de la station de traitement, une nouvelle bache de stockage a été projetée avec une capacité de 800m³, et comme la station de pompage est à l'intérieur de la station de traitement. Donc, on va la raccorder avec cette bache pour ne pas encombrer le site.

III.7.2.La station de pompage SP2 Menaceur :

La station de pompage est alimentée à partir de la SP-ST, et va refouler l'eau vers la ville de Menaceur, le débit qui arrive à la station est de 6529m³/j.

Alors le volume de la bache de (SP2) est déterminé par la méthode analytique.

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{maxj}} * t}{T}$$

Avec :

Q_{maxj} : débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T= 20h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0.5h)

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{maxj}} * t}{20} = \frac{9348,39}{20} \times \frac{1}{2} = 233,71 \text{ m}^3$$

On prend comme volume normalisé $V_n = 250 \text{ m}^3$.

On opte pour une forme circulaire de la bache, le diamètre sera de cette dernière sera de :

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_{\text{eau}}}{\pi * H_{\text{eau}}}} = \sqrt{\frac{4 * 200}{\pi * 4}} = 7,98 \text{ m.}$$

Si on prend (D = 8m) : $H_{\text{eau}} = \frac{V_{\text{eau}}}{S} = \frac{250}{63} = 4 \text{ m}$

Si on propose une revanche de 0,5 m, on trouve une hauteur totale de 4,5 m.

Tableau III.4 : tableau donnant les dimensions de bache de reprise

Bache de reprise	Volume (m ³)	D(m)	S(m ²)	H(m)
SP2	250	9	63	4,5

Conclusion :

La détermination de la capacité des réservoirs d'alimentation nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir ou non. Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité de deux réservoirs et deux bâches de reprise pour deux stations de pompage ,dans le but de satisfaire les besoins en eau des agglomérations.

IV. Introduction :

Le but de ce chapitre est de faire l'étude du transfert d'eau à partir du barrage Boukerdane et de trouver un palliatif au déficit qu'enregistrent les localités en particulier leurs chef lieu. Dans notre étude. On est appelé à choisir une adduction en refoulement et cela vu de la topographie de la zone du projet qui relie les réservoirs.

IV. Généralités :

IV.1. Définition d'une adduction :

L'adduction d'eau englobe plusieurs techniques qui permettent d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueduc) vers les lieux de consommation.

IV.2. Types d'adduction :

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

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

IV.2.1. Adduction gravitaire :

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

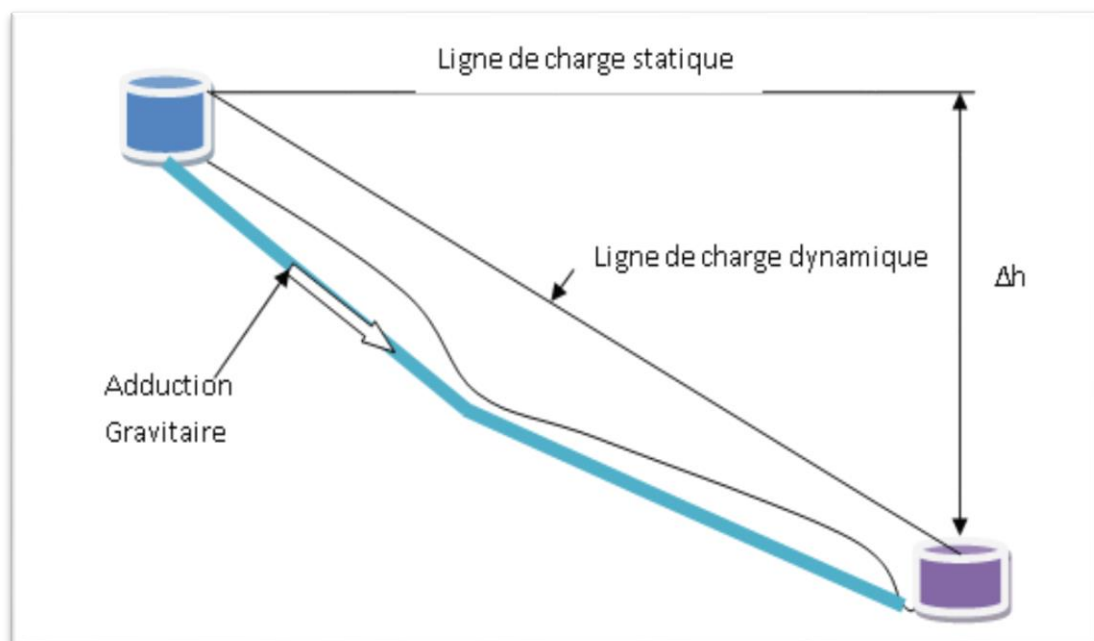


Figure IV.1: adduction gravitaire

IV.2.2. Adduction par refoulement :

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

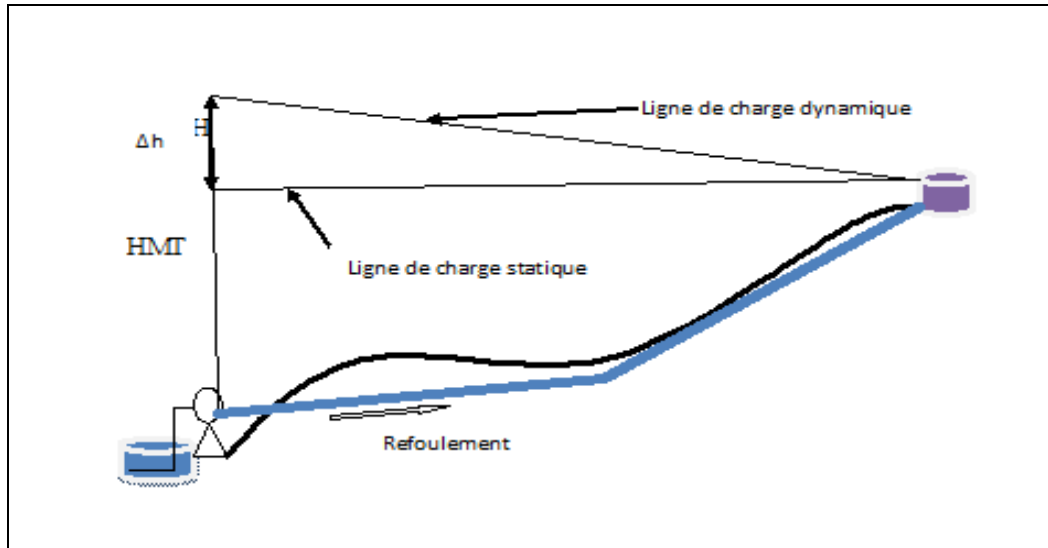


Figure IV.2.: adduction par refoulement

IV.2.3. Adduction mixte :

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

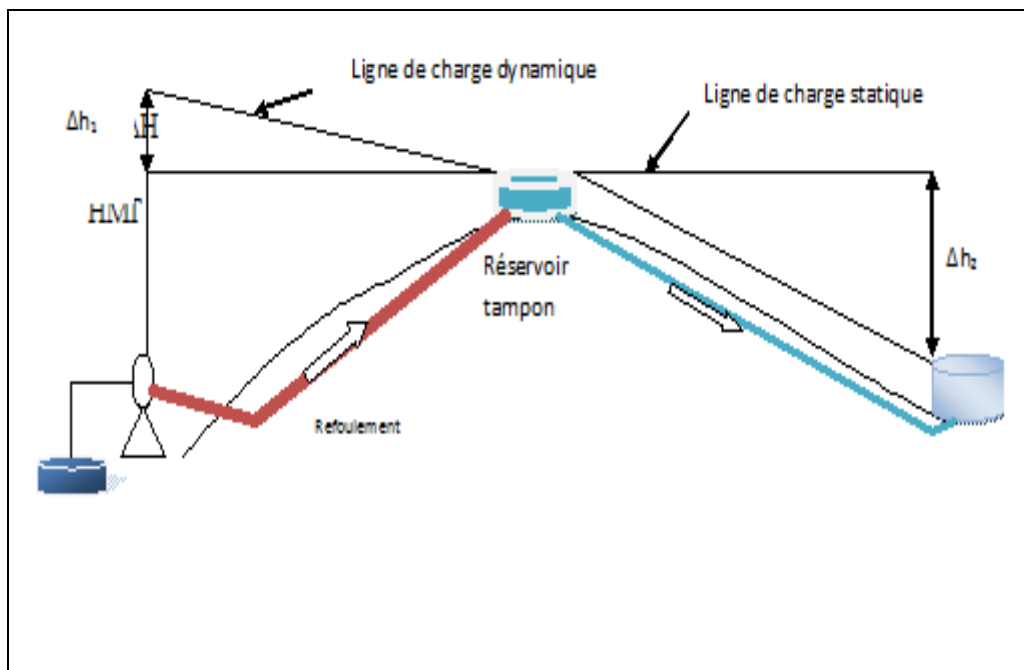


Figure IV.3: adduction mixte

IV.3. Adduction et type d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement

- Ecoulement à surface libre
- Ecoulement en charge

IV.3.1. Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Donc la pression prédominante à la surface libre est la pression atmosphérique. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

IV.3.2. Ecoulement en charge :

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement. Donc sa pression diffère de la pression atmosphérique.

IV.4.Choix du tracé :

Pour le choix du tracé de la conduite d'adduction sera tenu compte de certain impératif que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour élimine les contres pentes ;
- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible ;
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression ;
- Éviter les forets, bois et zones marécageuses ;
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...) ;

IV.5.Choix des variantes d'adduction :

Partant des principes liés aux renforcements des ressources, des adductions ainsi que le stockage, le schéma d'alimentation proposé sera présenté à partir des variantes ci-dessous. La variante qui va être proposé répond au même objectif à savoir transférer un apport de ressource complémentaire vers les deux communes et sa répartition de manière à prendre en charge le développement futur de l'agglomération. Pour renforcer le système d'adduction de Sidi Amar et Menaceur, ces deux zones vont être raccordées sur le système de transfert de la station de dessalement de Fouka et la station de traitement de Sidi Amar . Pour faire le renforcement du système on propose trois variantes.

1^{ère} variante :

Le renforcement se fait par deux conduites d'adduction : la 1^{ère} est une conduite d'adduction existante de diamètre DN300 depuis le réservoir tampon Mouaz 30 000m³ qui est alimentée à partir de la Station de dessalement des eaux de mer de la ville de Fouka. Cette conduite rentre dans le cadre du projet pour renforcer 17 communes de la wilaya de Tipaza en alimentation en eau potable y compris notre zone d'étude. La 2^{ème} conduite arrive depuis la station de traitement Sidi Amar véhicule l'eau traitée jusqu'à un point de raccordement avec la 1^{ère} conduite.

L'adduction est par refoulement, cette variante nécessite la conception de trois stations de pompage pour l'alimentation de la zone d'étude.

- La 1^{ère} station de pompage : se trouve à l'intérieur de la station de traitement Sidi Amar, pour le transfert d'eau traitée. elle refoule vers la bache d'aspiration de la 2^{ème} station de pompage .
- La 2^{ème} station de pompage : c'est une station de reprise qui va refouler la somme des débits, de la conduites d'eau traitée et la conduite d'eau dessalée en une seule conduite de refoulement vers 3 point :
 - Le RV500 Sidi Amar.
 - Le RV 250 Sidi Amar.
 - La bache d'aspiration de la 3^{ème} station de pompage.
- La 3^{ème} station de pompage : se trouve aux environs de la ville de Menaceur pour élever l'eau au RV625.

Cette variante présente plusieurs inconvénients :

- Ces deux collectivités étant situées à l'extrémité aval du projet de transfert d'eau de la SDEM de Fouka, La longueur de la conduite d'amenée depuis le réservoir Tompan Mouaz jusqu'à Sidi Amar est de l'ordre de 60 km et 70 km vers Menaceur, le risque de rupture de la desserte en eau est important ;
- Depuis la mise en exploitation de la station de dessalement des eaux de mer de Fouka, les arrêts de fonctionnement pour maintenance est très fréquent.
- Sur le plan économique la conception de trois stations de pompage c'est onéreux.

2^{ème} variante :

On prévu un piquage sur la conduite existante de diamètre normalisé DN300 (existante) pour alimenter la bache d'aspiration de la station de pompage située à l'intérieur la station de traitement Sidi Amar .

Dans le but de renforcer et de sécuriser l'AEP des deux communes, nous proposons le scénario suivant :

- ♦ la réalisation d'une nouvelle station de pompage sur le site de la station de traitement de Sidi Amar (SP1) et une deuxième station de pompage aux environs de la ville de Menaceur SP2 .

Pour le raccordement de la nouvelle station de pompe SP1 on propose deux variantes :

A) Variante 2.1 :

le raccordement se fera sur la nourrice d'aspiration de la station de pompe existante à l'intérieur de la station de traitement de Sidi Amar, Comme c'est montré dans la figure ci-dessous :

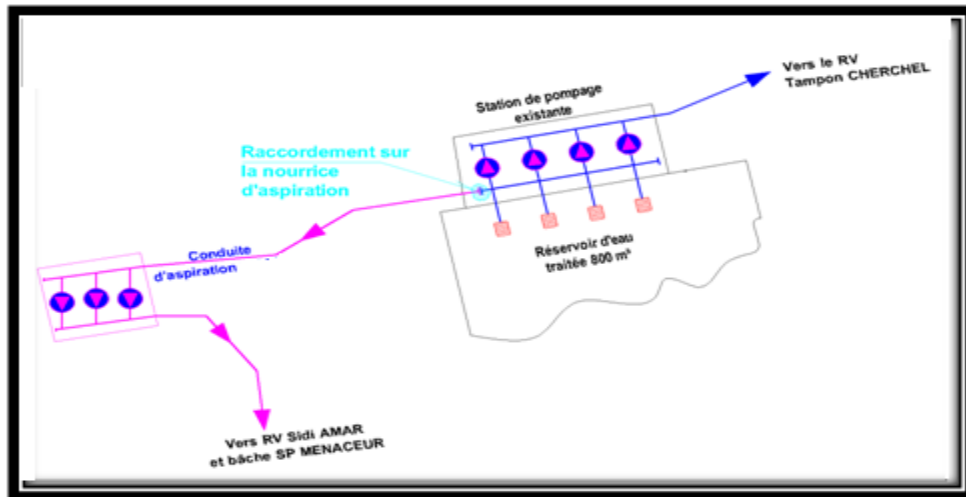


Figure IV.4: schéma synoptique du raccordement de la station de pompe Sidi AMAR (variante 2.1)

L'inconvénient de cette variante c'est le passage du collecteur de vidange presque la même cote que le collecteur d'aspiration de l'actuelle station de pompe, d'où l'impossibilité de raccorder la station à ce collecteur d'aspiration.

