

Higher National School of Hydraulic

The Library

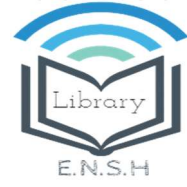
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'adduction a partir du barrage Zhor pour
l'alimentation en eau potable de cinq communes de la wilaya de
Skikda.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0019-15

APA Citation (توثيق APA):

Sterrahmane, Yahia Borhane Eddine (2015). Etude de l'adduction a partir du
barrage Zhor pour l'alimentation en eau potable de cinq communes de la wilaya de
Skikda[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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.



DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Alimentation En Eau Potable

THEME :

**Etude de l'adduction à partir du barrage Z'hor pour
l'alimentation en eau potable de cinq communes de la
wilaya de Skikda**

Présenté par :

M^r : STERRAHMANE Yahia Borhane Eddine

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r KHOUDJET-KESBA Omar	Professeur	Président
M ^r HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Examineur
M ^r DJELLAB Mohamed	M.C.B	Examineur
M ^{me} BERBACHE Sabah	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} MOKRANE Wahiba	M.A.A	Promotrice

Juin 2015

REMERCIEMENTS

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour faire ce modeste travail.

je tiens à exprimer toute ma reconnaissance envers ma promotrice M^{eme} MOKRANE Wahiba aussi bien pour ma copromotrice M^{elle} YAZID Lilya Nabila. Je ne sais comment remercier ces deux personnes autrement qu'en leur promettant d'agir comme eux avec des étudiants dans ma situation, si un jour l'occasion m'en est donnée.

Notre gratitude va particulièrement à tous nos enseignants de l'E.N.S.H.

Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à ma famille : Mes parents, ma sœur, mes frères et tous mes proches et amis, qui m'ont accompagné, aidé, soutenu et encouragé tout au long de la réalisation de ce mémoire.

STERRAHMANE.

À Karim ...

ملخص :

يهدف هذا المشروع إلى دراسة شبكة ربط تزويد شبكة المياه لكل من بلدية واد زهور، أولاد عطية، الزيتونة، خناق مايون و كينوا. من السد زهور (ولاية سكيكدة) .
هذه الدراسة تهدف إلى التعرف على جميع الهياكل والمعدات اللازمة لضمان وجود الإمدادات الكافية من المياه الشروب وتحسين قدرات الإنتاج، التوزيع وإدارة الموارد المائية للبلديات المذكورة سابقا.

Résumé :

Notre objectif consiste à étudier le réseau de l'adduction des communes OUED Z'HOR, OULED ATTIA, ZITOUNA, KHENAG MAYOUN et KENOUA, à partir du barrage de Z'HOR (wilaya de SKIKDA).

Cette étude vise à définir l'ensemble des ouvrages et équipements nécessaires pour assurer un approvisionnement adéquat en eau potable, pour améliorer les capacités de production, de distribution et de gestion des ressources hydriques des communes en question.

Abstract:

The present study aims to study the network of supply of the towns: OUED Z'HOR, OULED ATTIA, ZITOUNA, KHENAG MAYOUN and KENOUA from dam Z'HOR (wilaya of SKIKDA). It also aims to define the set of structures and equipment necessary to ensure an adequate supply of drinking water, to improve production capacity, distribution and management of water resources of the municipalities in question.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

Chapitre I: Présentation De La Zone D'Etude

INTRODUCTION	2
I.1 Localisation géographique	2
I.2 Relief géomorphologique	3
I.2.1 Zones des montagnes	3
I.2.2 Zones des plaines	3
I.2.3 Les piémonts.....	3
I.3 Structure administrative de la wilaya.....	4
I.4 Délimitation de zone d'étude	5
I.5 Sismicité de la wilaya de SKIKDA	5
I.6 Géologie	7
I.7 Climatologie	7
I.7.1 Précipitation	7
I.7.2 Température	7
I.7.3 Vent.....	8
I.8 Hydrogéologie	8
I.9 Ressources en eau souterraine.....	8
I.9.1 Puits	8
I.9.2 Forages.....	8
I.10 Ressources en eau superficielle.....	9
I.10.1 Barrage d'Oued Z'hor	9
CONCLUSION	10

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau

INTRODUCTION	11
II.1 Situation démographique selon le dernier recensement	11
II.2 Estimation de l'évolution de population	12
II.3 Evolution des besoins en eau potable	16
II.4 Evaluation de la consommation moyenne journalière	16
II.4.1 Choix de la dotation.....	16
II.4.1 Calcul les besoins moyens journaliers à l'horizon 2040	17
II.4.3 Calcul de la Consommation journalière maximal ($Q_{max, j}$)	23
CONCLUSION	25

Chapitre III: Etude D'Adduction

INTRODUCTION	26
III.1 Types des adductions.....	26
III.1.1 Adduction gravitaire	26
III.1.2 Adduction par refoulement.....	26
III.1.3 Adduction mixte.....	26
III.2 Adduction et types d'écoulement	27
III.2.1 Ecoulement à surface libre.....	27
III.2.2 Ecoulement en charge	27
III.3 Etude des variantes.....	27
III.3.1 Variantes I.....	27
III.3.2 Variantes II	28
III.3.3 Choix de variante.....	29
III.4 Choix du matériau des conduites	29
III.6 Calcul hydraulique	30
III.6.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement.....	30
III.6.2 Calcul des diamètres économiques des conduites gravitaires.....	33
III.6.3 Application numérique.....	35
CONCLUSION	56

Chapitre IV: Etude Des Réservoirs

INTRODUCTION	57
IV.1 Fonctions des réservoirs.....	57
IV.2 Prescriptions sanitaires	57
IV.3 Classification des réservoirs	58
IV.4 Équipement des réservoirs.....	58
IV.5 Dispositifs de régulation.....	59
a. Robinets à flotteurs.....	59
b. Robinets automatiques de remplissage.....	60
IV.6 Capacité des réservoirs	60
a. Méthode analytique	61
b. Méthode graphique	62
IV.7 Dimensionnement des réservoirs.....	63
IV.7.1 Calculer le coefficient de dimensionnement (A)	63
IV.7.2 Réservoir de stockage.....	65
IV.7.3 Forme des réservoirs	72
IV.7.4 Réservoir Tampon.....	74

CONCLUSION	76
------------------	----

Chapitre V: Etude De Pompage

INTRODUCTION	77
V.1 Rôle de la pompe.....	77
V.2 Choix de la pompe	77
V.3 Couplage des pompes	78
V.3.1 Couplage en parallèle	78
V.3.2 Couplage en série.....	79
V.4 Choix de nombre de pompe	80
V.5 Courbe caractéristiques d'une conduite de refoulement	80
V.6 Caractéristiques de pompe	81
V.6.1 Vitesse spécifique	81
V.6.2 Point de fonctionnement des pompes.....	81
V.6.3 Type et mode de réglage.....	82
V.7 Étude de la cavitation.....	83
V.8 Application numérique.....	85
V.8.1 Choix des pompes SP1.....	85
V.8.2 Choix des pompes SR2	90
V.8.3 Choix des pompes SR3	92
V.8.4 Choix des pompes SR4	95
V.8.5 Choix des pompes SR5	99
V.8.6 Dimensionnement du bâtiment STP1	101
V.8.7 Calculer le frais de pompage	102
CONCLUSION	104

Chapitre VI: Protection De Conduites

INTRODUCTION	105
VI.1 Définition	105
VI.2 Causes du coup de bélier.....	106
VI.3 Le risque dus aux coups de bélier	106
VI.3.1 Risque de surpression.....	106
VI.3.2 Pression négative	106
VI.3.3 Fatigues des conduites	106
VI.4 Moyen de protection contre le coup de bélier	107
VI.4.1 Les volants d'inertie	107
VI.4.2 Les soupapes de décharge	107
VI.4.3 Les réservoirs d'air.....	108

VI.4.4 Les cheminées d'équilibre.....	109
VI.5 Analyse physique du phénomène du coup de bélier	109
VI.6 Calcul de la célérité d'onde.....	112
VI.7 Tracé de la droite de pointe (a/gS)	112
VI.7.1 Cas de la montée	112
VI.7.2 Cas de la décente.....	112
VI.7.3 Valeur numérique du coup de bélier	113
VI.8 Choix du moyen de protection.....	114
VI.8.1 Etude de coup de bélier	114
VI.8.2 Interprétation des résultats obtenus	115
CONCLUSION	118

Chapitre VII: Organisation De Chantier

INTRODUCTION	119
VII.1 Les différents travaux sur chantier.....	119
VII.1.1 Implantation du trace des tranchées sur le terrain	119
VII.1.2 Nivellement de la plate-forme de pose	119
VII.1.3 Excavation des tranches.....	119
VII.1.4 Pose de la canalisation.....	122
VII.1.5 Aménagement du lit de pose.....	122
VII.1.6 Introduction de la canalisation.....	123
VII.1.7 Epreuve de joint et de canalisation	123
VII.1.8 Remblaiement des tranchées	123
VII.1.9 Calcul du volume des travaux de la station de pompage	123
VII.1.10 Détermination des volumes des travaux.....	124
VII.2 Engins	126
VII.3 Accessoires.....	128
VII.3.1 Robinets vannes	129
VII.3.2 Clapet anti retour	130
VII.3.3 Venteuses	131
VII.3.4 Mesure de pression	131
CONCLUSION	132
CONCLUSION GENERALE.....	133
RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE.....	
ANNEXE.....	

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation De La Zone D'Etude

Figure I 1 : Localisation géographique de la zone d'étude.....	2
Figure I 2 : Découpage administratif de la wilaya de SKIKDA.....	4
Figure I 3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie	6
Figure I 4: Précipitation moyenne mensuelle	7
Figure I 5: Température moyenne mensuelle	7
Figure I 6: La vitesse de vent.....	8
Figure I 7: Caractéristique de L'aménagement	9

Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau

Figure II 1: Evolution de la population.....	15
Figure II 2: Evolution de la consommation moyenne et maximale journalière	26

Chapitre III : Etude D'Adduction

Figure III 1: Le tracé en plan de la variante I	29
Figure III 2: Le tracé en plan de la variante II.....	31
Figure III 3.a: Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).....	31
Figure III 3.b: Problème d'écrêtement (implosion de la conduite)	31
Figure III 4.a: Le tracé en plan de la variante I (STR5 vers Réservoir SIOUANE).....	54
Figure III 4.b: Le tracé en plan de la variante I (Réservoir Tampon vers Picage 9)	55
Figure III 4.c: Le tracé en plan de la variante I (Picage 9 vers réservoir ZITOUNA)	56
Figure III 4.d: Le tracé en plan de la variante I (Picage 9 vers Picage 11).....	57
Figure III 4.e: Le tracé en plan de la variante I (Picage 11 vers Picage 12).....	58
Figure III 4.f: Le tracé en plan de la variante I (Picage 12 vers réservoir KENOUA).....	59
Figure III 4.g: Le tracé en plan de la variante I (Picage 11 vers Picage 13).....	60
Figure III 4.h: Le tracé en plan de la variante I (Picage 13 vers Picage 14).....	61
Figure III 4.i: Le tracé en plan de la variante I (Picage 14 vers réservoir KHENAK MAYOUNE).....	62

Chapitre IV : Etude Des Réservoirs

Figure IV 1: Coupe transversale d'un réservoir surélevé	67
Figure IV 2: Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré	67
Figure IV 3: Robinet à flotteur	68
Figure IV 4: Robinet automatique de remplissage	68
Figure IV 5: Représentation graphique de la consommation et l'apport.....	71
Figure IV 6: Position du réservoir d'OUED Z'HOR.....	74
Figure IV 7: Position du réservoir AIN LEMCID.....	75
Figure IV 8: Position du réservoir SIOUANE.....	76
Figure IV 9: Position du réservoir ZITOUNA	77

Figure IV 10: Position du réservoir AZAKOUR.....	78
Figure IV 11: Position du réservoir KHENAG MAYOUNE.....	79
Figure IV 12: Position du réservoir Tampon EL GOUFI.....	82

Chapitre V : Etude De Pompage

Figure V 1: Constitution d'une pompe centrifuge.....	85
Figure V 2: Pompe centrifuge Figure VI 3: Pompe axiale Figure VI 4: Pompe hélico-centrifuge	86
Figure V 5: Couplage de deux pompes en parallèle.....	87
Figure V 6: Graphe représentant le couplage de deux pompes identique en parallèle.....	87
Figure V 7: Couplage de deux pompes en série.....	87
Figure V 8: Graphe représentant le couplage de deux pompes identique en série.....	88
Figure V 9: Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement.....	89
Figure V 10: Fonctionnement de la pompe en charge.....	92
Figure V 11: Fonctionnement de la pompe en aspiration.....	93
Figure V 12: Point de fonctionnement de la SP1 vers SP2.....	94
Figure V 13: Point de fonctionnement de la SP1 vers réservoir OUED Z'HOR.....	97
Figure V 14: Point de fonctionnement de la (SR2 vers SR3).....	99
Figure V 15: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR3 vers SR4).....	101
Figure V 16: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SR4 vers SR5.....	104
Figure V 17: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR4 vers réservoir AIN LAMCED).....	106
Figure V 18: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR5).....	108

Chapitre VI : Protection Des Conduites

Figure VI 1: Phénomène du coup de bélier.....	113
Figure VI 2: Soupape de décharge type LEZIER.....	115
Figure VI 3: Variation du volume d'aire au cours des phases de Fonctionnement du réservoir l 16	
Figure VI 4: Réservoir d'air.....	116
Figure VI 5 : Schéma d'une cheminée d'équilibre.....	117
Figure VI 6: Première phase du coup de bélier.....	118
Figure VI 7: Deuxième phase du coup de bélier.....	118
Figure VI 8: Troisième phase du coup de bélier.....	119
Figure VI 9: Quatrième phase du coup de bélier.....	119
Figure VI 10: Cas de la montée.....	120
Figure VI 11: Cas de la décente.....	121

Chapitre VII : Organisation De Chantier

Figure VII 1 : Pelle hydraulique.....	135
Figure VII 2: Bulldozer.....	135
Figure VII 3: Chargeur.....	136
Figure VII 4 : Vanne à papillon centré.....	137

Figure VII 5 : Robinet vanne à opercule	138
Figure VII 6 : Clapet anti retour	138
Figure VII 7 : Ventouse à fonction unique	139
Figure VII 8 Manomètre à aiguilles.....	139
Figure VII 9 : Manomètre à soufflet.....	140

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation De La Zone D'Etude

Tableau I 1: Les daïras et les communes	4
Tableau I 2: Classification du vent selon l'échelle télégraphique	8
Tableau I 3: Caractéristiques de la tour de prise.....	10

Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II 1: Population par commune à l'année de recensement 2008	11
Tableau II 2: Répartition de la population de la zone d'étude et ces taux d'accroissement.....	13
Tableau II 3: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet (2040).....	14
Tableau II 4: Répartition des dotations par commune	17
Tableau II 5: Récapitulatif des consommations journalières domestiques.....	19
Tableau II 6: Coefficients de majoration des besoins en eau des autres usages.....	20
Tableau II 7: Récapitulatif des consommations journalières domestique et autres usages	21
Tableau II 8: Récapitulatif des consommations journalières touristique.....	22
Tableau II 9: Récapitulatif des consommations moyennes journalières totales	23
Tableau II 10: Consommations maximale journalière pour chaque commune	25

Chapitre III : Etude D'Adduction

Tableau III 1: Comparaison des variantes	32
Tableau III 2: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	38
Tableau III 3: Linéaire de conduites avec leurs débits	39
Tableau III 4: Bilan du dimensionnement des conduites.....	63

Chapitre IV : Etude Des Réservoirs

Tableau IV 1: Le pourcentage de la consommation en fonction de nombre d'habitants (distribution)	70
Tableau IV 2: Calculer de coefficient de dimensionnement (A) pour la 1 ^{er} classe	72
Tableau IV 3: Calculer de coefficient de dimensionnement (A) pour la 2 ^{eme} classe.....	73
Tableau IV 4: Tableau donnant les dimensions des réservoirs.....	83

Chapitre V : Etude De Pompage

Tableau V 1: Type de la roue	89
Tableau V 2: Tableau représentatif de la tension de vapeur H_v pour une température donnée	92
Tableau V 3: Donnés sur le système de pompage de la SP1 vers SR2	94
Tableau V 4: Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP1 vers SR2)	94
Tableau V 5: Caractéristiques de la pompe SP1 vers SR2	95
Tableau V 6: Donnés sur le système de pompage de la SP1 vers réservoir OUED Z'HOR....	96
Tableau V 7: Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP1 vers réservoir OUED Z'HOR)	97
Tableau V 8: Caractéristiques de la pompe (SP1 vers réservoir OUED Z'HOR).....	97
Tableau V 9: Donnés sur le système de pompage de la SR2 vers SR3	98
Tableau V 10: Caractéristiques de la conduite de refoulement SR2 vers SR3.....	99
Tableau V 11: Caractéristiques de la pompe SR2 vers SR3.....	99
Tableau V 12: Donnés sur le système de pompage de la SR3 vers SR4	101
Tableau V 13: Caractéristiques de la conduite de refoulement SR3 vers SR4.....	101
Tableau V 14: Caractéristiques de la pompe SR3 vers SR4.....	102
Tableau V 15: Donnés sur le système de pompage de la SR4 vers SR5	103
Tableau V 16: Caractéristiques de la conduite de refoulement SR4 vers SR5.....	103
Tableau V 17: Caractéristiques de la pompe SR4 vers SR5.....	104
Tableau V 18: Donnés sur le système de pompage de la SR4 vers réservoir AIN LAMCED	105
Tableau V 19: Caractéristiques de la conduite de refoulement SR4 vers réservoir AIN LAMCED	105
Tableau V 20: Donnés sur le système de pompage de la SR5.....	107
Tableau V 21: Caractéristiques de la conduite de refoulement (SR5).....	108
Tableau V 22: Caractéristiques de la pompe SR5	108
Tableau V 23: Frais de pompage	110

Chapitre VI : Protection Des Conduites

Tableau VI 1: Coefficient k pour divers matériaux	120
Tableau VI 2 : Etude de coup de bélier	123
Tableau VI 3 Choix des soupapes et calcul des volumes évacués	125

Chapitre VII : Organisation De Chantier

Tableau VII 1 : Choix du coefficient du talus	128
Tableau VII 2: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	128
Tableau VII 3: Détermination du Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	129
Tableau VII 4 : Rendement et temps d'exécution pour chaque tronçon	130
Tableau VII 5: Le volume du sable dans chaque tronçon V_s (m^3).....	130
Tableau VII 6: calcul du volume du remblai dans chaque tronçon V_r (m^3).....	131
Tableau VII 7: Les dimensions de la station	132
Tableau VII 8: Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet	132
Tableau VII 9: calcul volume de décapage pour une station de pompage	132

LISTE DES PLANCHES

Planche n° 01 : Profil en long STR5 - Réservoir ZITOUNA W.SKIKDA.