B) Variante 2.2 :

le raccordement se fera directement sur la bache d'aspiration projetée dans le cadre du projet de l'extension de la station de traitement moyennant un passe-mur à réaliser depuis la chambre des vannes de la bache d'aspiration 800 m³. Le schéma de cette variante est donné dans la figure suivante :

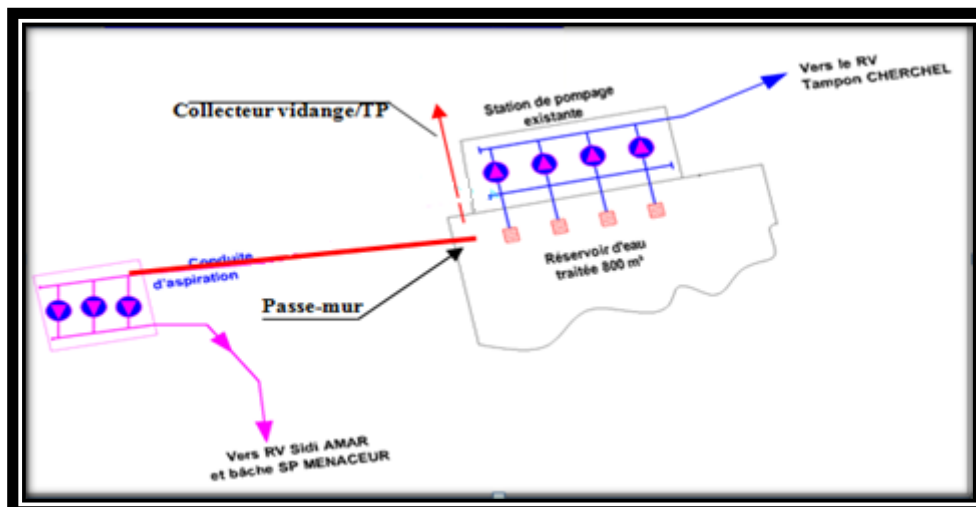


Figure IV.5 : raccordement la station de pompe Sidi AMAR (variante 2.2)

La cote radier de la bache d'aspiration est de l'ordre de 57,6 m.

La station de pompage projetée SP1-ST refoulera dans trois directions simultanément, à savoir :

- ◆ Réservoir 250m³ Sidi Amar ;
- ◆ RV 500m³ projeté Sidi Amar ;
- ◆ Bâche 250m³ projetée de la SP2 (SP Menaceur).

Le schéma ci-après représente le scénario du renforcement



Figure IV.6: Schéma synoptique de la variante -2-

3^{ème} variante :

Cette variante comprend deux conduites de refoulement en parallèle. On garde le piquage prévu sur la conduite existante DN300 pour alimenter la bâche d'aspiration de la SP1 .

La conduite existante va alimenter les deux réservoirs RV250 et RV500 , la deuxième conduite (projetée) alimente la bâche d'aspiration de la station de reprise Menaceur . les cotes radiers des deux stations de pompage restent les mêmes que la 2^{ème} variante .

La SP1 refoule un débit de 16448,39 m³/j (on tient compte du débit d'alimentation du réservoir RV250 existant qui est de 100m³/h),le transfert se fera sur deux conduites en parallèle :

- Une conduite de DN300 existante véhicule un débit de 7499,99m³/j pour alimenter la ville de Sidi Amar.
- La deuxième conduite qui va être projetée par la suite, véhicule un débit de 9348,39 m³/j pour alimenter la ville de Mencaeur.



Figure IV.7 :schéma synoptique de la 3^{ème} variante

Conclusion :

En analysant les 3 variantes proposées, on va étudier seulement les deux dernières, on écarte la 1^{ère} vu les inconvénient qu'elle présentes .Après calcul hydraulique de chaque variante et selon les paramètres hydrauliques vérifiés (vitesse et pression) on va choisir la variante qui s'adaptera mieux à notre adduction .

IV.6. Dimensionnement de l'adduction :

IV.6.1 Choix du tracé de l'adduction :

Pour le choix du tracé de la conduite d'adduction sera tenu compte de certain impératif que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;
- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible ;
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation ou cours de laphase de surpression ;
- Éviter les forets, bois et zones marécageuses ;
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...) ;

IV.6.2.Choix du matériau :

Les matériaux susceptibles d'être utilisé pour les conduites sont la fonte, PVC et le PEHD.

- La fonte : est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.
- PVC (Polychlorure de vinyle) : Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse conduite). Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.
- PEHD : Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à $\Phi 300$ sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

Conclusion :

Il ressort que les conduites en fonte et le PEHD sont celles qui rependent mieux aux exigences du projet en matière de pression, de corrosion et de longévité.

Mais on a choisit pour la réalisation de ce projet les conduites en fonte parce que sont les plus utilisées pour les grands diamètres d'adduction.

Tableau IV.1 : Coefficients K, m, β pour différents types des tuyaux.

Tuyaux	k	m	β
Acier et fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,87
plastique	0,001052	4,774	1,77

IV.6.2. Caractéristiques de l'adduction :

Le tableau IV.2 suivant résume les principaux paramètres qui rentrent dans le calcul hydraulique et le dimensionnement de l'adduction.

Tableau IV.2 : caractéristiques de l'adduction

N°du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique (ml)	Cotes du terrain (m)
1	Piquage1	Bâche 800m ³	670	Piquage 1=120
				Bâche=57,6
2	Bâche 800 m ³	Station de pompage SP1- ST	20	Bâche=57,6
				SP1-ST=57
3	Piquage 2	Piquage 3	450	Piquage2=87,7
				Piquage 3=144
4	Piquage 3	RV500	380	Piquage 3=144
				RV500=203
5	Piquage 3	RV 250	40	Piquage 3=144
				RV250=137
6	SP1-ST	Bâche de reprise de la station SP2 Menaceur	1200	SP1-ST=57
				Bâche SP2=102
7	Bâche de reprise de la station SP2 Menaceur	RV625	11000	Bâche SP2=104
				RV625=240

Lors du dimensionnement on a deux types de diamètre à déterminer :

- Diamètre avantageux : pour le cas gravitaire (tronçon n°1)
- Diamètre économique : pour le cas refoulement (du tronçon n°2 au tronçon n°6)

IV.6.3.Calcul hydraulique de l'adduction :

IV.6.3.1Cas refoulement :

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

plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

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

- Le choix de la gamme de diamètre :

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donné par les relations :

$$\text{Dec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin}) \quad (\text{IV.1})$$

$$\text{Dec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bresse}) \quad (\text{IV.2})$$

- formule de VIBERT :

$$\text{Dec} = 1.547 (e/f) 0.154 Q^{0.46} \quad (\text{pompage continu}) \quad (\text{IV.3})$$

$$\text{Dec} = 1.35 (e/f) 0.154 Q^{0.46} \quad (\text{pompage de 10h/24h}) \quad (\text{IV.4})$$

e= prix du kWh d'énergie ;

f= prix de 1kg de fonte en DA

Dec : diamètre économique de la conduite (m) ;

Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s).

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km)

Ces formules (IV.3) et (IV.4) ne peuvent être utilisés dans notre cas ; vu que la station de pompage fonctionne 20h/24h et les conduites sont en fonte.

- Méthode basant sur le cout de l'énergie et le coût de construction :

Cette méthode a pour avantage de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques calculé, Pour cela dans cette méthode on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et on pourra tracer donc une courbe d'optimisation.

Amortissement annuel :

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.5})$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite.

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D1, D2,.....Dn).

Frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D1, D2,..... Dn. Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminés les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D1, D2,..... Dn. Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donnée que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D1, D2,..... Dn. Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta H \quad (\text{IV.6})$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta H$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

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

$$\sum \Delta H = 1,1 * \Delta H_{p}^{lin} \quad (\text{IV.7})$$

ΔH_{p}^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta H_{p}^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^m}{\pi^2 * g * D^b} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach}) \quad (\text{IV.8})$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

b : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement.

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * L_n \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{IV.9})$$

ε : Le coefficient de rugosité moyen dans des conduites varie de 0,03 mm à 0,1 mm (Fonte, Acier, Béton). Pour des raisons de sécurité hydraulique, notamment vis-à-vis du vieillissement des conduites, le coefficient de rugosité adopté pour les calculs est pris égal à 0,1 mm.

Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{IV.10})$$

η : rendement de la station de pompage (65% ÷ 90%).

Un rendement de 82 % est retenu

Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)

g: pesanteur (9.81 m/s²)

ρ : Masse volumique de l'eau (kg/ m³)

Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \quad (\text{IV.11})$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =22

P: puissance de la pompe en (kW)

Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{\text{ex}} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{IV.12})$$

E: énergie consommée par la pompe en (KWh)

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

Tableau IV.3 : prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ.

Périodes	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
	(H)	(DA)
Heures pleines	10	1,61
Heures de pointes	4	7,26
Heures creuses	10	0,853

$$\Rightarrow e = \frac{10*1.61+4*7.26+10*0.853}{24} = 2.23 \text{ DA}$$

IV.6.3.1.1.Cas refoulement -Variante2 :**➤ Tronçon SP1 ST- SP2 Menaceur :**

Au niveau de ce tronçon la HMT de la SP1 doit assurer l'alimentation jusqu'aux 3 points le RV500 Sid Amar projeté et le RV250 existant ainsi la bache d'aspiration de la station de reprise SP2 Menaceur. Le dimensionnement de ce tronçon doit répondre aux objectifs de l'adduction de point de vue technico- économique. On peut déterminer approximativement le diamètre de la conduite à l'aide des formules donnant le diamètre économique.

En premier lieux on estime le diamètre économique en utilisant l'expression de Bonin :

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

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{\text{max},j} = 16848,38 \text{ m}^3/\text{j}$.

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

$$Q_{\text{exp}} = 0,20 \text{ m}^3/\text{s}$$

→ $D_{\text{ec}} = 447 \text{ mm}$

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

Tableau IV.4 : Calcul de la HMT du tronçon du SP 1 –SP2 Menaceur

Diamètre mm	V (m/s)	λ	L (m)	$\Delta H_{\text{lin}}(\text{m})$	$\Delta H_t(\text{m})$	HMT(m)
250	4,08	0,0161	2350	194,28	213,71	359,71
300	2,83	0,0155	2350	71,17	78,28	224,28
350	2,08	0,015	2350	30,42	33,47	179,47
400	1,59	0,0146	2350	14,59	16,05	162,05
450	1,26	0,0142	2350	7,60	8,36	154,36
500	1,02	0,0139	2350	4,26	4,68	150,68
600	0,71	0,0134	2350	1,56	1,72	147,72

Tableau IV.5 : Calcul des frais d'amortissement du SP1 –SP2 Menaceur (voir annexe.2)

Diamètre mm	prix de ml DA	L (m)	F amort DA
250	12359	2350	2672015,8
300	14781	2350	3195652,2
350	17820	2350	3852684
400	20425	2350	4415885
450	23546	2350	5090645,2
500	26632	2350	5757838,4
600	33383	2350	7217404,6

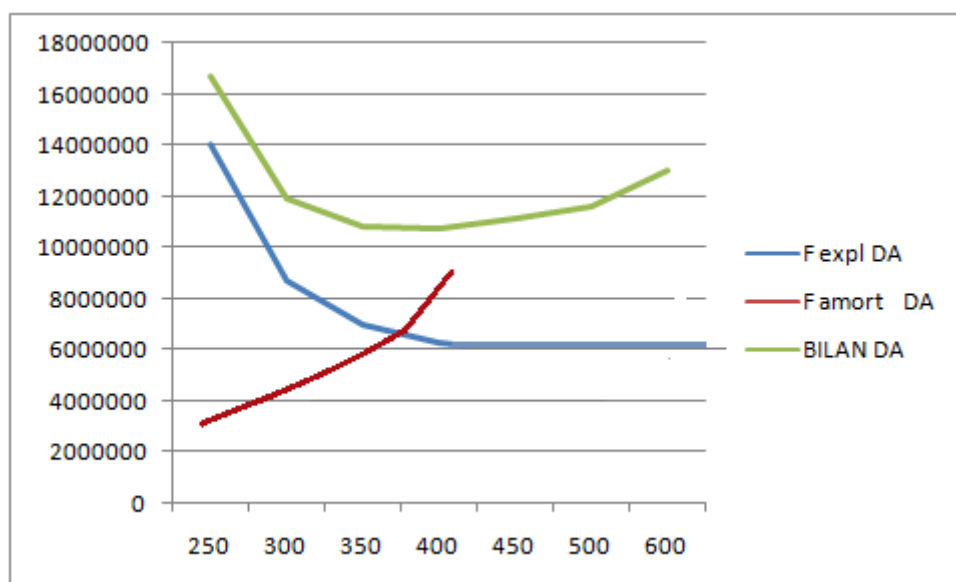
Tableau IV.6: Calcul des frais d'exploitation du SP 1–SP2 Menaceur

Diamètre mm	P (KW)	E KWh)	F expl DA
250	860,673398	6282915,8	14010902,2
300	536,639748	3917470,16	8735958,46
350	429,406901	3134670,38	6990314,94
400	387,73799	2830487,33	6311986,74
450	369,340892	2696188,51	6012500,38
500	360,537463	2631923,48	5869189,36
600	353,441979	2580126,45	5753681,98

- Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) : Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'amortissement on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coût .

Tableau IV.7 : Bilan du tronçon SP 1 –SP2 Menaceur

Diamètre mm	F expl DA	F amort DA	BILAN DA
250	14010902,2	2672015,8	16682918
300	8735958,46	3195652,2	11931610,7
350	6990314,94	3852684	10842998,9
400	6311986,74	4415885	10727871,7
450	6012500,38	5090645,2	11103145,6
500	5869189,36	5757838,4	11627027,8
600	5753681,98	7217404,6	12971086,6

**Figure IV.8** :Bilan du tronçon SP1-SP2 variante 2

Donc, le tronçon (station de pompage SP1– SP2 Menaceur) aura un diamètre normalisé

DN= 400mm sur une longueur égale à 2030 m et une vitesse de 1,59m/s.

✓ Commentaire :

Dans la variante 2 on voulait gardé la conduite existante de diamètre DN300mm pour refouler aux 3 points à alimenter ,mais d'après l'étude technico-économique le diamètre économique pour notre adduction est de 400mm. Dans le but de vérifier les paramètres hydrauliques une simulation sera utile (voir annexe 3)

- Simulation sur Epanet :

Sur Epanet, on lance une simulation dans le but d'analyser les résultats obtenus du scénario proposé dans la variante 2, en modifiant les diamètres de quelques tronçons, pour diminuer les vitesses.