Planche n° 02 : "Variante I" l'Etude de l'alimentation en eau potable à partir du barrage Z'hor w.Skikda

Planche n° 03 : Schéma de la station de pompage «STP1 »

Planche n° 04 : Coffrage du réservoir zitouna 1000 m³

Planche n° 05 : Vue en plan resrvoir kenoua 2*500m3

LISTE DES ABREVIATIONS

DRE : Direction des ressources en eau.

PNE-2010 : Plan National de l'Eau 2010.

RGPH-2008 : Recensement Général de la Population et de l'Habitat 2008.

INTRODUCTION GENERALE

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des Algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste en la contribution à l'étude de la chaîne d'adduction en eau potable de cinq communes (OUED Z'HOR, OULED ATTIA, ZITOUNA, KHENAG MAYOUN & KENOUA) à partir du barrage de Z'HOR Wilaya de SKIKDA, pour répondre confortablement à la demande projetée à l'horizon **2040**.

La zone à desservir a besoin d'une quantité importante en eau, il s'avère que le débit assuré par les forages n'est pas en mesure de satisfaire les besoins en eau de la région, en plus de la qualité de ses eaux qui est loin de la norme de consommation. Comme le barrage de Z'HOR a permis, à la wilaya de SKIKDA, de consolider son système d'approvisionnement en eau potable.

Dans cette présente étude qui interprète la conception d'un système d'adduction, nous allons être guidé par des impératifs techniques, auxquels doivent répondre les diverse ouvrages tout en prenant en considération les conditions économiques du projet.

L'estimation des besoins en eau pour l'horizon **2040** en deuxième chapitre après la présentation de la zone d'étude, nous conduira à déterminer le débit maximum journalier à fournir à partir du barrage, ou l'on pourra définir la variante du tracer optimale de l'adduction dans le troisième chapitre qui va faire l'objet du dimensionnement

L'étude du stockage et celle du pompage fera l'objet des chapitres **IV** et **V**. Dans le chapitre **VI** nous étudierons la protection contre le coup de bélier et dans le chapitre **VII** nous procéderons à l'organisation de chantier. Enfin nous terminerons par une conclusion générale.

INTRODUCTION

Le projet consiste en la réalisation de l'étude d'avant-projet détaillé de l'alimentation en eau potable des communes de OUELED ATTIA, OUED Z'HOR, KHENAK MAYOUN, ZITOUNA et KANOUA à partir du barrage Z'HOR.

I.1. Localisation géographique

La Wilaya de Skikda est située au nord-est de l'Algérie, elle s'étend sur une superficie de 4137,68 km², avec une population avoisinant les 804 697 habitants. Elle dispose de 130 km de côtes qui s'étalent d'el Marsa à l'est jusqu'à Oued Z'hor aux fins fonds du massif de Collo à l'ouest. Elle dispose de frontières communes avec les Wilayas d'Annaba, Guelma, Constantine et Jijel.



Figure I.1 : Localisation géographique de la zone d'étude. (Source : Google Earth)

I.2. Relief et géomorphologie

Le relief est très accidenté sur la frange littorale Est, dans les massifs de Collo, Azzaba et la Marsa. Dans ce relief, on distingue trois types de zones topographiques, les zones de montagnes, les zones de plaines et les zones de piémonts.

I.2.1 Zones des Montagnes

Les zones de montagnes qui se subdivisent en plusieurs parties sont constituées par les Massifs. Les djebels les plus importants sont :

Au Sud :

- Djebel Sidi Driss 1.364 m d'altitude
- Djebel Hadjar chouat 1.220 m d'altitude

A la limite des vallées du Guebli et Saf-Saf :

- Djebel Staiha 572 m d'altitude
- Djebel Abdelhadj 564m d'altitude

A la limite du Saf-Saf et d'El –Kebir :

- Djebel Fil-Fila 586 m d'altitude

Au Nord :

- Cap Bougarouni et Cap de Fer

I.2.2 Zones Des Plaines

1. **La Plaine de la vallée du Saf-Saf** qui s'étend d'El-Harrouch à Skikda et épouse les contours du Saf-Saf.
2. **La Plaine de la Vallée de Oued El-Guebli** qui débute à Oum-Toub, s'évase au niveau de Tamalous, s'effile jusqu'à Collo ou elle s'évase de nouveau.
3. **La Plaine de la Vallée de l'oued El-Kebir.**
4. **La Plaine de Azzaba** : rosée par l'oued El-Kebir, elle s'étend d'es-sebt à Azzaba jusqu'à Djendel où elle présente un étranglement débouchant à Ain Charchar et Bekkouche Lakhdar.
5. **La seconde partie de la plaine** est considérée comme la zone de jonction entre la plaine et la dépression qui débute au lac Tanga près d'El-Kebir.

I.2.3 Les Piémonts

Ils se localisent en particulier dans les régions d'El-Harouch et Azzaba.

I.3. Structure administrative de la wilaya

La Wilaya de Skikda est issue du découpage administratif de 1974. Elle comprend treize (13) daïrates regroupant trente-huit (38) communes et s'étend sur une superficie de 4137,68 km² avec 130 km de côtes.

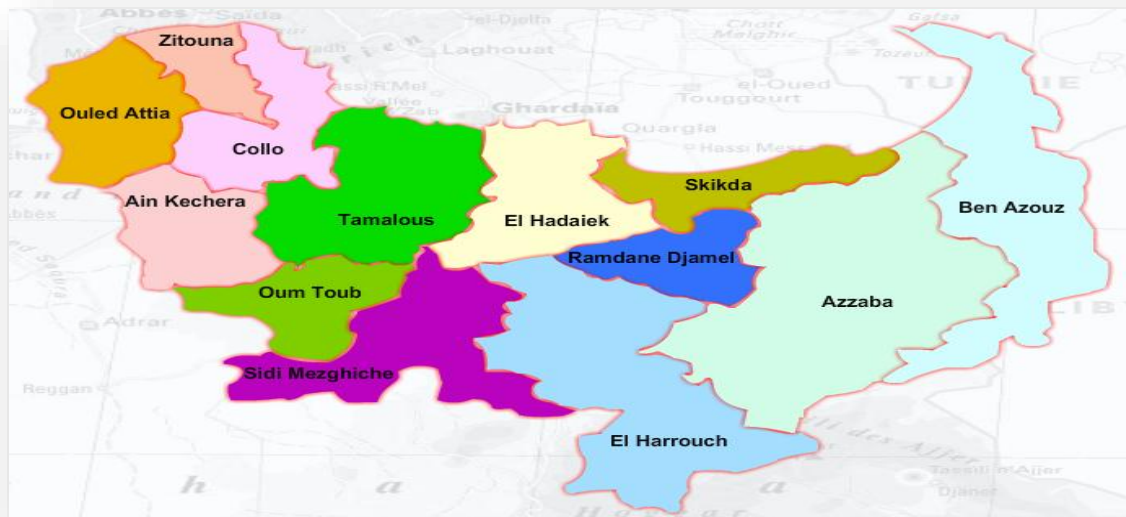


Figure I.2 : Découpage administratif de la Wilaya de Skikda. (Source : DRE SKIKDA)

Tableau I.1: Les daïrates et les communes. (Source : DRE SKIKDA)

Daïra	Commune
Skikda	1.Skikda, 2.Hamadi krouma, 3.Fil fila
El hadaik	4.El hadaik, 5.Bouchetata, 6.Ain zouit
Ramdane djamel	7.Ramdane djamel, 8.Beni bechir
El harrouch	9.El harrouch, 10.Salah bouchaour, 11.Mezedj ed-chich, 12.Zardeza, 13.Ouled h'beba
Sidi mezghiche	14.Sidi mezghiche, 15.Ain bouziane, 16.Beni ouelbane
Azzaba	17.Azzaba, 18.Es sebt, 19.Laghdir, 20.Djendel, 21Ain Charchar
Ben azzouz	22.Ben azzouz , 23.El marsa, 24.Bekkouche lakhdar
Tamalous	25.Tamalous, 26.Kerkera, 27.Bin el oidene
Collo	28.Collo, 29.Beni zid, 30.Cheraia
Zitouna	31.Zitouna, 32.Kenouaa
Ain kechra	33.Ain kechra, 34.Ouldja boulbalout
Ouled attia	35.Ouled attia, 36.Khenak mayoune, 37.Oued z'hor
Oum toub	38.Oum toub

I.4. Délimitation de la zone d'étude

La zone d'étude se compose de 2 daïras :

Daïra de Zitouna :

Elle est située au nord-ouest de la Wilaya de Skikda, sa superficie totale est de 109,97 km².

Elle se compose de deux communes :

- Commune de Kenoua,
- Commune de Zitouna.

Daïra d'Ouled Attia :

Elle est située au nord-ouest de la Wilaya de Skikda, sa superficie totale est de 239,14 km². Elle est composée de 3 communes :

- Commune d'Ouled Attia,
- Commune de Khenag Mayoune,
- Commune de Oued Z'hor.

I.5. Sismicité de la wilaya

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité qui précise cette répartition par la wilaya et par commune, soit :

Zone 0 : Sismicité négligeable

Zone I : Sismicité faible

Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne

Zone III : Sismicité élevée

La carte sismique de l'Algérie représente les zones sismiques globales des différentes wilayas.