Les calculs ont été faits pour les hypothèses de travail suivantes :

- ◆ rugosité : 0,2 mm pour la fonte ;
- ◆ plan d'eau amont (bâche d'aspiration) : 57,6m ;
- ◆ plans d'eau aval :
 - Réservoir 250 m³ Sidi Amar :141 m
 - Réservoir projeté RV 750 Sidi Amar : 207 m ;
 - Bâche SP2 :104 m
- ◆ débit refoulé :
 - vers le réservoir (existant) 250 m³ de Sidi Amar : 100 m³/h ;
 - Réservoir projeté 750 m³ Sidi Amar :213 m³/h ;
 - vers la bâche SP2 : 390m³/h ;
- ◆ régulation :
 - réservoir Sidi Amar 250 m³ existant : vanne de régulation à l'entrée du réservoir (calée à 100 m³/h pour le calcul de la HMT),
 - réservoir Sidi Amar 750 m³ projeté : sans régulation,
 - bâche SP2 : vanne de régulation à l'entrée du réservoir (calée à 467 m³/h).
 - Le tableau suivant présente les diamètres dans chaque tronçon :

Tronçon	Diamètre(mm)
SP1-SP2	300
P2-P3	250
P3-RV250	125
P3-RV750	250

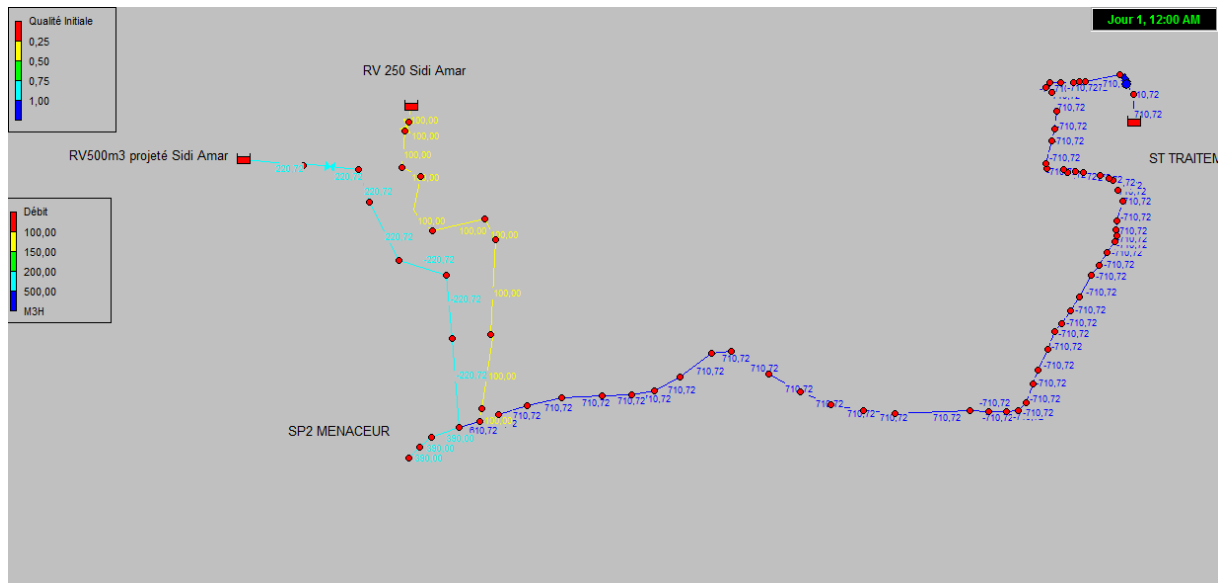


Figure IV.9 : résultats de la simulation sur Epanet-variante 2-

○ Conclusion :

Après la simulation sur Epanet on constate que la variante 2 n'est pas économique.

- On trouve sur quelques tronçons la conduites est sollicitée (vitesses importantes)
- La Hmt qui est importante, elle est de l'ordre de 210m .

IV.6.3.1.2.Cas refoulement –variante 3 :

Cette variante comprend deux conduites en parallèle une existante et l'autre on va la projetée.

➤ Tronçon SP1 ST-SP2(Menaceur) :

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{9348,39}{20 \times 3600} = 0,13 \text{m}^3/\text{s}.$$

-L = 1140 m

-Hg = 146m

-Dc Bonnin = 360mm

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

Tableau IV.8 : Détermination de la Hmt du tronçon SP1-SP2 Menaceur

Diamètre mm	V(m/s)	L (m)	$\Delta H_{\text{lint}}(\text{m})$	Hmt (m)
250	2,3	1140	64,83160969	210,83
300	1,41	1140	23,74827246	169,74
350	1,03	1140	10,15251404	156,15
400	0,79	1140	4,86942719	150,86
450	0,63	1140	2,536909624	148,53
500	0,55	1140	1,420747014	147,42
600	0,41	1140	0,521130085	146,52

Tableau IV.9 : calcul des frais d'amortissement du tronçon SP1-SP2 Menaceur

Diamètre mm	prix de ml DA	L (m)	F amort DA
250	12359	1140	1296211,92
300	14781	1140	1550231,28
350	17820	1140	1868961,6
400	20425	1140	2142174
450	23546	1140	2469504,48
500	26632	1140	2793164,16
600	33383	1140	3501209,04

Tableau IV.10 : calcul des frais d'exploitation du tronçon SP1-SP2 Menaceur

Diamètre mm	P (KW)	E KWh)	F expl DA
250	504,45	3682508,31	8211993,53
300	406,15	2964922,69	6611777,6
350	373,62	2727451,22	6082216,21
400	360,98	2635173,73	5876437,42
450	355,40	2594432,61	5785584,72
500	352,73	2574937,06	5742109,65
600	350,57	2559223,83	5707069,13

Tableau IV.11 : Bilan du tronçon SP1-SP2 Menaceur

Diamètre mm	F expl DA	F amort DA	BILAN DA
250	8211993,53	1296211,92	6508205,45
300	6611777,6	1550231,28	6162008,88
350	6082216,21	1868961,6	5951177,81
400	5876437,42	2142174	6018611,42
450	5785584,72	2469504,48	6255089,2
500	5742109,65	2793164,16	5535273,81
600	5707069,13	3501209,04	6208278,17

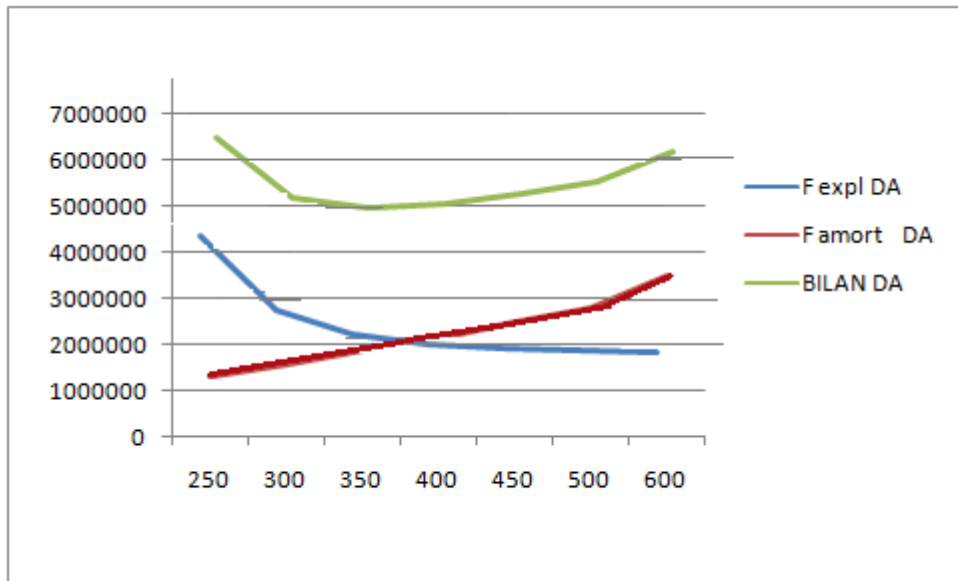


Figure IV.10 : Bilan du tronçon SP1-SP2 variante 3

Suite à l'étude technico-économique, on va choisir le diamètre normalisé DN300 pour véhiculer le débit avec une vitesse de 1,41m/s sur une longueur de 1140m

- Simulation sur Epanet :

On garde les mêmes hypothèses que la variante 2, on change seulement le tracé de l'adduction la figure suivante montre les résultats obtenues après simulation.

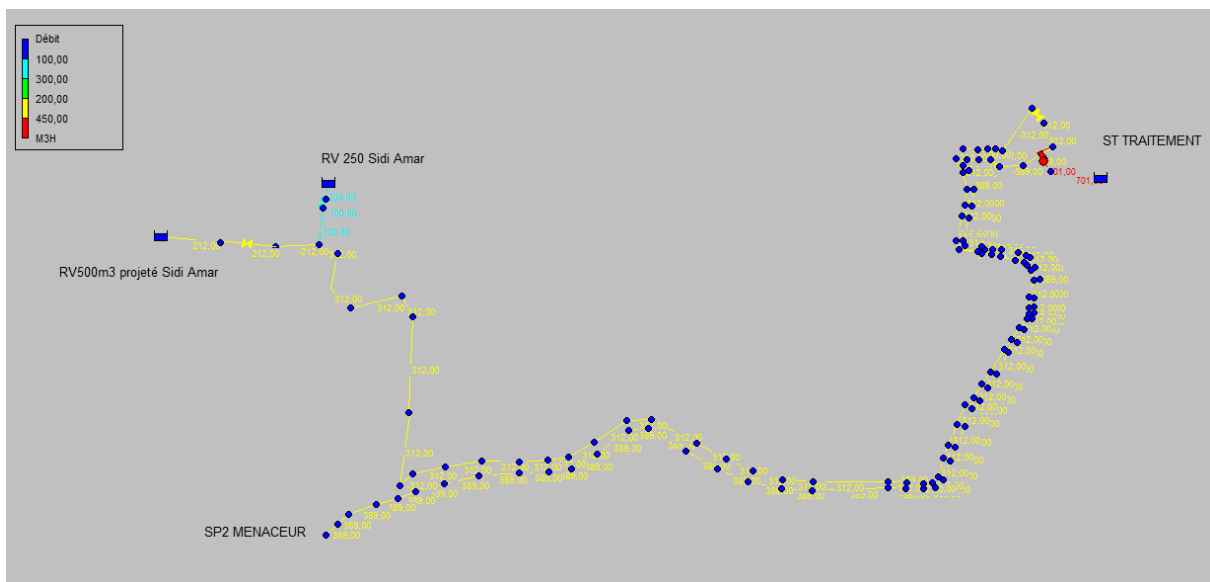


Figure IV.11 : résultats de la simulation sur Epanet-variante 3-

- ✓ Commentaire :

Les pressions et les vitesses obtenues après simulation sont acceptables. Les vitesses varient entre [1,32-1,82] m/s. Pour la Hmt est plus petit que la variante 2. Donc la variante 3 est plus économique.

➤ **Tronçon SP2(Menaceur)-RV625 :**

$$Q_{\text{exp}} = \frac{9348,39}{20 \times 3600} = 0,13 \text{ m}^3$$

-L = 11000 m

-Hg = 138m

-Dc _{Bonnin} = 360mm

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

Tableau IV.12: Calcul de la HMT du tronçon du SP 2 –RV625

Diamètre mm	V (m/s)	λ	L (m)	$\Delta H_{\text{in}}(\text{m})$	$\Delta H_{\text{t}}(\text{m})$	HMT(m)
250	2,45	0,0161	11000	327,39	360,13	498,13
300	1,70	0,0155	11000	119,92	131,92	269,92
350	1,25	0,015	11000	51,27	56,39	194,39
400	0,96	0,0146	11000	24,59	27,05	165,05
450	0,75	0,0142	11000	12,81	14,09	152,09
500	0,61	0,0139	11000	7,17	7,89	145,89
600	0,42	0,0134	11000	2,63	2,89	140,89

Tableau IV.13 : Calcul des frais d'amortissement du SP2 –RV625

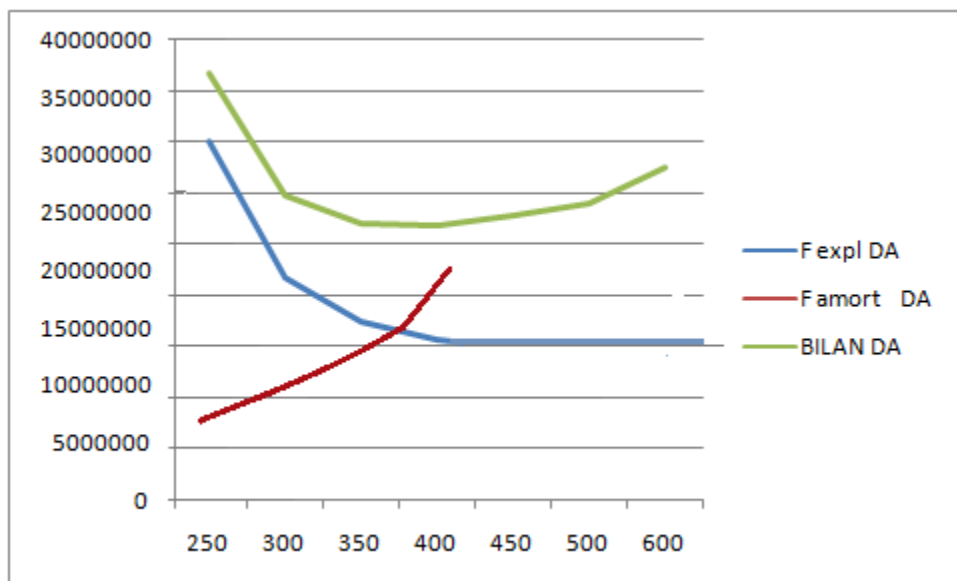
Diamètre mm	prix de ml DA	L (m)	F amort DA
250	12359	11000	12507308
300	14781	11000	14958372
350	17820	11000	18033840
400	20425	11000	20670100
450	23546	11000	23828552
500	26632	11000	26951584
600	33383	11000	33783596

Tableau IV.14: Calcul des frais d'exploitation du SP 2–RV625

Diamètre mm	P (KW)	E KWh)	F expl DA
250	715,11	5220326,61	11641328,3
300	387,49	2828710,08	6308023,48
350	279,07	2037249,53	4543066,45
400	236,94	1729701,05	3857233,35
450	218,34	1593916,38	3554433,52
500	209,44	1528940,33	3409536,93
600	202,26	1476570,22	3292751,6

Tableau IV.14 :Bilan du tronçon SP 2 –RV625

Diamètre mm	F expl DA	F amort DA	BILAN DA
250	11641328,3	12507308	24148636,3
300	6308023,48	14958372	21266395,5
350	4543066,45	18033840	22576906,5
400	3857233,35	20670100	24527333,3
450	3554433,52	23828552	27382985,5
500	3409536,93	26951584	30361120,9
600	3292751,6	33783596	37076347,6

**Figure IV.12** :Bilan de tronçon SP2Menaceur-RV625

Donc, le tronçon (station de pompage SP2 Menaceur –RV625) aura un diamètre normalisé DN= 350mm sur une longueur égale à 11000m et une vitesse de 1.25m/s.