Cette classification situe la wilaya de Skikda dans la zone sismique IIa qui est d'une sismicité moyenne

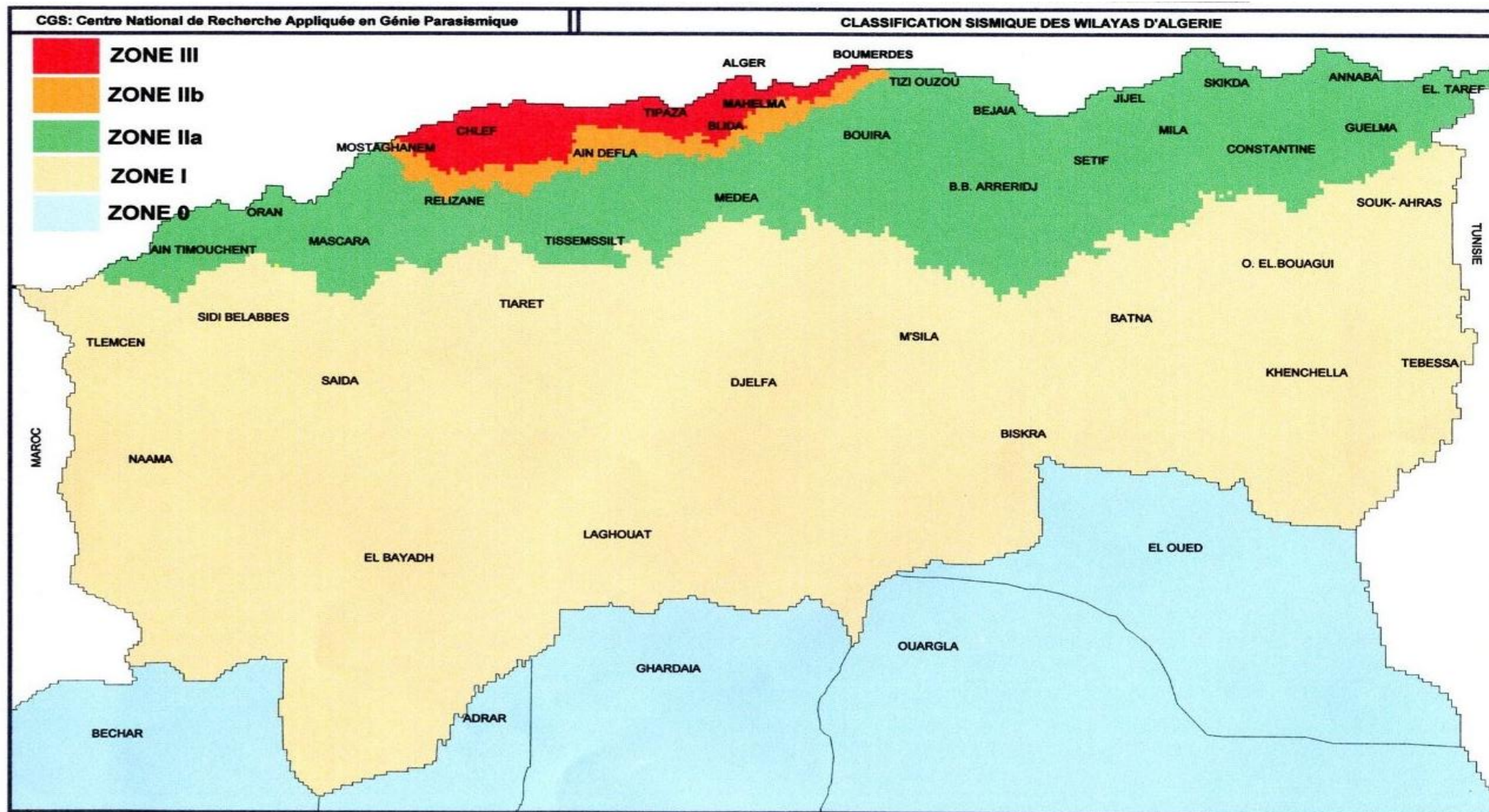


Figure I.3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.

I.6. Géologie

La région de Skikda appartient au domaine géologique tellien (partie est). Ce domaine est constitué par une vaste chaîne côtière dont la structure est relativement complexe. Les formations géologiques sont fortement métamorphosées et marquées par une intense tectonique.

I.7. Climatologie

Skikda bénéficie d'un climat méditerranéen. Elle est connue par ses longs étés chauds et humides, surtout de la mi-juillet au mi-août, et ses hivers pluvieux de novembre à février.

I.7.1 Précipitation

L'analyse d'une série d'observations enregistrée au niveau de la station ONM a fait ressortir deux périodes particulières sur une année (1998-2010):

- Une période plutôt sèche entre juin et septembre, et
- une période beaucoup plus pluvieuse entre novembre et janvier.

La valeur de la pluviométrie annuelle est de l'ordre de 576.19 mm.

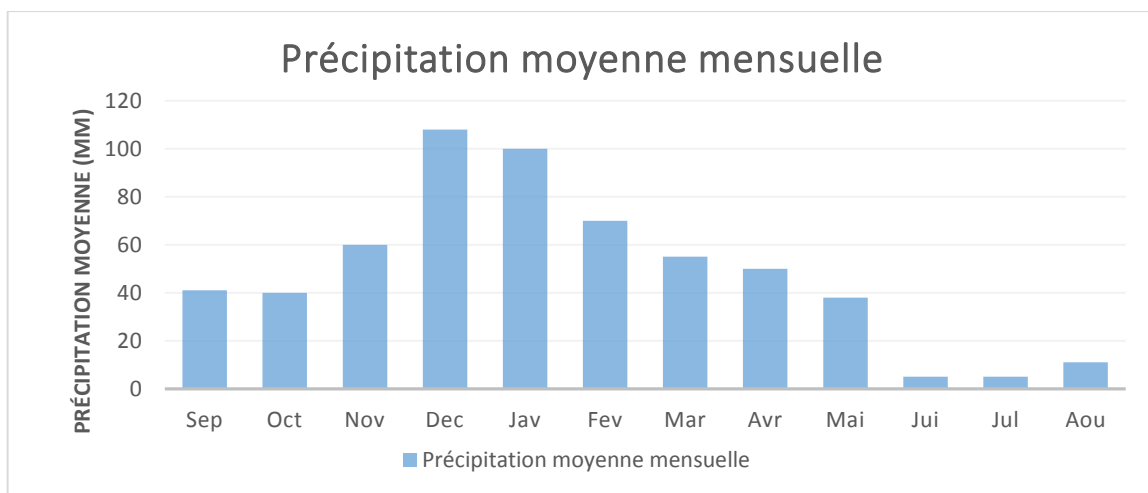


Figure I.4 : Précipitation moyenne mensuelle. (Source : DRE SKIKDA)

I.7.2 Température

L'analyse d'une série d'enregistrement des températures moyennes mensuelles sur une période de 12 années (1998–2010) enregistrées à la station de Tébessa, représenté dans le tableau ci-dessous, fait apparaître un hiver doux et un été chaud.

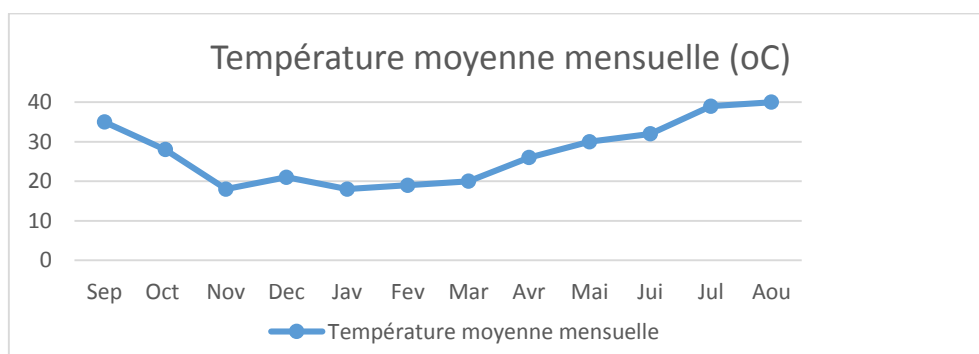


Figure I.5 : Température moyenne mensuelle. (Source : DRE SKIKDA)

I.8. Hydrogéologie

Dans la région de Skikda, les eaux souterraines sont emmagasinées dans la nappe alluvionnaire qui s'étend presque sur la totalité de la vallée. Cette nappe est alimentée essentiellement par les eaux pluviales tombant directement sur la vallée et les eaux provenant par ruissellement des versants des djebels.

I.9. Ressources en eau souterraine

I.9.1. Puits

Il existe deux puits devant alimenter l'agglomération de Zitouna ; leurs débit est très faible et ne sont pas à présent opérationnels.

I.9.2. Forages

Deux forages ont été recensés au niveau de la commune d'Oued Zhor avec des débits assez conséquents **40 l/s** alimentant l'agglomération de Melaab et el khemis (Oued Zhor ACL) et **25 l/s** alimentant en eau non potable l'agglomération de Rekouba.

Les teneurs en **fer** sont très élevées (d'après APC et DHW de Skikda) ; le forage de Melaab et el khemis (Oued Zhor ACL) a été désaffecté ; celui de Rekouba est toujours fonctionnel mais ne sert qu'au « lavage » ; d'ailleurs cette agglomération dispose de deux réseaux distincts, le premier réseau alimenté par le forage et un second alimenté par une source (**0.2l/s**).

I.10. Ressources en eau superficielle

I.9.1 Barrage d'Oued Z'hor

a) Situation de l'aménagement

Le barrage d'OUED ZHOR est situé dans la wilaya de SKIKDA à (120) cent vingt de kilomètres au nord-ouest de la ville de SKIKDA et à une trentaine de kilomètres au nord-ouest de la ville de Collo.