IV.6.3.2.Cas gravitaire :

Pour le cas gravitaire on cherche à trouver le diamètre avantageux de l'adduction. La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_d = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{IV.13})$$

ΔH_d : la charge disponible (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_c} \quad (\text{IV.14})$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g \quad (\text{IV.15})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients K' , m et β . Dans notre cas, on prend : $K'=0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,3$ (matériaux : la fonte).

Notre adduction présente un seul tronçon dont l'écoulement est gravitaire, c'est le tronçon qui lie le point de piquage n°1 (sur la conduite DN300) et la bache 800m^3 située à la station de traitement Sidi Amar.

- La longueur équivalente :

$$L_g = 670\text{m}$$

$$\Rightarrow L_{eq} = 770,5\text{m}$$

- la charge disponible :

$$\Delta H_d = C_{p1} - C_{B800}$$

$$\Delta H_d = 120 - 56,7$$

$$\Rightarrow \Delta H_d = 43,3\text{m}$$

- Calcul du diamètre avantageux

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}} \quad (\text{IV.16})$$

Le débit véhiculé par la DN300 depuis la SDEM Fouka est de :

$$Q = 5000\text{m}^3/\text{j}$$

$$\Rightarrow D_{av.i} = \sqrt[5,3]{\frac{0,00179 * 770,5 * 0,058^2}{43,3}}$$

$$\rightarrow D_{av} = 0,165\text{m}$$

Le diamètre normalisé sera :

$$150\text{mm} < D_n < 200\text{mm}$$

- Vitesse d'écoulement :

La vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire est déterminée suivant l'équation de

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

On vérifie la vitesse pour les deux diamètres

$$\text{Pour le } \Phi 150 \Rightarrow V = \frac{4 * 0,058}{3,14 * (0,15)^2} = 3,28\text{m/s}.$$

$$\text{Pour le } \varphi 200 \Rightarrow V = \frac{4 * 0,058}{3,14 * (0,2)^2} = 1,84\text{m/s}$$

Les deux vitesses sont importantes pour une conduite d'adduction gravitaire, donc on doit encore augmenter le diamètre de la conduite. On opte pour un diamètre de DN250 qui donne une vitesse d'écoulement à l'ordre de **1,18m/s**.

A la fin de ce chapitre et après étude des différentes variantes proposées on opte à choisir la 3^{ème} variante qui vérifie les paramètres hydrauliques en de bonne conditions.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a proposé plusieurs variantes dans le but de renforcer le système d'AEP existant, de ce fait on a opter à un renforcement via le système du transfert de l'eau dessalée à partir de la SDEM Fouka ainsi la station de traitement des eaux de barrage de Boukerdene .La topographie de la zone d'étude à nécessiter la conception de deux stations de pompage une située à l'intérieure de la station de traitement et l'autre aux environs de la ville Menaceur . L'étude englobe le coté technique en tenant compte du coté économique pour le choix des diamètres de l'adduction (gravitaire et refoulement) .

V. Introduction :

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

V.1. Définition :

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

La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- Horizontal
- Vertical
- oblique

V.2. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V.3.Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuge multicellulaire à axe horizontal de marque CAPRARI.)

V.4.Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.4.1. Refoulement à partir de la station de pompage SP1-ST :

On est appelé à dimensionner la station de pompage projeté à l'intérieur de la station de traitement Sidi Amar.

Pour le choix des pompes on utilise le logiciel Caparari, qui va nous permettre de déterminer les caractéristiques de différentes pompes en fonction de la hauteur manométrique totale Hmt et le débit (calculés déjà dans le chapitre adduction).

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

N	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	Q (l/s)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	195	170	-	-	-	-	-	-	-	-
2	195	170	E14S50	171	101	787,1	2900	4	228	7,39
3	195	170	E12S55	174	69,4	80	2900	6	1174	9,28

A partir du tableau (V.1), on déduit que la variante à deux (2) pompes est la meilleure du point de vue, nombre pompe minimale, puissance absorbée et NPSH requis.

Conclusion : On opte pour deux pompes (2) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (3) pompes sont identiques de type **E14S50/4B**.

V.4.2. Refoulement à partir de la station de pompage SP2 Menaceur**Tableau V.2 :** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

N	HMT appelée (m)	Type de pompe	HMT (m)	Q (l/s)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	195	E14S55	195	109	79,9	2900	4	259	9,88
2	195	E12S55	198	56,1	78,1	2900	6	139	7,29
3	195	E9S55	289	34,3	79,3	2900	10	80,3	5,24

A partir du tableau (V.2), on déduit que la variante à une (1) pompe est la meilleure du point de vue, nombre pompe minimale, puissance absorbée et NPSH requis.

Conclusion : On opte pour une pompe (1) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces deux (2) pompes sont identiques de type **E14S55/4A**.

V.5 .Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η -Q], [(NPSH)_r - Q]. Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont représentées par la figure (V.1) (V.2) pour les deux stations de pompage

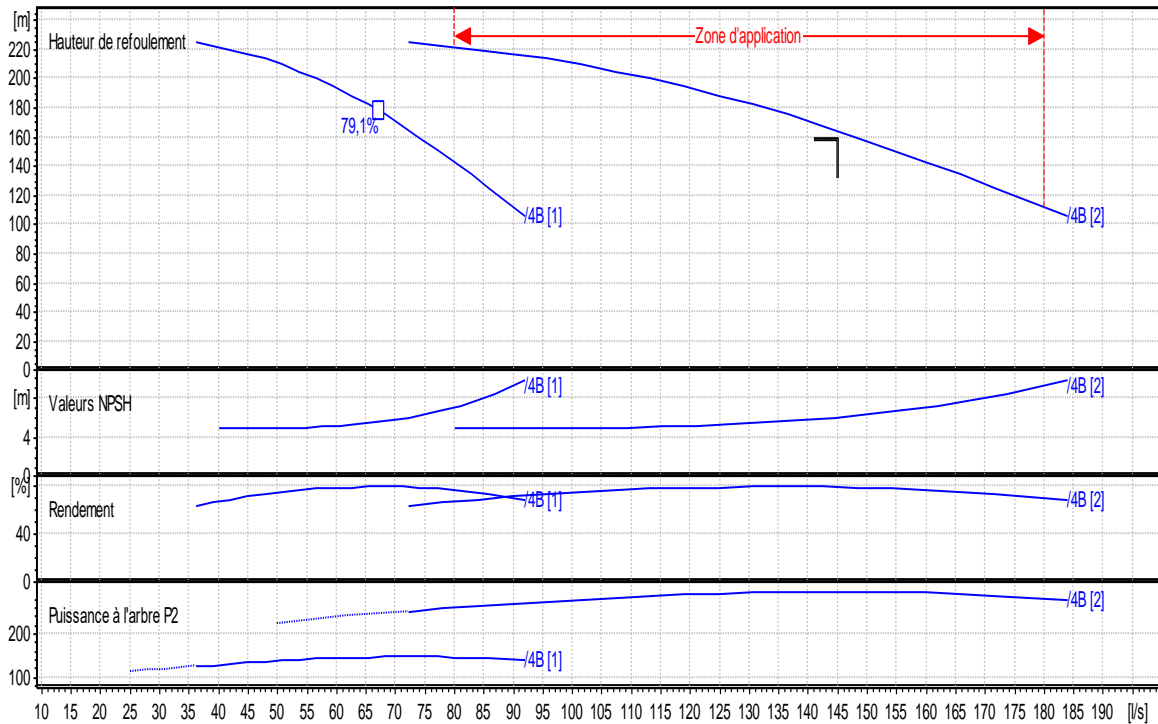


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type E14S50/4B

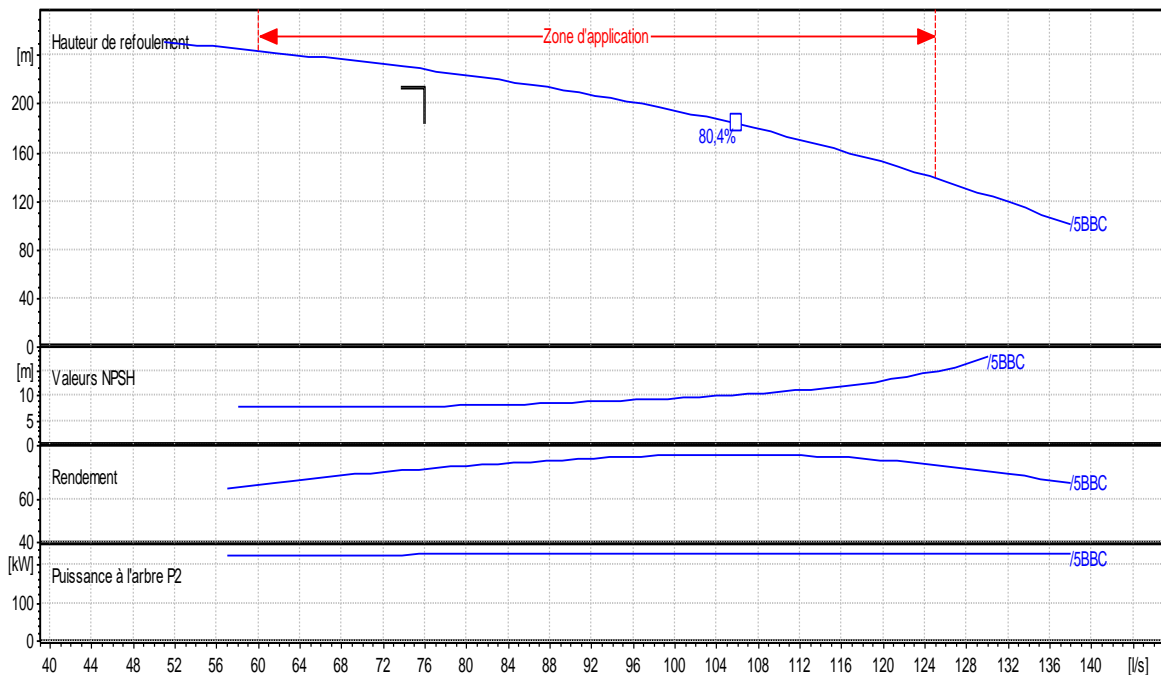


Figure V.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP2) de type E14S55/6A

V.6 .Point de fonctionnement d'une pompe

Pour notre cas la détermination de point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

V.6.1: Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{V.1})$$

H_g : hauteur géométrique (m) ;

Δh_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{V.2})$$

Δh_p^{lin} : perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^b}{\pi^2 * g * D_{ec}^m} \quad (\text{V.3})$$

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement;

- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

- Q : débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;

- D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;

- g : accélération de la pesanteur (m/s^2)

V.6.1.1. Refoulement SP 1 – SP2 Menaceur :

Tableau V.3. : Courbe caractéristique de 1^{ère} conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin}	Δh_t	H _c (m)
1	0	0	146	1210	300	0,015	0	0	146
2	50	150	146	1210	300	0,015	1,80	1,98	147,98133
3	100	300	146	1210	300	0,015	7,20	7,93	153,9253
4	150	450	146	1210	300	0,015	16,21	17,83	163,83193
5	200	600	146	1210	300	0,015	28,82	31,70	177,70121
6	250	750	146	1210	300	0,015	45,03	49,53	195,53314
7	300	900	146	1210	300	0,015	64,84	71,32	217,32772
8	350	1050	146	1210	300	0,015	88,26	97,08	243,08495
9	400	1200	146	1210	300	0,015	115,28	126,80	272,80484
10	450	1350	146	1210	300	0,015	145,90	160,48	306,48737

Tableau V.4. : Courbe caractéristique de 2^{ème} conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	3Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	Dec (mm)	λ	Δh_p^{lin}	Δh_t	H _c (m)
1	0	0	146	1140	300	0,015	0,00	0	146
2	50	150	146	1140	300	0,015	1,01	1,11	147,11
3	100	300	146	1140	300	0,015	4,04	4,45	150,45
4	150	450	146	1140	300	0,015	9,09	10,00	156,00
5	200	600	146	1140	300	0,015	16,17	17,78	163,78
6	250	750	146	1140	300	0,015	25,26	27,79	173,79
7	300	900	146	1140	300	0,015	36,38	40,02	186,02
8	350	1050	146	1140	300	0,015	49,51	54,47	200,47
9	400	1200	146	1140	300	0,015	64,67	71,14	217,14
10	450	1350	146	1140	300	0,015	81,85	90,03	236,03

Le point de bon fonctionnement d'une pompe c'est le point de l'intersection de la courbe de (H-Q) et la courbe (Hc-Q). Donc d'après les graphes on peut déterminer la hauteur de bon fonctionnement H_{pf} , ainsi que le débit de ce point de fonctionnement Q_{pf} .

La courbe caractéristique résultante de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.3).