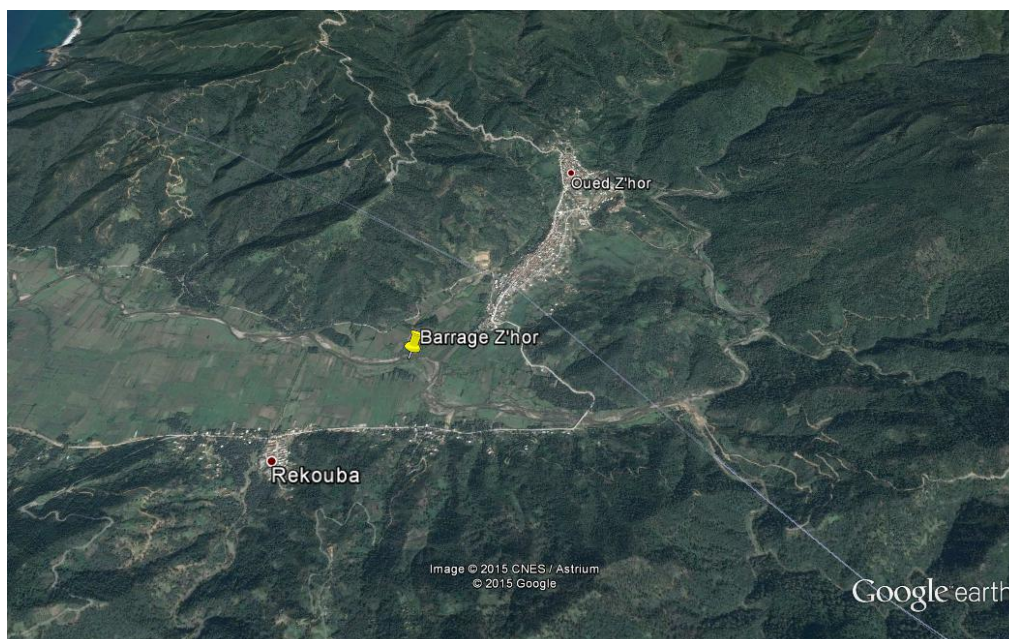


Figure I.7: Position du barrage Z'hor (36°54N, 6°18E). (Source : Google Earth)

- Type : inclinée accolée au flanc RD ;
- Forme : parallélépipédique en béton arme ;
- Dimensions : 07m (largeur)* 08m (hauteur) ;
- Épaisseur des murs : 01m ;
- Épaisseur du radier : 02m ;
- Niveaux de prise :
 - 39 et 44m NGA (irrigation)
 - 49 et 54m NGA (AEP) ;
- Système de prises indépendant (un (01) pour AEP et un (01) pour l'irrigation interconnectée dans la chambre aval puis dans un regard à connecter à une station de traitement ou de pompage.

Tableau I.3 : Caractéristiques de la tour de prise. (Source : DRE SKIKDA)

Prise (N°)	Cote de prise (M NGA)	Hauteur d'eau dans la retenue (m)	Volume de la retenue (Mm3)	Destination
1	39	19	4.4	irrigation
2	44	24	7.3	irrigation
3	49	29	11.2	AEP
4	54	34	16	AEP

CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, géologie, climatologie, sismique ainsi que la situation. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

La capacité des forages est au totale de **65.2 l/s**.

INTRODUCTION

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs et en particulier de l'évolution de la population. Ce chapitre fait l'objet de l'évaluation de ces besoins pour un horizon d'étude futur '2040'.

II.1 Situation démographique selon le dernier recensement :

Les communes bénéficiaires sont aux nombres de cinq (5), la population varie d'une localité à une autre, selon le dernier recensement de la population et de l'habitant de la wilaya de SKIKDA (RGPH2008), la population est représentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.1: Population par commune à l'année de recensement 2008.

COMMUNE	DISPERSION	POPULATION 2008 (Habitants)
ZITOUNA	ACL(ZITOUNA)	4479
	AS	/
	ZE	3872
	TOTALE DE COMMUNE	8351
KENOUA	ACL (KENOUA)	1844
	AS	2365
	HELLALA	1834
	AFENSOU	531
	ZE	2786
	TOTALE DE COMMUNE	6995
OULED ATTIA	ACL(BOUNOUGHRA)	3186
	AS	5254
	SIOUANE	1761
	OUED DJEBEL	1306
	EI OULDJA	1346
	AZAKOUR	841
	ZE	2411
TOTALE DE COMMUNE	10851	
OUED Z'HOR	ACL (MELAAB EI KHEMISS)	4200
	AS	1898
	REKKOUBA	1134
	AIN LEMCID	764
	ZE	646
	TOTALE DE COMMUNE	6744
KHENAG MAYOUNE	ACL (KENAG MAYOUNE)	2369
	AS	1910
	LAOUINETTE	1910
	ZE	308
	TOTALE DE COMMUNE	4587
TOTALE		37528

ACL : Agglomération Chef-Lieu .

AS : Agglomération Secondaire .

ZE : Zone Eparsée.

Le nombre d’habitants dans l’ensemble des localités concernées à l’année de recensement est estimé à **37 528** habitants.

II.2 Estimation de l’évolution de population :

L’objectif de notre projet est de répondre aux besoins de la population en eau potable jusqu’à l’horizon 2040.

L’évolution démographique par commune suit la loi des intérêts composés :

$$P_n = P_0 \times (1 + \tau)^n \dots\dots\dots(II.1)$$

Avec :

P_n : Population à l’horizon (**Habitants**) ;

P₀ : Population de référence (**Habitants**) ;

τ : Taux d’accroissement démographique ;

n : Le nombre d’année séparent l’année de référence à de l’horizon.

D’après le recensement général de la population et de l’habitant de wilaya de SKIKDA (**RGPH2008**), le taux d’accroissement des communes concernées sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.2: Répartition de la population de la zone d'étude et ces taux d'accroissement.

COMMUNE	DISPERSION	POPULATION 2008 (Habitants)	τ (%)
ZITOUNA	ACL(ZITOUNA)	4479	2,067
	AS	/	/
	ZE	3872	1,000
KENOUA	ACL (KENOUA)	1844	3,832
	AS	2365	/
	HELLALA	1834	1,608
	AFENSOU	531	2,000
	ZE	2786	1,000
OULED ATTIA	ACL(BOUNOUGHRA)	3186	1,886
	AS	5254	/
	SIOUANE	1761	0,687
	OUED DJEBEL	1306	2,000
	EI OULDJA	1346	2,000
	AZAKOUR	841	2,000
	ZE	2411	1,000
OUED Z'HOR	ACL (MELAAB EI KHEMISS)	4200	0,737
	AS	1898	/
	REKKOUBA	1134	2,000
	AIN LEMCID	764	2,000
	ZE	646	1,000
KHENAG MAYOUNE	ACL (KENAG MAYOUNE)	2369	1,049
	AS	1910	/
	LAOUNETTE	1910	1,200
	ZE	308	0,831

Les résultats de calcul de l'évolution de population à différents horizons sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.3: Tableau de répartition de la population à l'horizon du projet (2040).

COMMUNE	DISPERSION	τ (%)	2008	2015	2020	2025	2030	2035	2040
ZITOUNA	ACL(ZITOUNA)	2,067	4479	5169	5725	6342	7025	7782	8620
	AS	/	/	/	/	/	/	/	/
	ZE	1,000	3872	4151	4363	4586	4820	5066	5324
	TOTALE DE COMMUNE	/	8351	9320	10088	10928	11845	12848	13944
KENOUA	ACL (KENOUA)	3,832	1844	2399	2895	3494	4217	5089	6142
	AS	/	2365	2661	2894	3148	3425	3726	4054
	HELLALA	1,608	1834	2051	2221	2405	2605	2821	3055
	AFENSOU	2,000	531	610	673	743	820	905	999
	ZE	1,000	2786	2987	3139	3299	3467	3644	3830
TOTALE DE COMMUNE	/	6995	8047	8928	9941	11109	12459	14026	
OULED ATTIA	ACL(BOUNOUGHRA)	1,886	3186	3631	3987	4377	4806	5277	5794
	AS	/	5254	5861	6342	6870	7448	8081	8775
	SIOUANE	0,687	1761	1848	1912	1979	2048	2119	2193
	OUED DJEBEL	2,000	1306	1501	1657	1829	2019	2229	2461
	EI OULDJA	2,000	1346	1546	1707	1885	2081	2298	2537
	AZAKOUR	2,000	841	966	1066	1177	1300	1435	1584
ZE	1,000	2411	2585	2717	2856	3001	3154	3315	
TOTALE DE COMMUNE	/	10851	12077	13046	14103	15255	16512	17884	
OUED Z'HOR	ACL (MELAAB EI KHEMISS)	0,737	4200	4421	4586	4758	4936	5120	5311
	AS	/	1898	2180	2407	2658	2934	3239	3576
	REKKOUBA	2,000	1134	1302	1438	1588	1753	1935	2136
	AIN LEMCID	2,000	764	878	969	1070	1181	1304	1440
	ZE	1,000	646	692	727	764	803	844	887
TOTALE DE COMMUNE	/	6744	7293	7720	8180	8673	9203	9774	
KHENAG MAYOUNE	ACL (KENAG MAYOUNE)	1,049	2369	2549	2686	2830	2982	3142	3310
	AS	/	1910	2076	2204	2339	2483	2636	2798
	LAQUINETTE	1,200	1910	2076	2204	2339	2483	2636	2798
	ZE	0,831	308	326	340	354	369	385	401
TOTALE DE COMMUNE	/	4587	4951	5230	5523	5834	6163	6509	
TOTALE	/	37528	41688	45012	48675	52716	57185	62137	