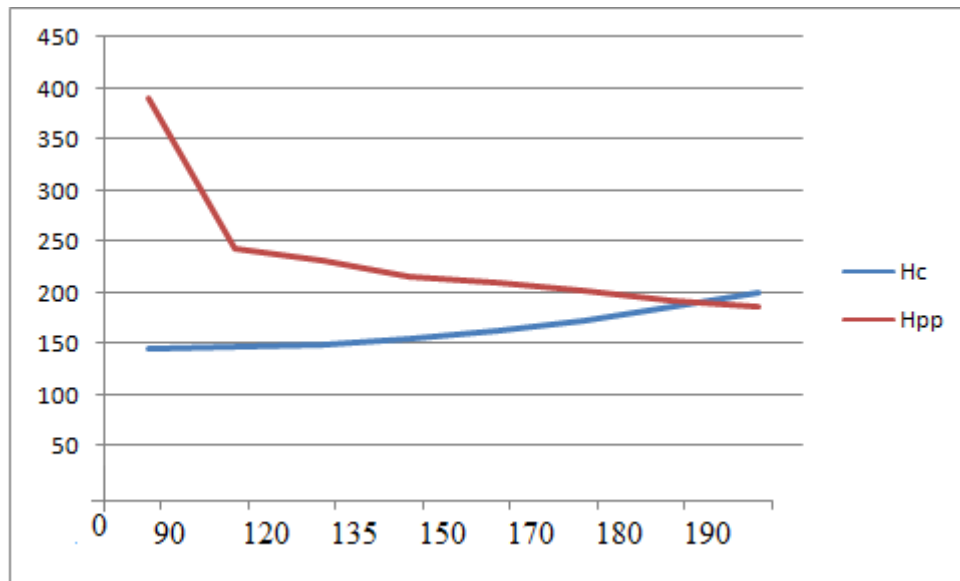


Figure V.3: Point de fonctionnement de la pompe (SP1)

Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{app} = 702m^3 / h < Q_{pf} = 703,3m^3 / h \\ H_{pf} = 170m \approx H_{app} = 172m \end{cases}$$

V.6.1.2.Refolement SP2 Menaceur –RV1000 :

Tableau V.5. : Courbe caractéristique de la conduite de refolement

N°	Q (m3/h)	3Q (m3/h)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (mm)	λ	Δh_p^{lin}	Δh_t	Hc (m)
1	0	0	138	11000	300	0,015	0,00	0	138
2	50	150	138	11000	300	0,015	9,75	10,73	148,73
3	100	300	138	11000	300	0,015	39,00	42,90	180,90
4	150	450	138	11000	300	0,015	87,75	96,53	234,53
5	200	600	138	11000	300	0,015	156,00	171,60	309,60
6	250	750	138	11000	300	0,015	243,76	268,13	406,13
7	300	900	138	11000	300	0,015	351,01	386,11	524,11
8	350	1050	138	11000	300	0,015	477,76	525,54	663,54
9	400	1200	138	11000	300	0,015	624,02	686,42	824,42
10	450	1350	138	11000	300	0,015	789,77	868,75	1006,75

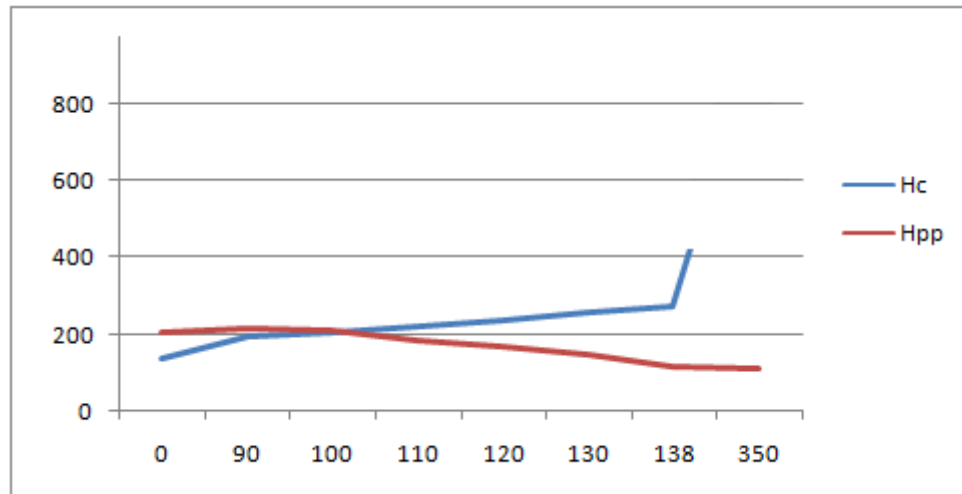


Figure V.4: Point de fonctionnement de la pompe (SP2)

Le débit et la hauteur manométrique totale au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{app} = 389 \text{ m}^3 / \text{h} \approx Q_{pf} = 388,88 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{app} = 195 \text{ m} \approx H_{pf} = 197 \text{ m} \end{cases}$$

V.7. Modes de réglage :

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

V.7.1 Débit disponible > Débit appelé

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

-**Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

-**Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (\text{V.4})$$

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

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

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

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

$$h_v = H' - H_{app} \quad (\text{V.5})$$

- H' : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_R (m).
- Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes).
- Diminution de temps de pompage : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (\text{V.6})$$

- t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
 - t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
 - Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).
- Changement du type de la pompe : si cela est possible

V.7.2. Débit disponible < Débit appelé

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

Conclusion : le Q_{app} se situe dans l'intervalle (+10% et -10%) ; par conséquent aucun réglage n'est pas nécessaire

V.8. Choix du moteur électrique

V.8.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation.

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

V.8.2. station de pompage SP1 (Sidi Amar) :

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2900tr/mim
- Nombre de pôles : 2

- Puissance nominal : 150Kw
- Courant nominal : 293A
- Type de moteur : 3~

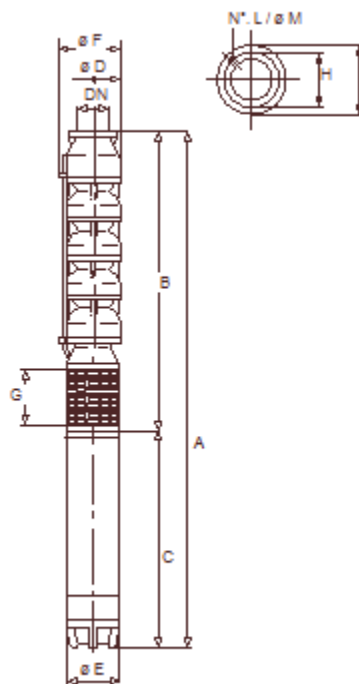
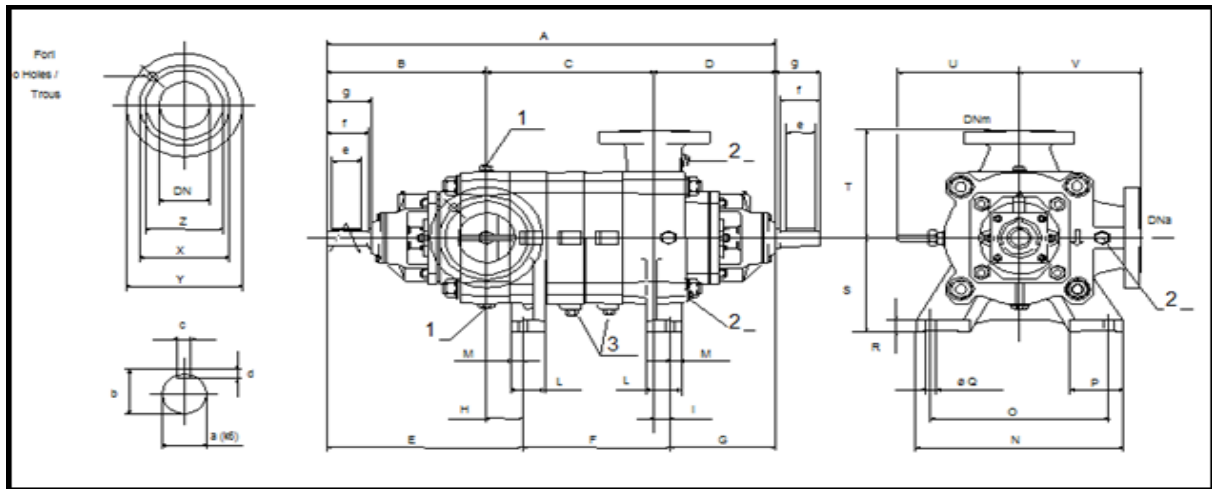


Figure.5: Schéma descriptif pompe et moteur (Logiciel Caprari).

A=3288mm	B=1420mm	C=1868mm	D=290mm
DN=200mm	E=290mm	G=262mm	H=260mm
I=288mm	L=8	M=18	

V.8.3. Station de pompage SP2 (Menaceur) :

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz

- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2900tr/mim
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : 235Kw
- Courant nominal : 467A
- Type de moteur : 3~

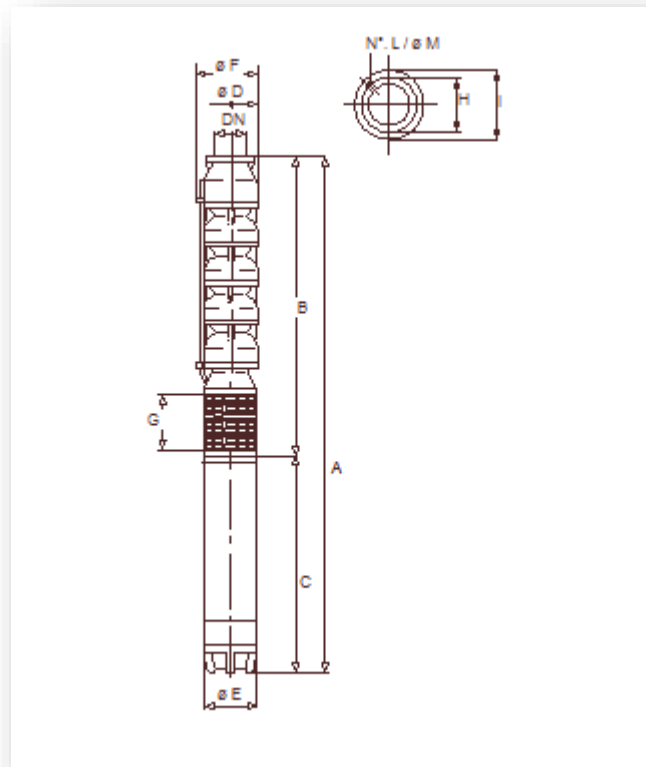


Figure.6: Schéma descriptif pompe et moteur (Logiciel Caprari).

A=3860mm	B=1600mm	C=2260mm	D=290mm
DN=200mm	E=290mm	G=262mm	H=260mm
I=288mm	L=8	M=18	

V.9. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe

V.9.1. Équipements en amont de la pompe

- **conduite d'aspiration :**

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 5% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air.

- **joints :**

La conduite d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

- **Joint de démontage :**

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

- **Convergent d'aspiration :**

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir une accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses, dans le but d'éviter toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

- **Vanne papillon :**

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

- **Les ventouses :**

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

V.9.2. Équipements en aval de la pompe

- **divergent :**

À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible

- **clapet de non-retour :**

À la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale.

- **Joint de démontage :**

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

- **Vanne de régulation :**

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

- **Vanne papillon :**

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

- **Collecteur de refoulement :**

Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique. Aussi la pente de la conduite de refoulement à partir de la station de pompage doit être $<1\%$

- **Le by-pass :**

Un by-pass est placée entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.

- **Soupape de décharge :**

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

V.10. Dimensionnement des équipements des pompes :

V.10.1. Choix du nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement :

Le nombre des collecteurs d'aspirations = nombre des pompes

I_{asp} = pente de collecteur d'aspirations voisinage 5%

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

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

$$D_a = (1,2-1,5) d_a$$

➤ **La station de pompage SP1 (Sidi Amar) :**

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 200mm ;

$D_a = (1,5 * 250) = 300$ mm. Le diamètre est normalisé.

- $d = 0,3$ m pour $D_a \leq 500$ mm.
- $d = 1$ m pour $D_a > 500$ mm.

L_c : longueur de convergent = $(3,5 \div 4) (D_a - d_a)$

Donc : les valeurs primaire seront :

$$D_a = 300 \text{ mm} \quad d = 0,3 \text{ m} \quad d_a = 300 / 1,5 = 200 \text{ mm} \quad L_c = 4 * (0,3 - 0,2) = 0,4 \text{ m.}$$

Vérification de la vitesse :

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

- $V_a = (0,7 - 1)$ m/s pour $D_a \leq 250$ mm
- $V_a = (1 - 1,5)$ m/s pour $250 \leq D_a \leq 800$ mm

- $V_a = (1,5 - 1,8) \text{ m/s}$ pour $Da > 800 \text{ mm}$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0.145}{\pi * (0,3)^2} = 2 \text{ m/s}$$

En effet on trouve que $V_{asp} = 2 \text{ m/s}$ donc le diamètre 300 mm pour le collecteur d'aspiration n'est pas adopté, on doit changer le diamètre, on opte pour un diamètre de 350mm

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0.145}{\pi * (0,35)^2} = 1,5 \text{ m/s}$$

La vitesse est vérifiée, le collecteur d'aspiration aura un diamètre de 350mm.

➤ **La station de pompage SP2 (Menaceur) :**

$d_a = 200 \text{ mm} \rightarrow D_a = 300 \text{ mm}$; $d = 0,3 \text{ m}$; $L_c = 0,4 \text{ m}$

Vérification de la vitesse :

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0.075}{\pi * (0,3)^2} = 1,07 \text{ m/s}$$

Le diamètre 300mm donne une vitesse faible, on opte pour un diamètre plus petit 250mm

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0.075}{\pi * (0,25)^2} = 1,5 \text{ m/s}$$

Le diamètre du collecteur sera de 250mm .

V.11. Etude de la cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, due à des bulles ou poches de vapeur dans la masse liquide en écoulement est génératrice de chocs très violents (bruit de bétonnière) et d'abrasion mécaniques rapides et spectaculaires pouvant détruire très rapidement les organes de la pompe (roue et diffuseur) cela se produit à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\text{V.7})$$

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,5) \text{ m}$.

On prend : $r = 0,5 \text{ m}$.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur

limite d'aspiration au delà de laquelle il convient toujours de se tenir.

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

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (\mathbf{V.8})$$

(NPSH_r) : Déterminé graphiquement d'après la figure V.1 est égal à 2.55 m ;

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (Voir Tableau. V.6) ;

$T_v = \frac{P_v}{\varpi}$: dépend de la température du liquide pompé (Voir Tableau. V.7).

Tableau V.6: Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\varpi}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau V.7 : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\varpi}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

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

– Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (\mathbf{V.9})$$

– Δh_{asp}^{lin} Elle sera estimée par : $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000}$

➤ **La station de pompage SP1 (Sidi Amar) :**

Les données nécessaire pour le calcul de (NPSH)_d, sont :

- La longueur de l'aspiration : la SP1 aspire de la bache 800m³ située à l'intérieure de la station de traitement . sur une longueur de 20ml.
- La station de pompage est implantée sur une cote de radier égale à 57,6m ,donc on aura ➔ $\frac{P_{atm}}{\varpi} = 10,33\text{m}$

- La température du liquide pompée est de 20°C → $\frac{P_v}{\omega} = 0,24\text{m}$
- La vitesse d'aspiration est de 1,5m
- Les pertes de charge d'aspiration linéaire :

$$\sum h_{asp}^{lin} = 0,6\text{m}$$

- Les pertes de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,6$$

$$\Delta h_{asp} = 0,69\text{m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 3,04\text{m}$$

➤ **La station de pompage SP2 (Menaceur) :**

- La longueur d'aspiration est de 8m
- L'implantation de la station est sur une cote de 102 m , donc

$$\rightarrow \frac{P_{atm}}{\omega} = 10,2\text{m}$$

- La température du liquide pompée est de 20°C → $\frac{P_v}{\omega} = 0,24\text{m}$
- La vitesse d'aspiration est de 1,5m
- Les pertes de charge d'aspiration linéaire :

$$\sum h_{asp}^{lin} = 0,08\text{m}$$

- Les pertes de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,08$$

$$\Delta h_{asp} = 0,092\text{m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 2,78\text{m}$$

V.12. Calage de la pompe :

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

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \quad (\text{V.10})$$

$r = (0,3 - 0,5) \text{ m}$. On prend : $r = 0,5 \text{ m}$.

➤ **La station de pompage SP1 (Sidi Amar) :**

$$\nabla_{\min} = 55 \text{ m};$$

$$\nabla_{\text{axe}} = 55 + 2,62 - 0,5$$

$$\nabla_{\text{axe}} = \mathbf{57,13 \text{ m.}}$$

➤ **La station de pompage SP2 (Menaceur) :**

$$\nabla_{\min} = 98 \text{ m};$$

$$\nabla_{\text{axe}} = 98 + 2,82 - 0,5$$

$$\nabla_{\text{axe}} = \mathbf{100,31 \text{ m.}}$$

V.13. Choix du type de bâtiment

Pour le choix de type de bâtiment on utilise le tableau V.5 :

Tableau V.5: Choix du type de bâtiment

Paramètres	Type de bâtiment.			
	type bloc	bâche sèche	bâche mouillée	de surface.
Q (m ³ /s).	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe.	Axiale : Horizontale Verticale	Pompes centrifuges	Axiale : Verticale	Pompes centrifuges.
h_a^{ad} (m).	< 0	< 0 ; > 0	< 0 ; > 0	> 0
Variation de plan D'eau (m).	1 ÷ 2	1 ÷ 3	1	Importante.

- Pour les deux station de pompage on a un débit inférieur à 1,5m³/s ,donc on opte à une station de pompage de type « surface »

V.13.1.Modalité de construction du bâtiment :

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

Il est recommandé de prendre :

- la hauteur de station de pompage normalisée
(Hb : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)
- La longueur du bâtiment $L_b = 3, 6, 18, 21, 24$ m.....
- La distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12..).

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

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

- Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m;
- Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de $l > 2$ m.
- Dimensions des portes 3×3 ; $3,6 \times 3,6$; 4×3 ; $4,2 \times 4$; $4,8 \times 5,4$
- La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

IV.13.2. Calcul génie civil :

- 1. Epaisseur des murs du bâtiment : on prévoit des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elles d'un vide de 10 cm, donc l'épaisseur du mur sera de 30 cm.
- 2. La hauteur du bâtiment:

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \quad (\text{V-11})$$

Avec :

h_5 : Distance verticale $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

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

$h_{\text{socle}} = (0,3 \div 0,5)$ m on prend $h_{\text{socle}} = 0,4$ m

h_p : Hauteur de la pompe est égale à 288 mm = 0,288 m

$h_5 = 0,288 + 0,5 + 0,4 = 1,19$ m

h_6 : Hauteur réservée à l'homme.

$h_6 = 2,2$ m

h_7 : Hauteur de chariot

$h_7 = 0,3$ m

h_8 : Hauteur réservée aux formes profilées

$h_8 = 0,8$ m

h_9 : Hauteur de sécurité

$h_9 = 0,5$ m

Donc :

$$H_b = 1,19 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 4,99 \text{ m} \quad H_b = 5,5 \text{ m}$$

- 3. la longueur du bâtiment :

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p.L + l_{int} + l_{p.f} + l_r + l_b \quad (\text{V-12})$$

Avec :

n_p : n: nombre de pompes (tenant compte de la pompe de secours) ;

L_p : longueur pompe et celle du moteur :

La station de pompage SP1 :

$$L_p = (1420 + 1868) = 3288 \text{ mm} ;$$

La station de pompage SP2 :

$$L_p = (1600 + 2260) = 3860 \text{ mm} ;$$

l_{int} : Distance entre deux pompes voisines; $l_{int} = (0,8-1,2)$ m ; on prend: $l_{int} = 1,2$ m

$l_{p.f}$: Longueur de la plate forme $L_{p.f} = 3$ m;

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

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

➤ **La station de pompage SP1 :**

$$L_b = 3 * (3,288) + 1,2 + 3 + 4 + 3 = 17,79 \text{ m}$$

$$L_b = 18 \text{ m}$$

➤ **La station de pompage SP2 :**

$$L_b = 2 * (3,860) + 1,2 + 3 + 4 + 3 = 18,92 \text{ m}$$

$$L_b = 19 \text{ m}$$

- 4. La largeur du bâtiment :

$$l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s \quad (\text{V-13})$$

s : épaisseur du mur $s = 0,3$ m.

l_1 : distance entre le mur et le premier organe 30 cm.

l_2 : distance entre les tubulures 20 cm.

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration.

$$l_3 + l_4: l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c + l_j.$$

l_p : longueur de pompe

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement $l_{tr} = 2 * D_r$

l_{tasp} : longueur de la tubulure d'aspiration $l_{tasp} = 2 * D_a$

l_c : longueur du convergent = 0,48 m.

l_j : longueur des joints.

➤ **La station de pompage SP1 :**

Donc :

$$l_b = 2 * 0,3 + 0,3 + 0,2 + 3,288 + 0,6 + 0,6 + 0,48 = 6 \text{ m}$$

$$l_b = 6 \text{ m}$$

➤ **La station de pompage SP2 :**

$$l_b = 2 * 0,3 + 0,3 + 0,2 + 3,86 + 0,6 + 0,5 + 0,48 = 5,98 \text{ m}$$

$$l_b = 6 \text{ m}.$$

- 5. DIMENSIONS DES PORTES :

*porte principale : 4,2*3,2

*porte secondaire: 2,2*1,2

- 6. Dimensionnement des fenestres: Il faut avoir un éclairage de surface de (10,15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique. On prend 12,5%
Les dimensions d'une fenêtre est de : 1,4*2,2

Donc on calcul le nombre de fenêtres nécessaire par la formule suivante :

$$N = \sum S_f / S$$

➤ La station de pompage SP1 :

$$N = \frac{0,125 * 6 * 18}{1,4 * 2,2} \rightarrow N = 5$$

➤ La station de pompage SP2 :

$$N = 5$$

- 7. Dimensionnement des marches d'escalier :

Hauteur : 17 cm

Largeur : 30 cm

Pente : 1/1,75

Tableau V.6 : récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Station de pompage	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur des murs (m)	Fenêtres (m ²)	portes	
						Principales (m ²)	Secondaires (m ²)
SP1	18	6	5,5	0,3	1,4*2,2	2,2*1,2	2,2*1,2
SP2	19	6	5,5	0,3	1,4*2,2	2,2*1,2	2,2*1,2

Après le dimensionnement de la station de pompage on a remarqué que la longueur est très long par rapport à la largeur, alors on propose de modifier ces derniers de telle façon à respecter les dimensions entre les différents équipements à l'intérieure et la réalisation d'une station de type semi enterré :

- La salle des machines dans la partie inférieure.
- Les bureaux des exploitants sont dans la partie supérieure.

Les nouvelles dimensions sont :

- La longueur 8,5m.
- La largeur 5m.
- La hauteur 6,5m.

V.14. Equipements auxiliaires et moyens de protection :

Les équipements de protection sont :

- Un ballon anti-coup de bélier.
- Un système de drainage : eaux de fuites, débit de fuite, infiltration s'écoulent gravitairement vers un puisard. Les eaux récoltées dans le puisard sont évacuées par une pompe vers le réseau d'égout.
- Système d'incendie : en plus de la pompe d'incendie (17l/s), on prévoit des extincteurs et une pompe pour maîtriser un éventuel départ de feu à l'intérieur de la station.
- Un système de levage dans notre cas un palan pour soulever des charges supérieures à une tonne.

Conclusion :

On a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontales type CAPRARI pour la station de pompage. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tout en tenant compte l'effet de la cavitation, donc nous sommes astreints de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

VI. Introduction :

La protection contre le régime transitoire doit être effectuée pour les canalisations en contact avec la terre et fonctionnent en refoulement ou en charge à écoulement gravitaire, dans le cadre de ce chapitre, Nous allons étudier d'une manière succincte ce phénomène, son comportement physique, les risques qu'il présente, les moyens de protections et enfin un dimensionnement du réservoir d'air et l'application de la loi de manœuvre pour certains tronçons de notre réseau.

VI.1. Définition :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

VI.2. Les causes du coup de bélier :

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

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

VI.3. Les conséquences du coup de bélier

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

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

a) 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).

b) Cas de dépression

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

c) Fatigue de la canalisation

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

VI.4. Description des phénomènes physiques

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

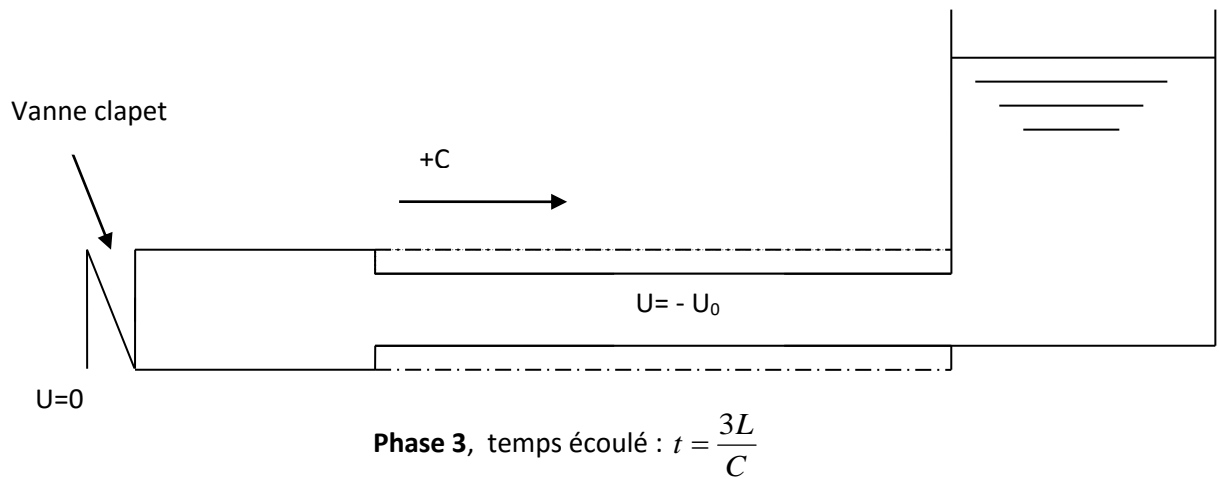
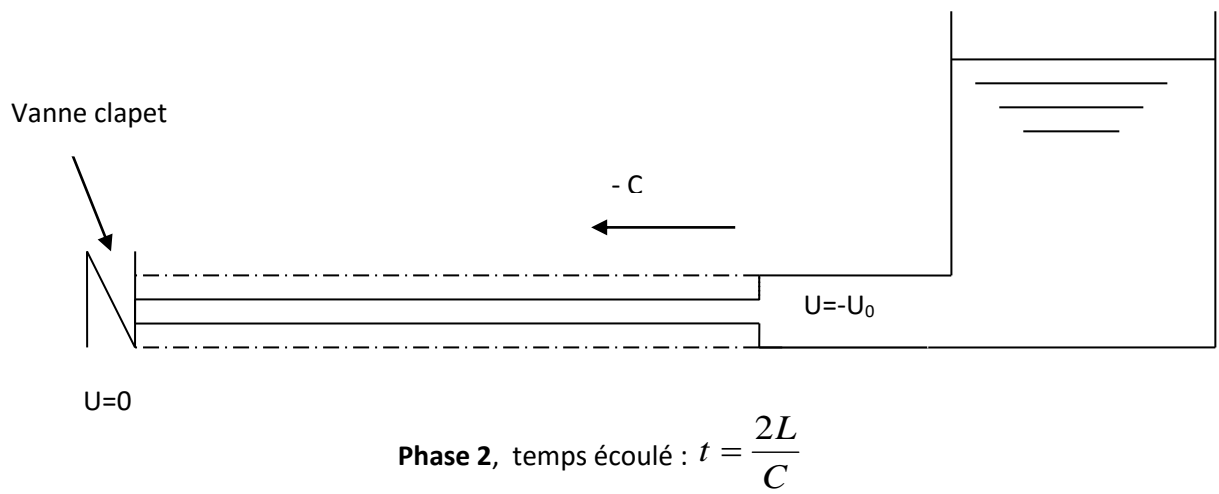
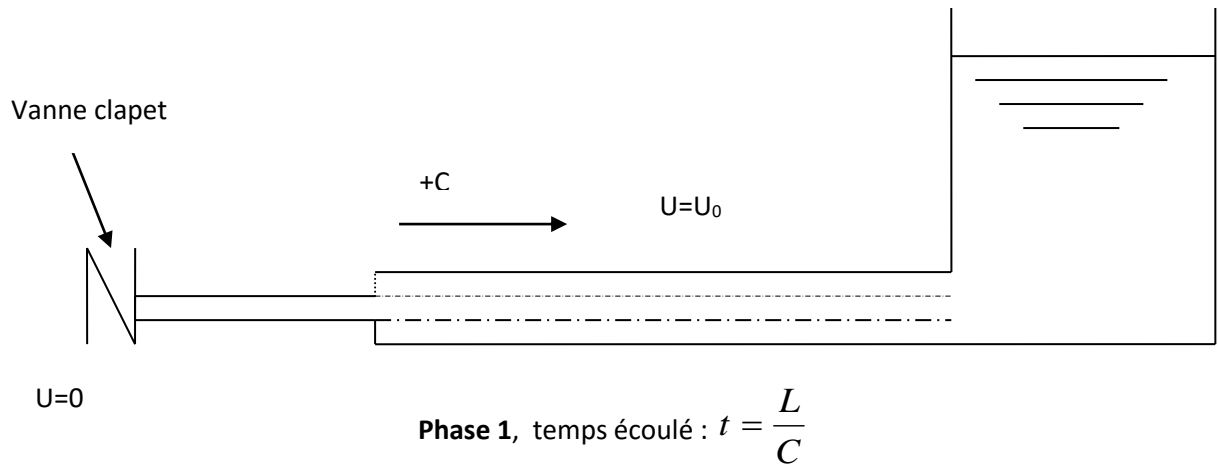
- **Phase 01:** Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par C . Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{C}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