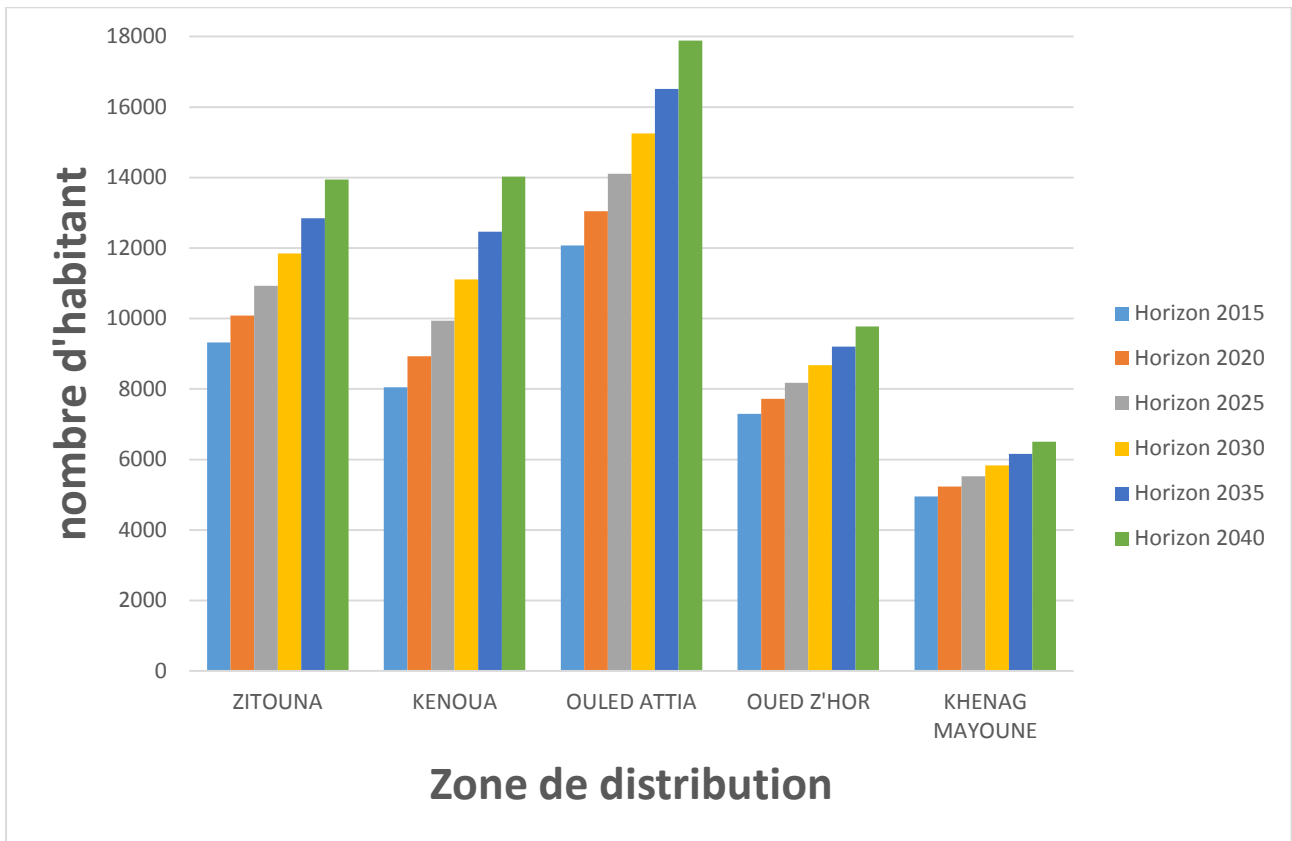


Figure II.1: Evolution de la population.

À l’horizon 2040, le nombre d’habitants des communes concernées par le projet sera de **62 137 Habitants**.

II.3 Evolution des besoins en eau potable :

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

- **Besoins domestique :**

C'est la consommation en eau de la population branchée au réseau ou non branchée, mais qui profite des bornes fontaines pour s'alimenter en eau. À cela s'ajoute la consommation des petites industries (cafés, stations d'essence...).

- **Besoins industriels :**

Elle correspond aux besoins en eau des établissements industriels implantés dans la ville.

- **Besoins touristiques :**

La consommation touristique correspond à la consommation de toutes les infrastructures touristiques, telles que les hôtels classés, les complexes touristiques, les villages de vacances et les campings.

- **Besoins administratifs:**

C'est la consommation des bureaux, casernes, écoles, souks, abattoirs...

- **Besoins d'incendie :**

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

II.4 Evaluation de la consommation moyenne journalière :

II.4.1 Choix de la dotation :

La dotation est la quantité d'eau moyenne consommée par un habitant par jour. Cette dotation est en fonction de la situation économique, la disponibilité des ressources, l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération. Ces facteurs accusent une variation saisonnière, une variation qui est traduite par un minimum en hiver et un maximum en été résultant d'une consommation élevée dans les temps chaud, et humide.

D'après le plan national de l'eau (PNE-2010), le besoin en eau sera estimé dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.4: Répartition des dotations par commune.

COMMUNE	DISPERSION	2040 (Habitants)	DOTATION (l/j/hab)
ZITOUNA	ACL(ZITOUNA)	8620	108
	AS	/	/
	ZE	5324	108
KENOUA	ACL (KENOUA)	6142	108
	AS	/	/
	HELLALA	3055	113
	AFENSOU	999	102
	ZE	3830	113
OULED ATTIA	ACL(BOUNOUGHRA)	5794	108
	AS	/	/
	SIOUANE	2193	102
	OUED DJEBEL	2461	102
	EI OULDJA	2537	102
	AZAKOUR	1584	102
	ZE	3315	113
OUED Z'HOR	ACL (MELAAB EI KHEMISS)	5311	108
	AS	/	/
	REKKOUBA	2136	102
	AIN LEMCID	1440	102
	ZE	887	102
KHENAG MAYOUNE	ACL (KENAG MAYOUNE)	3310	105
	AS	/	/
	LAOUINETTE	2798	102
	ZE	401	60

II.4.2 Calcul les besoins moyens journaliers à l’horizon 2040 :

a. Débit moyens journaliers domestique :

Pour le calcul des besoins moyens journaliers domestique en utilise la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} \times \text{Dot} \times N \dots\dots\dots(\text{II.2})$$

Avec :

Q_{moy,j}: Débit moyen journalier domestique (**m³/j**);

Dot : dotation moyenne en (**l/j/hab**) ;

N : nombre d'habitants ;

Les résultats de calcul de l’évolution des besoins moyens journaliers domestique à horizon 2040 sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.5: Récapitulatif des consommations journalières domestiques.

COMMUNE	DISPERSION	2040 (Habitants)	DOTATION (l/j/hab)	Besoins en eau domestique (m ³ /j)	
ZITOUNA	ACL(ZITOUNA)	8620	108	931	
	AS	/	/	/	
	ZE	5324	108	575	
	TOTALE	13944		1506	
KENOUA	ACL (KENOUA)	6142	108	663	
	AS	4054	/	447	
		HELLALA	3055	113	345
		AFENSOU	999	102	102
	ZE	3830	113	433	
	TOTALE	14026		1543	
OULED ATTIA	ACL(BOUNOUGHRA)	5794	108	626	
	AS	8775	/	895	
		SIOUANE	2193	102	224
		OUED DJEBEL	2461	102	251
		EI OULDJA	2537	102	259
		AZAKOUR	1584	102	162
	ZE	3315	113	375	
	TOTALE	17884		1895	
OUED Z'HOR	ACL (MELAAB EI KHEMISS)	5311	108	574	
	AS	3576	/	365	
		REKKOUBA	2136	102	218
		AIN LEMCID	1440	102	147
	ZE	887	102	90	
	TOTALE	9774		1029	
KHENAG MAYOUNE	ACL (KENAG MAYOUNE)	3310	105	348	
	AS	2798	/	285	
		LAOUINETTE	2798	102	285
	ZE	401	60	24	
	TOTALE	6509		657	
TOTALE		62137		6630	

b. Les besoins en eau des autres usages :

D'après le plan national de l'eau (PNE-2010), les besoins en eau des autres usages représentent une majoration des besoins domestiques ; ils sont ici directement reliés à l'importance de la population agglomérée, qui est réputée corrélée au statut de l'agglomération et donc à son niveau d'équipement, ce tableau est valable donc à l'horizon de projet.

Tableau II.6: Coefficients de majoration des besoins en eau des autres usages. (PNE-2010)

COMMUNE	DISPERSION	Taux de majoration			Autres usages
		Taux Administration	Taux commerce	Taux artisanat et petite industrie	
ZITOUNA	ACL(ZITOUNA)	15	10	10	35
	AS	/	/	/	/
	ZE	15	10	10	35
KENOUA	ACL (KENOUA)	15	10	10	35
	AS	/	/	/	/
	HELLALA	10	7.5	7.5	25
	AFENSOU	10	7.5	7.5	25
	ZE	5	5	5	15
OULED ATTIA	ACL(BOUNOUGHRA)	10	7.5	7.5	25
	AS	/	/	/	/
	SIOUANE	15	10	10	35
	OUED DJEBEL	15	10	10	35
	EI OULDJA	5	5	5	15
	AZAKOUR	5	5	5	15
	ZE	5	5	5	15
OUED Z'HOR	ACL (MELAAB EI KHEMISS)	5	5	5	15
	AS	/	/	/	/
	REKKOUBA	15	10	10	35
	AIN LEMCID	15	10	10	35
	ZE	10	7.5	7.5	25
KHENAG MAYOUNE	ACL (KENAG MAYOUNE)	5	5	5	15
	AS	/	/	/	/
	LAOINETTE	5	5	5	15
	ZE	15	10	10	35

En appliquant les taux de majorations des autres usages aux dotations unitaires domestiques, nous avons estimé les besoins en eau domestiques et des autres usages aux horizons **2040**.