- **Phase 02 :** Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{C}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{C}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

- **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 $\frac{L}{C}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{C}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

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

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{C}$



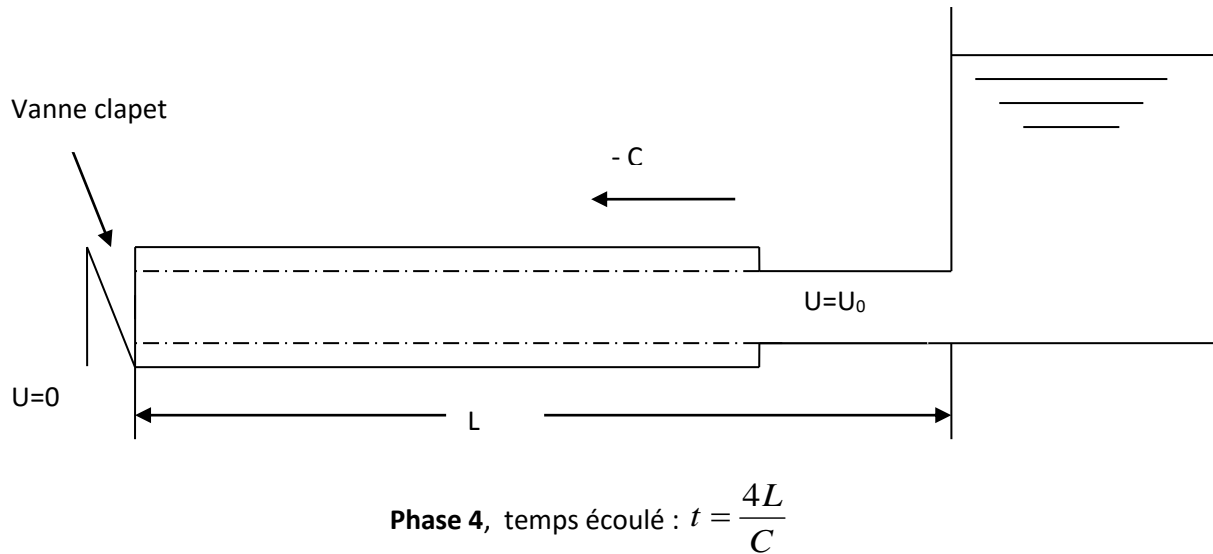


Figure VI.1 : Les quatre étapes d'un cycle de variation de pression.

VI.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

VI.5.1 Réservoirs d'air : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

VI.5.2 Cheminée d'équilibre : A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

VI.5.3 Soupape de décharge : C'est 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 libre, 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.

VI.5.4 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.

VI.6. dimensionnement des réservoirs d'air :

Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~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 de refoulement.

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

Avec :

C : Célérité en [m/s]

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³

e_m : Epaisseur de la conduite (m) ; (voir annexe 4)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m=0,3$ (fonte)

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

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite; $E_m = 1,10^{11}$ Pascal

E_s : Module de Yong du sol considéré $E_s = 2,10^8$ Pascal

- La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VI.2})$$

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

g : l'accélération de pesanteur.

- La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

- La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

$$D'o\grave{u} : \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe 5})$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{VI.3})$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

➤ **La station de pompage SP1 (Sidi Amar) :**

La station de pompage SP1 refoulera sur deux conduites en parallèle , donc on doit dimensionner pour chacune d'elles un réservoir d'air qui servira à la protection de la conduite.

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Application :

Les données de base :

Tronçon	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1-RV500	Fonte	300	0,071	1,21	1210	146
SP1-SP2	Fonte	300	0,071	1,41	1140	146

◆ **Calcul de la célérité d'onde C**

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

Tableau VI.1: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement

Tronçon	K (Pa)	ρ (kg/m ³)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
SP1-RV750	$2,07 \times 10^9$	1000	0,150	0,3	0,33	2×10^8	1×10^{11}	0,0072	1089,6
SP2-SP1	$2,07 \times 10^9$	1000	0,150	0,3	0,33	2×10^8	1×10^{11}	0,0072	1089,6

◆ **Calcul de la capacité de réservoir d'air :**

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

Tableau VI.2 : Calcul de volume de réservoir d'air

Tronçon	Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	g (m/s ²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (litre)	U_{max} (litre)
SP1-RV750	156	289,29	1,2	9,81	0,073	$4,7 \cdot 10^{-4}$	$2,3 \cdot 10^{-3}$	0,6	1975,9	333
SP1-SP2	156	293,72	1,24	9,81	0,78	$5 \cdot 10^{-4}$	$3,2 \cdot 10^{-3}$	0,58	3203	448

Les volumes normalisés sont : $U_{max}=333L \rightarrow U_{nor}=400L$

$U_{max}=448L \rightarrow U_{nor}=500L$

➤ **La station de pompage SP2 (Menaceur) :**

Tableau VI.1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement

Station de pompage	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP2	Fonte	350	0,096	1,25	11000	138

◆ **Calcul de la célérité d'onde C**

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

Tableau VI.3: Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement

Station de pompage	K (Pa)	ρ (kg/m ³)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
SP2	$2,07 \cdot 10^9$	1000	0,150	0,3	0,33	$2 \cdot 10^8$	$1 \cdot 10^{11}$	0,0072	1089,6

◆ **Calcul de la capacité de réservoir d'air**

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

Tableau VI.4 : Calcul de volume de réservoir d'air

Station de Pompage	Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	g m/s ²	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L \times S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (litre)	U_{max} (litre)
SP2	148	292,39	1,3	9,81	0,086	$5,8 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-3}$	0,57	2730	4789

$$U_{max} = 4789L \text{ donc } U_{normalisé} = 5000 L$$

VI.7.Installation du réservoir d'air :

Vu ses dimensions, le réservoir d'air sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de Pompage (pour les deux station de pompage) afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

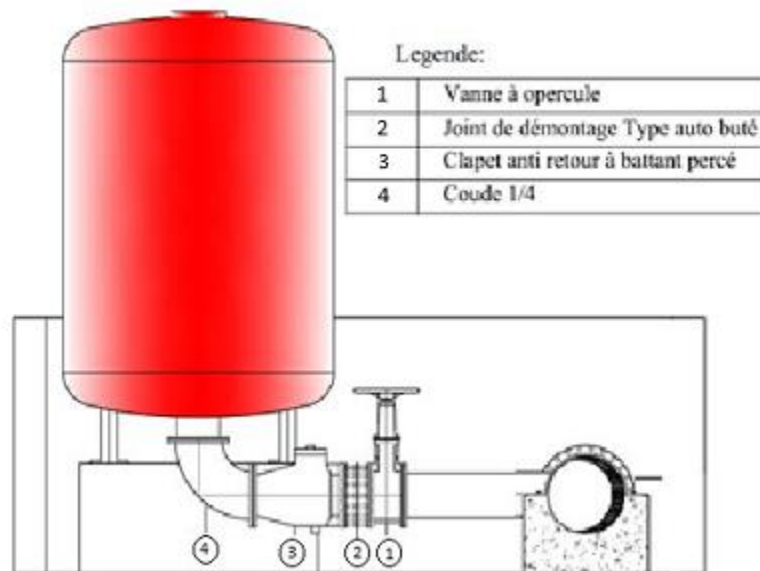


Figure VI.2. : Schéma d'installation du réservoir d'air

Pour assurer la protection de la station de pompage contre le coup de bélier nous allons installer des réservoirs d'air selon le catalogue hydrofort CHARLATTE à savoir :

- SP1 : 1 réservoir d'air de capacité 400 litres,
1 réservoir d'air de capacité 500 litres.

Les deux réservoirs d'air sont placés l'un à côté de l'autre au pré de la station de pompage.

- SP2 : 1 réservoir d'air de capacité 5000 litres.

VI.8. Protection des conduites contre la corrosion**Définition :**

La corrosion c'est l'attaque du métal due à des facteurs extérieurs, en liaison avec la nature du sol et des installations électriques au voisinage des canalisations d'alimentation en eau (corrosion externe), ou soit avec la nature d'eau transportée (corrosion interne).

VI.8.1. Facteurs de la corrosion :

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO₂ et H₂S, pratiquement, si le PH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion, il faut augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion.
- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiel différent seraient constamment attaquées si une protection n'était pas envisagée.
- La vitesse de l'eau : L'excès de vitesse de l'eau dans les conduites, peut contribuer à la destruction du précipité calcique protecteur, il provoque une détérioration des canalisations.
- L'homme a sa part de responsabilité dans la détérioration des canalisations, en effet, il intervient :
 - Dans la qualité de la conduite et le choix du remblai.
 - La mauvaise installation des joints qui perturbe la circulation de l'eau.
- Hétérogénéité du terrain : La traversée des terrains des natures différentes par une conduite, peut être influencée sur la corrosion de cette dernière. Ceci induit à des différents électrolytes ; et la différence de potentiel du métal par rapport à cet électrolyte va varier. D'où la corrosion de la conduite va se déclencher.
- Hétérogénéité du métal : L'assemblage des métaux des natures différentes peut aussi encourager la corrosion. Etant donné que le potentiel de ces métaux est différente, il peut s'établir par conséquent, une circulation d'électrons à l'intérieur de métaux surtout au niveau de leur liaison, le courant électrique ainsi établi, sort du métal en direction d'électrolyte et le métal se corrode.

VI.8.2. Corrosion externe :

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des

Canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

VI.8.3. Corrosion interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations. Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses.

L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée

VI.8.4. principaux types de protection contre la corrosion extérieure

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène



Figure VI.3: Installations de tuyaux recouverts d'une protection en polyéthylène

VI.8.5. principaux types de protection contre la corrosion intérieure

- Revêtement intérieur au mortier de ciment
- Revêtement intérieur en polyuréthane

Conclusion

A travers ce chapitre nous avons vu comment évoluer un régime transitoire après une rupture d'une pompe, ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin nous avons vu comment calculer la surpression dans une conduite adduction en refoulement dont :

-dimensionner le réservoir d'air par la méthode de Vibert dans une conduite de refoulement.

Nous avons choisi la méthode de Vibert pour les raisons suivantes :

- C'est une méthode graphique simplifiée pour la détermination du volume d'air.
- Valable pour les petites installations.
- Abstraction des pertes de charge dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

. Pour la corrosion nous avons adopté une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assurant la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs.

VII. INTRODUCTION :

La pose de canalisation représente une étape très importante pour la stabilité de celle-ci qui devra s'abriter pendant des années. Selon le tracé choisi qui suit l'itinéraire de tracé déjà existant puisqu'il s'agit d'un renforcement et, dans le but de sécuriser le système (avarie), nous allons prendre en considération tous les cas qui pourront se présenter dans notre projet afin d'éclairer à l'entreprise tous les obstacles qui risquent d'être confrontés pour mieux les gérer par la suite. Le sol est en général ordinaire et ne nécessite pas de gros œuvres malgré l'existence des pentes et des contre pentes plus ou moins importantes.

VII.1. Pose des canalisations**VII.1.1. Le Principe de pose des canalisations :**

La manutention des tuyaux de toute espèce doit se faire avec les plus grandes précautions. Les tuyaux sont posés directement sur le sol ou dans le fond des tranchées, il convient d'éviter de les rouler sur les pierres ou en sol rocheux, sans avoir constitué au préalable, des chemins de roulement.

Tout tuyau qu'aurait subi une fausse manœuvre doit être considéré comme suspect et ne peut être posé qu'avec une nouvelle vérification. Au moment de leur mise en place, les tuyaux de toute espèce sont examinés (présence de fissures) et soigneusement débarrassés de tous corps étrangers qui pourraient y avoir été introduits.

Les tuyaux sont présentés bien dans le prolongement les uns des autres en facilitant leur alignement au moyen de cales provisoires qui sont également disposées aux changements de direction. Ces cales sont constituées à l'aide de mottes de terre bien tassées ou de coins en bois. Le calage provisoire au moyen de pierres est rigoureusement interdit

La profondeur de la tranchée sera suffisante pour obtenir la couverture minimum exigée. En terrain meuble, les tuyaux seront posés directement sur le fond de la tranchée soigneusement préparé. En terrain dur, les tuyaux seront posés sur un lit de pose de matériaux (sable).

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

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

VII.1.1.1 Pose en terre : pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

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

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

VII.1.1. 2Pose en mauvais terrains

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

VII.1.1.3 Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables). Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

VII.1.1.4 Pose en pente :

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, lès deux techniques pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VII.1.1.5 Traversée de rivière :

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

o Conclusion :

Notre zone d'étude présente un terrain accidenté, ainsi le projet prévoit la traversée des voies de communication suivantes :

- Routes nationales : le projet traversera la route nationale N67 juste après le pont qui se trouve au sud de la station de traitement, de ce fait Au niveau de la traversée de la voie express la

conduite est en fonte ductile protégée dans un fourreau en béton armé, repose sur un lit de sable de 30cm, de part et d'autre de la traversée un regard pour le raccordement des conduites est projeté.

VII.2. Accessoires

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

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

VII.2.1. Vannes de sectionnement :

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

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

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

b) Les vannes à clapets de non-retour : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. elles sont installées sur les conduites de refoulement.

c) Les vannes de réduction de pression : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée

- robinet-vanne
- robinet à papillon
- vanne à clapet de non-retour
- vanne de réduction de pression

Remarque

Dans notre cas, on prévoit d'installer:

Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement. On prévoit aussi deux vannes de sectionnement DN300 avec joint de démontage seront prévues sur le tronçon en question de la conduite de refoulement.

- La première pour le raccordement avec la conduite en DN300 de la SDEM de FOUKA vers SIDI AMAR et la SP2 MENACEUR.
- La deuxième à l'arrivée à la bache de stockage située à l'intérieur de la station de traitement .

Ces vannes seront installées dans un regard à construire.