Les résultats de calcul de l'évolution des besoins moyens journaliers domestiques et autres usages à horizon de 2040 sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.7: Récapitulatif des consommations journalières domestique et autres usages.

COMMUNE	DISPERSION	Taux de majoration (%)	Besoins en eau domestique (m ³ /j)	Besoins en eau Domestiques et autres usage (m ³ /j)
ZITOUNA	ACL(ZITOUNA)	35	931	1257
	AS	/	/	/
	ZE	35	575	776
	TOTALE		1506	2033
KENOUA	ACL (KENOUA)	35	663	895
	AS	/	447	559
	HELLALA	25	345	431
	AFENSOU	25	102	128
	ZE	15	433	498
	TOTALE		1543	1952
OULED ATTIA	ACL(BOUNOUGHRA)	25	626	783
	AS	/	895	1125
	SIOUANE	35	224	302
	OUED DJEBEL	35	251	339
	EI OULDJA	15	259	298
	AZAKOUR	15	162	186
	ZE	15	375	431
	TOTALE		1895	2339
OUED Z'HOR	ACL (MELAAB El KHEMISS)	15	574	660
	AS	/	365	493
	REKKOUBA	35	218	294
	AIN LEMCID	35	147	198
	ZE	25	90	113
	TOTALE		1029	1265
KHENAG MAYOUNE	ACL (KENAG MAYOUNE)	15	348	400
	AS	/	285	328
	LAOINETTE	15	285	328
	ZE	35	24	32
	TOTALE		657	761
TOTALE				8350

c. Les besoins en eau touristiques :

Les besoins touristiques sont calculés à partir du surcroît de population que cette activité est générée. Il n'est pas possible en effet d'identifier spécifiquement la consommation en eau d'un hôtel ou d'une location chez l'habitant ou dans une structure particulière. En pratique on considère que les besoins en eau caractérisant l'activité touristique reviennent à augmenter la population résidente d'un surplus annuel ou saisonnier.

L'approche méthodologique pour estimer les volumes d'eau à consacrer à cette activité consiste à considérer un pourcentage de pointe agglomération par agglomération par rapport à la population résidente. Dans cette augmentation on ajoute sans distinction les clients d'hôtels et de camping, les colonies de vacances et les personnes hébergées chez l'habitant.

Finalement on établit une grille de pourcentage mois par mois pour chaque catégorie ; la combinaison de ces pourcentages mensuels donne alors un coefficient annuel qui est pris en compte pour estimer le surcroît total à l'année pour chacune des agglomérations concernées. (Source : PNE-2010).

La seule commune touristique dans la zone d'étude est la commune **KHENAG MAYOUNE**.

Selon le (PNE-2010), cette commune est classée parmi les agglomérations balnéaires dont on affecte un coefficient de **0.29** aux besoins en eau (domestique + autres usages) afin d'avoir les besoins en touristiques de la commune.

Les tableaux suivants représentent les résultats de calcul des besoins en touristiques de la commune KHENAG MAYOUNE aux différents horizons d'étude.

Tableau II.8: Récapitulatif des consommations journalières touristique.

COMMUNE	DISPERSION	Besoins en eau Domestiques et autres usage (m ³ /j)	Taux de majoration (%)	Besoins en eau touristique (m ³ /j)
KHENAG MAYOUNE	ACL (KENAG MAYOUNE)	400	29	116
	AS	328	29	95
	LAOINETTE	328	29	95
	ZE	32	29	9
	TOTALE	761		220

Tableau II.9: Récapitulatif des consommations moyennes journalières totales.

COMMUNE	DISPERSION	Besoins en eau Domestiques et autres usage (m ³ /j)	Besoins en eau touristique (m ³ /j)	Besoins en eau Totale Q _{moy,j} (m ³ /j)
ZITOUNA	ACL(ZITOUNA)	1257	/	1257
	AS	/	/	/
	ZE	776	/	776
	TOTALE	2033	/	2033
KENOUA	ACL (KENOUA)	895	/	895
	AS	559	/	559
	HELLALA	431	/	431
	AFENSOU	128	/	128
	ZE	498	/	498
	TOTALE	1952	/	1952
OULED ATTIA	ACL(BOUNOUGHRA)	783	/	783
	AS	1125	/	1125
	SIOUANE	302	/	302
	OUED DJEBEL	339	/	339
	EI OULDJA	298	/	298
	AZAKOUR	186	/	186
	ZE	431	/	431
	TOTALE	2339	/	2339
OUED Z'HOR	ACL (MELAAB EI KHEMISS)	660	/	660
	AS	493	/	493
	REKKOUBA	294	/	294
	AIN LEMCID	198	/	198
	ZE	113	/	113
	TOTALE	1265	/	1265
KHENAG MAYOUNE	ACL (KENAG MAYOUNE)	400	116	516
	AS	328	95	423
	LAOUINETTE	328	95	423
	ZE	32	9	41
	TOTALE	761	220	981
TOTALE				8570

D'après le tableau II-9 le débit moyen journalier est égal à **8570 m³/j** c'est-à-dire :

$$Q_{\text{moy},j} = 99 \text{ l/s}$$

II.4.3 Calcul de la Consommation journalière maximal ($Q_{\max,j}$) :

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 consommation moyenne. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière et noté K_j . Ainsi nous pouvons écrire :

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

Avec :

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

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

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

On prend $K_{\max,j} = 1,3$.

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

Les résultats de calcul de l'évolution de besoins maximale journaliers à horizon de 2040 sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.10: Consommations maximale journalière pour chaque commune.

COMMUNE	DISPERSION	Besoins en eau Totale $Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	coefficient d'irrégularité journalière maximum $K_{max,j}$	Besoins en eau Totale $Q_{max,j}$ (m ³ /j)
ZITOUNA	ACL(ZITOUNA)	1257	1,3	1634
	AS	/	1,3	/
	ZE	776	1,3	1009
	TOTALE	2033		2643
KENOUA	ACL (KENOUA)	895	1,3	1164
	AS	559	1,3	727
	HELLALA	431	1,3	560
	AFENSOU	128	1,3	166
	ZE	498	1,3	647
	TOTALE	1952		2538
OULED ATTIA	ACL(BOUNOUGHRA)	783	1,3	1018
	AS	1125	1,3	1463
	SIOUANE	302	1,3	393
	OUED DJEBEL	339	1,3	441
	EI OULDJA	298	1,3	387
	AZAKOUR	186	1,3	242
	ZE	431	1,3	560
	TOTALE	2339		3041
OUED Z'HOR	ACL (MELAAB EI KHEMISS)	660	1,3	858
	AS	493	1,3	641
	REKKOUBA	294	1,3	382
	AIN LEMCID	198	1,3	257
	ZE	113	1,3	147
	TOTALE	1265		1646
KHENAG MAYOUNE	ACL (KENAG MAYOUNE)	516	1,3	671
	AS	423	1,3	550
	LAOINETTE	423	1,3	550
	ZE	41	1,3	53
	TOTALE	981		1274
TOTALE				11141

D'après le tableau II-10 le débit moyen journalier est égal à **11141 m³/j** c'est-à-dire :