Les vannes d'isolement type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VII.2.2 Ventouses :La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

a) Rôles de la ventouse

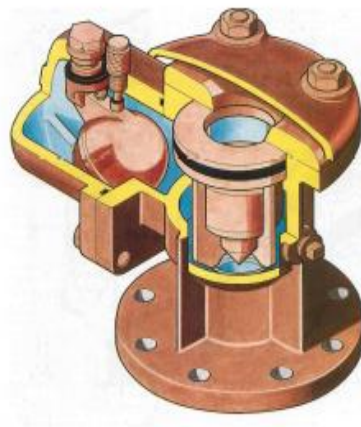
La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts

b) Types de ventouses

Il existe deux types de ventouse :

Ventouse simple.

Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure VII.1: Les différents types de ventouses

VII.2.3. Vidange

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

VII.2.4. Clapet anti retour

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

VII.2. 5.Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

1) Coudes

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

2) Cônes

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

3) Tés

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

4) Joints

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

VII.2.6.By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

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

VII.2.7.Crépines

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

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

VII.2.8.Organes de mesure**VII.2.8.1.Mesure de débit**

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisque une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. Or, la vitesse varie avec en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement.

Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, on peut déterminer le débit.

- Le diaphragme
- Les venturis
- La tuyère

VII.2.8.2.Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- Manomètres à aiguilles
- Manomètres à soufflet

VII.3.Essais de pression et d'étanchéité d'adduction :

Toute conduite à écoulement en charge subit des essais de pression et en conséquence d'étanchéité .le principe est le même pour les adductions en charge par refoulement ou en gravitaire, néanmoins les normes de pression diffèrent. En refoulement, la pression d'essai est de l'ordre de 1.8 fois la pression de service et de 1,5 fois la pression en cas gravitaire.

VII.3.1.Mode opératoire :

La conduite, soit en refoulement ou en gravitaire, est sectionnée en tronçons d'une longueur environ de 400 m par les robinets de sectionnement dotés de by pass et vidange (voir accessoires). Le remplissage en eau se fait progressivement (1/10 du débit de fonctionnement) pour chaque tronçon isolé à ses deux extrémités par les robinets jusqu'à atteindre la pression voulue en fonction des cas. Pour la bonne étanchéité, nous attendons environ 30 mn, la variation de la pression ne doit pas dépasser 0,1 bar. Nous devons vérifier l'étanchéité au niveau des joints surtout.

VII.3.2 La mise en eau des adductions :

La mise en eau doit se faire tronçon par tronçon avec un débit fractionné (1/10) de façon progressive. Cette technique permet de protéger les appareils accessoires contre les chocs provoqués par l'eau (surtout les ventouses). Une fois le tronçon rempli, nous passons au remplissage du 2^{ème} tronçon en série à travers le by-pass reliant les deux tronçons en court-circuitant le robinet vanne qui reste fermé. et Ainsi de suite.

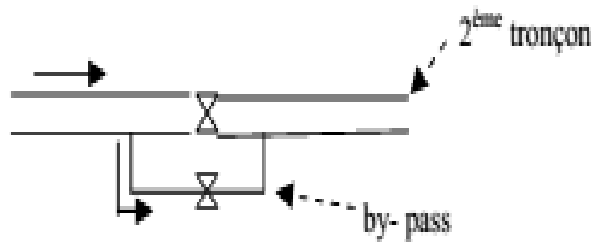


Figure 7 : schéma représentant la mise en eau

Conclusion :

Dans ce chapitre deux étapes ont été abordées, la pose de canalisation et l'emplacement des accessoires. Le tracé de l'adduction choisi techniquement nous a permis d'avoir une pose de canalisation avec moins de contraintes et d'obstacles et également moins de surprofondeurs. Afin de faciliter l'accès et la gestion de cette adduction, le tracé retenu est en bordure des chemins et routes. Les accessoires énumérés dans ce chapitre sont nécessairement utiles pour le bon fonctionnement de l'adduction. Ils contribuent à leur bonne gestion et la sécurité du système vu que les diamètres et les débits sont importants. Néanmoins ces appareils accessoires exigent une fréquence d'entretien adéquate en fonction de la qualité de l'eau véhiculé et les pressions engendrées.

VIII. Introduction :

L'objet fondamental de ce chapitre, est d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins et de successions des tâches qui influent sur le coût du projet et son délai d'exécution et envisager la protection et sécurité du travail a une importance non négligeable tant du point de vue économique que social. Au cours des dix dernières années, le nombre des accidents du travail dus au matériel et engins de terrassement a été réduit de moitié.

VIII.1. Différents travaux à entreprendre :**VIII.1.1. Travaux concernant l'adduction**

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

- Pose du lit de sable

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

- Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

- Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

- Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

- Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VIII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.

- Coulage du béton pour les demi poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

VIII.2.Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VIII.2.1.Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers
Sachant que :

$$S_{exc} = b * h \quad (\text{VIII.1})$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \quad (\text{VIII.2})$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

VIII.2.1.1.La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{VIII.3})$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

VIII.2.1.2.Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

Tableau VIII.1: Calcul du volume du déblai de l'adduction

D mm	L (m)	b (m)	Htr (m)	S_d (m ²)	V_d (m ³)
250	1200	0,85	1,4	1,19	1428
2 * 300	2030	1,4	1,45	2,03	4120,9
300	10000	0,9	1,45	1,305	13050
Volume total du déblai (m³)					18598,9

VIII.2.2.Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad (\text{VIII.4})$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, $e = 15$ cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VII.2)

Tableau VIII.2: Calcul du volume du lit de sable

D mm	L (m)	b (m)	e (m)	V (m ³)
250	1200	0,85	0,15	153
2 *300	2030	1,4	0,15	426,3
300	10000	0,9	0,15	1350
Volume total du lit de sable total (m3)				1929,3

VIII.2.4.Volume de la conduite :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{VIII.5})$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VIII.6})$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Tableau VIII.3: Calcul du volume des conduites

D mm	L (m)	S_c (m ²)	V_c (m ³)
250	1200	0,0490625	58,875
2 *300	2030	0,1413	286,839
300	10000	0,07065	706,5
Volume total (m3)			1052,214

VIII.2.3.Remblais compacté :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VIII.7})$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

$$A.N : V_r = 18598,9 - 1929,3 - 1052,214 = 15617,39 \text{ m}^3$$

$$V_r = 15617,39 \text{ m}^3$$

VIII.3.Choix des engins de terrassement :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics.

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

VIII.3.1.Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.



Figure VIII.1 : Pelle hydraulique

VIII.3.2. Bulldozer :

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneu. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).



Figure VIII.2 : Bulldozer

VII.3.3.Chargeur :

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VIII.3: Chargeur

VII.3.4.Compacteur :

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VIII.4 : Compacteur

VIII.4. Planification des travaux :**VIII.4.1. Planification des travaux de l'adduction :**

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaboré en 1958 par les Américains.

VIII.4.2. Définitions des tâches et leurs durées :

Lors de la planification chaque tâche est caractérisée par son temps de réalisation, ce dernier est en fonction du rendement de l'engin.

VIII.4.2.1. Calcul du rendement d'exploitation de la pelle choisie :

A travers le volume du délai calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tableau VII.4: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

Volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10 000	≥10 000	>20 000	>100 000
Capacité du godet (m ³)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

Comme le volume total est supérieur à 10 000 m³, nous optons pour une pelle avec une capacité du godet égale à 0,6 m³.

○ **Rendement d'exploitation de la pelle choisie :**

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 * q * K_R * K_t}{T_c * K_f}$$

Avec :

q : capacité du godet 0,6 m³.

K_R : coefficient de remplissage du godet K_R = 0,8 - 0,9 , nous prenons K_R = 0,8

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du

Conducteur: K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8

K_f : coefficient de foisonnement du sol K_f = 1,2.

T_c: la durée d'un cycle de remplissage du godet T_c= (15-30) s, nous prenons T_c= 20 s.

$$R_p = \frac{3600 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,8}{20 \cdot 1,2} = 48 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\rightarrow R_p = 1152 \text{ m}^3/\text{j}$$

VIII.4.2.2. La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V(\text{m}^3)}{R_p \left(\frac{\text{m}^3}{\text{j}}\right)} = \text{jours}$$

V : volume du sol excavé (m³).

R_p: capacité du godet en jour (m³/jour)

$$T = \frac{18598,9}{1152} = 25 \text{ jours}$$

Elaboration du réseau selon la méthode CPM

Les principales tâches sont:

- Excavation de la tranchée - EX
- Lit de sable - LS
- pose de conduite - PC
- Remblais – R
- Compactage – C

Donc le réseau a nœud de ces tâche est représenté comme suit :

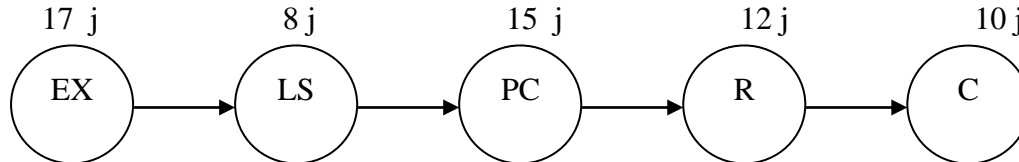


Figure VIII.5 : réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier

Remarque :

La durée totale des travaux de l'adduction est de 51 jours=1mois21jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

VIII.5. Protection et sécurité du travail :

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations).

Les causes fréquentes des accidents travail sont :

- Mauvaise conception des engins
- Catachèse : utilisation d'une machine en dehors de ses limites ou de l'usage pour lequel il est prévu
- Contraintes de la tâche, rendement
- Défaut d'organisation générale du travail
- Manque d'information sur l'état du système
- Facteurs liés au groupe : le taux d'accident de travail peut être considéré comme un indice de tension entre le personnel et l'entreprise
- Défaut de formation technique.

VIII .5.1. Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

VIII.5.1.1- Les partenaires de la prévention

- Dans l'entreprise :
 - Le chef d'entreprise est le seul responsable de la sécurité
 - Le service médical : médecin du travail, infirmières du travail, technicien hygiène et sécurité
 - Le service de sécurité dans les grandes entreprises.
 - Le comité d'entreprise et les délégués du personnel.
- En dehors de l'entreprise
 - Le service de prévention
 - Les comités techniques régionaux qui ont un pouvoir financier,
 - Les instituts de médecine du travail et les consultations de pathologie professionnelle
 - L'inspection du travail,
 - Certains organismes agréés par le ministère du travail.

VIII.5.1.2. Prévention technique

- Prévention collective

Les moyens possibles sont nombreux :

- Prévention.
- Entretien des engins
- Contrôle et certification de conformité des engins.

-La signalisation dans l'entreprise doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons).

-Contrôle régulier du fonctionnement et entretien des systèmes de sécurité.

-Amélioration des techniques de travail.

-Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièremment, ambiance thermique)

-Contrôle des matériaux.

-Affichage des consignes de sécurité et du règlement intérieur de l'entreprise.

- Prévention individuelle :

Elle ne supprime pas le risque mais elle permet au travailleur de le connaître, de l'éviter ou de s'en protéger. Elle repose sur la formation et les protections individuelles.

- Prévention médicale :

Examen clinique, éventuels examens complémentaires :

Le médecin du travail doit s'attacher à dépister les contre-indications médicales à certains postes lors de la visite d'embauche et des visites systématiques, comme par exemple :

-postes dangereux comportant un risque pour le salarié avec une législation particulière.

-poste de sécurité avec risque pour le travailleur ou pour les autres salariés, recherche d'épilepsie, diabète, problème cardiaque, examen psychotechnique...

En aucun cas, le médecin du travail ne doit accepter un risque grave pour le travailleur lui-même et pour son entourage.

- Information du salarié par le médecin du Travail :

Elle porte :

-sur les risques encourus et les précautions à prendre. Cette information doit précéder la prise de poste et être renouvelée régulièrement à chaque visite médicale ou lors de la visite des lieux de travail.

-sur les résultats des analyses biologiques de surveillance, lors de l'exposition à des risques particuliers (plomb, benzène, rayonnements ionisants...). Le salarié doit être également informé des mesures de prévention et des contrôles effectués dans les locaux de travail.

- Prévention pour les conducteurs d'engin :

- Lire la notice d'utilisation de l'engin.

-Déterminer l'ordre des opérations en respectant les plans et cahiers des charges.

-Contrôler la machine avant et après démarrage.

-Adapter l'équilibre de l'engin et la tâche (creuser, saisir, lever, pousser, charger).

-Déblayer le terrain.

-Procéder au nivellement selon les situations dans toutes les dimensions (cotes) définies.

-Creuser des tranchées selon les indications topographiques.

-Remblayer à la surface ou en profondeur (une fouille).

-Réaliser un talus d'après des gabarits.

-Remplir une fiche technique d'intervention.

-Prendre les mesures de sécurité assurant la protection individuelle et collective.

-Assurant la maintenance de premier niveau des outils et du matériel.

Conclusion :

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- La durée du projet qui est de 240 jours.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès techniques et scientifiques, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

Conclusion générale

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable des communes Sidi Amar et Menaceur qui se situent à l'ouest de la wilaya de Tipaza .

Au cours de ce présent travail, nous avons cernés les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir :

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- La répartition de l'eau et son acheminement vers les localités Concernées.

Après l'étude de ce projet on a projeté :

- Une conduite d'adduction gravitaire véhiculant un débit de 58 l/s vers la station de pompage projetée SP1.
- Une 1^{ère} station de pompage SP1 située à l'intérieur de la station de traitement des eaux de barrage de Boukerdane installée en charge refoule un débit de 195 l/s avec une Hmt=170 m.
- Deux conduites d'adduction en parallèles, la 1^{ère} refoulera vers les réservoirs d'alimentation dans la ville de Sidi Amar et la 2^{ème} refoulera vers la 2^{ème} station de pompage projetée. Le diamètre des deux conduites est de 300mm.
- Un réservoir de capacité 500m³ pour l'alimentation en eau potable de la ville de Sidi Amar calé à une côte de 203m.
- Une 2^{ème} station de pompage installée en charge refoule un débit de 108l/s avec une Hmt=195m.
- Une conduite de refoulement de diamètre 350 mm avec un linéaire de 11000m, alimentera le réservoir projeté de la ville de Menaceur.
- Un réservoir de capacité 625m³ pour l'alimentation en eau potable de la wilaya de Menaceur calé une côte de 240 m.

Afin de protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier, nous avons projeté des réservoirs d'air.

Au long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vannes de vidange au niveau des points bas, ainsi on a prévu l'installation des vannes de sectionnement dans le but de mieux exploiter le réseau .

Ce projet de fin d'étude nous a permis de découvrir le monde professionnel par la réalisation d'une telle étude à partir des données réelles.

Tout en espérant que cette étude permettra de résoudre le maximum de problèmes rencontrés que ce soit à court, moyen et long termes des deux villes.