$$Q_{max,j}=129 \text{ l/s}$$

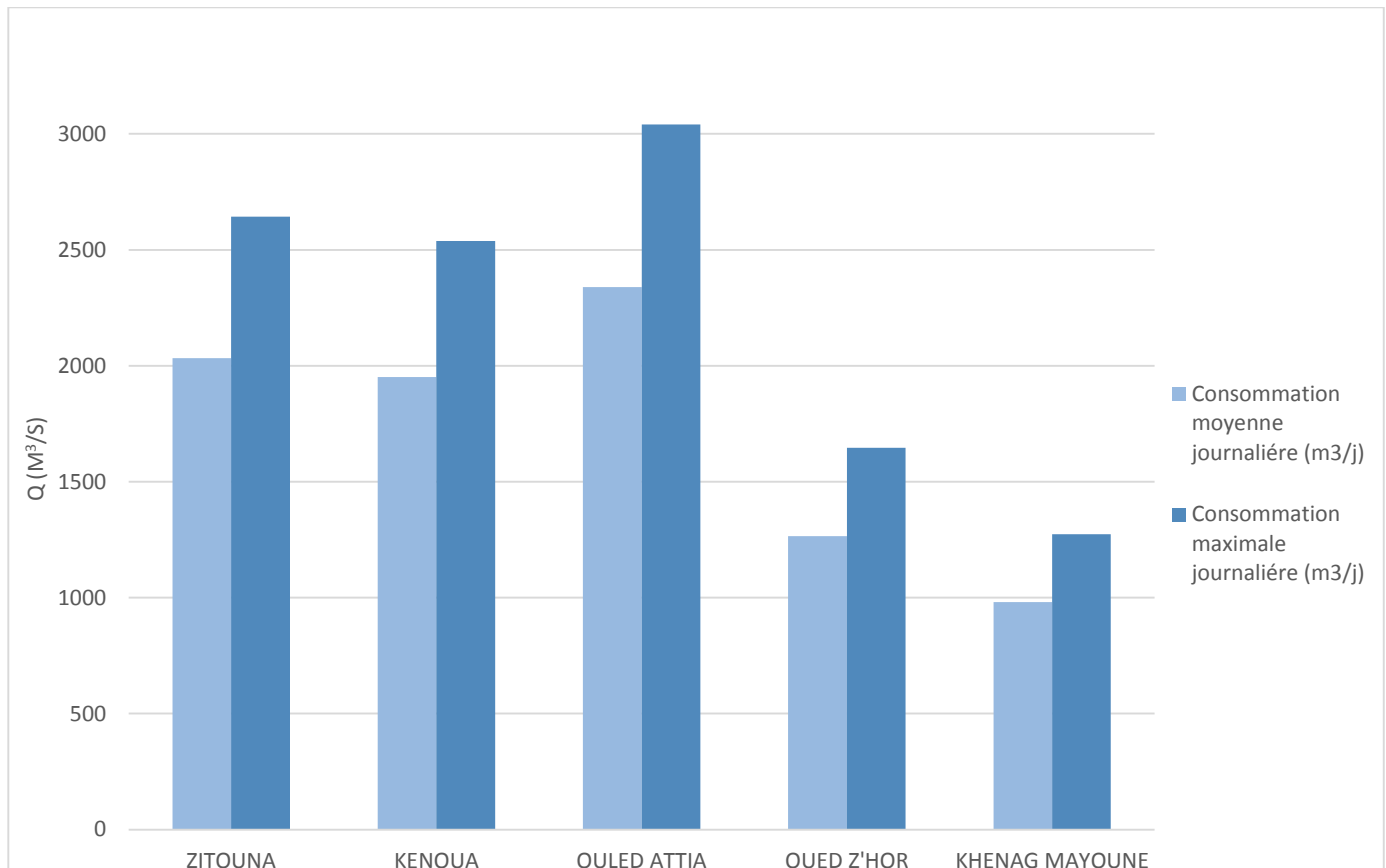


Figure II.2: Evolution de la consommation moyenne et maximale journalière.

CONCLUSION :

L'objectif de ce chapitre est de définir les besoins en eau potable à l'horizon **2040** pour les villes de OULED ATTIA, OUED Z'HOR, KHENAG MAYOUN, ZITOUNA, KENOVA alimentés à partir de barrage Z'HOR (Wilaya de SKIKDA).

Dans un premier temps un important travail de collecte de données sur les caractéristiques de la population, de l'activité industrielle et des ressources en eau exploitées, a été réalisé sur place avec l'aide des différentes administrations concernées.

Dans un second temps, une analyse approfondie des documents ainsi rassemblés a pu être faite. Cette analyse a permis de déterminer l'état actuel de l'approvisionnement en eau des villes du projet, les besoins futurs jusqu'à l'horizon **2040**.

Dans le premier chapitre on a vu que le débit max qu'on peut soutiré des forages est de **65.2 l/s**, d'après nos calculs cette valeur ne satisfait pas la demande d'eau potable pour l'horizon **2040**, d'où la nécessité d'exploiter les eaux du barrage Z'hor.

INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est de faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de différentes agglomérations en eau potable.

III.1 Types des adductions :

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

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

III.1.1 Adduction gravitaire :

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

L'adduction gravitaire se présente lorsqu'un bassin d'accumulation intermédiaire reçoit dans un premier temps, l'eau refoulée par une usine et que, dans un deuxième temps, l'eau se trouve évacuée par gravité jusqu'au réservoir de la ville situé à un niveau plus bas.

Cette disposition commandée la configuration des lieux au par la conception même de l'installation, constitue une adduction mixte refoulement-gravitaire.

- L'adduction gravitaire s'effectue soit par Aqueduc ou par conduite forcée.

Avec les Aqueducs, il est fait appel à l'écoulement libre de l'eau, c.-à-d. sans pression, grâce à la pente, Ordinairement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudiée pour pouvoir transiter le débit voulu.

- Avec les conduites forcées, il est fait appel à l'écoulement sous pression.

Or, pour l'écoulement d'un même débit les pertes de charges seront plus importantes dans une conduite forcée que dans un Aqueduc à la faible pente présentant le même diamètre, quand le plan d'eau correspond au passage de débit maximal.

En conséquence si la pente disponible est très faible et surtout s'il s'agit d'un débit important à transiter, Aqueducs apparaîtra a priori, comme étant la solution la plus indiquée.

III.1.2 Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques.

On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.1.3 Adduction mixte :

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (refoulement et gravitaire).

III.2 Adduction et types d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

- Ecoulement à surface libre.
- Ecoulement en charge.

III.2.1 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. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

III.2.2 Ecoulement en charge :

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaire ou sous pression.

III.3 Etude des variantes :

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite et le plus direct entre la source et le réservoir ainsi que le choix de l'emplacement adéquat des stations de pompage.

III.3.1 Variantes I :

Dans notre cas, le tracé présente un linéaire total d'environ cinquante-deux kilomètre (52 Km)

- Longueur de l'adduction par refoulement est de vingt-huit kilomètre (**28 Km**) .
- Longueur de l'adduction par gravite est de vingt-quatre kilomètre (**24 Km**).

Le barrage Z'HOR aliment la station de traitement (ST) par une conduite gravitaire d'eau brute, l'eau traitée est stockée dans le réservoir.

- La station de pompage (STP1) refoule vers le réservoir OUED Z'HOR et la station de reprise (STR4) ;
 - La station de reprise (STR4) refoule vers la station de reprise (STR5) et le réservoir AIN LEMCEID ;
 - La station de reprise (STR5) refoule vers le réservoir Tampon EL GOUFI et alimente le réservoir SIOUANE gravit arment ;
 - Le réservoir Tampon EL GOUFI aliment gravitairement les réservoirs suivants :
1. Réservoir ZITOUNA ;
 2. Réservoir OUED JBEL ;
 3. Réservoir KENOUA ;
 4. Réservoir BOUNOUGHRA ;
 5. Réservoir AZAKOUR ;
 6. Réservoir KHENAG MAYOUNE

III.3.2 Variantes II :

Dans notre cas, le tracé présente un linéaire total d'environ cinquante-trois kilomètre (53 Km)

- Longueur de l'adduction par refoulement est de trente-cinq kilomètre (**35 Km**) ;
- Longueur de l'adduction par gravité est de dix-huit kilomètre (**18 Km**).

Le barrage Z'HOR aliment la station de traitement (ST) par une conduite gravitaire d'eau brute, l'eau traitée est stockée dans le réservoir.

- La station de pompage (**STP1**) refoule vers le réservoir OUED Z'HOR et la station de reprise (**STR4**) ;
- La station de reprise (**STR4**) refoule vers le réservoir Tampon EL M'KATEL et aliment le réservoir KHENAZ MAYOUN gravit arment ;
- Le réservoir Tampon EL M'KATEL alimente par gravite le réservoir AZAKOUR et la station de reprise (**STP5**) ;
- La station de reprise (**STP5**) refoule vers le réservoir Tampon EL GOUFI ;
- Le réservoir Tampon EL GOUFI aliment gravit arment les réservoirs suivants :

1. Réservoir ZITOUNA ;
2. Réservoir OUED JBEL ;
3. Réservoir KENOUA ;
4. Réservoir SIOUNE ;
5. Réservoir AIN LEMCEID.

III.3.3 Choix de variante :

On va comparer les deux variantes **I** et **II** afin de choisir la variante la plus fiable et la plus économique. On note que la comparaison concerne la partie différant de tracé de ces deux conduites :

Tableau III.1: Comparaison des variantes

	Variante I	Variante II
Avantages	1) Elle ne présente pas des coudes brusque ; 2) Elle présente un seul réservoir Tampon ; 3) La longueur de l'adduction de refoulement est de 28 km .	
Inconvénients		1) La longueur de l'adduction de refoulement est de 35 km ; 2) Elle présente deux réservoirs Tampon ; 3) La longueur d'adduction gravitaire est très faible par rapport au refoulement. 4) La présence d'un champ de mines

D'après cette comparaison on voit que la **Variante I** présente moins de contraintes par rapport à la **Variante II**, donc on tient à choisir dans notre étude.

III.4 Choix du matériau des conduites :

Les matériaux susceptibles d'être utilisés pour les conduites sont la fonte, l'acier, le polyéthylène haut densité (PEHD).

➤ Fonte :

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

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

➤ Acier :

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

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

➤ **Le polyéthylène à haute densité (PEHD) :**

Les canalisations en polyéthylène haute densité (PEHD) présentent de multiples avantages, dont notamment :

- résistance à toutes agressions chimiques ou électriques,
- canalisations robustes, rapides et faciles à poser,
- conduites auto butées grâce aux joints électro soudables (par manchons ou soudures bout à bout).

D'après les propriétés de notre zone d'étude le **PEHD** est un matériau convenable pour nos adductions ainsi que notre choix est motivé par la disponibilité de ce type des conduites dans le marché algérien et aussi il est fabriqué localement.

III.5 Calcul hydraulique :

Le calcul hydraulique comporte des tronçons par refoulement et des tronçons gravitaires.

III.6.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise en première approximation les deux formules approchées de BRESS et de BONNIN:

✓ Formule de BRESSE :

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \dots \dots \dots (III.1)$$

✓ Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \dots \dots \dots (III.2)$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite (m);

Q : Débit véhiculé (m³/s).

1. Calcul des pertes de charge linéaires :

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

- Diamètre D de la conduite en (m) ;
- Débit Q en (m³/s) ;
- La rugosité absolue ε exprimée en (mm) ;
- La longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_L = j \times L = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (III.3)$$

Avec :

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

ΔH_L: Pertes de charge linéaires en (m) ;

j: Gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

✓ Formule de NIKURADZE :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec :

ϵ : Rugosité de la conduite en mm (0.1mm) ;

D: Diamètre de la conduite en (mm).

✓ Formule COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{\epsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}}\right) \dots\dots\dots(III.5)$$

Avec : $\lambda=f(Re, \epsilon/D)$

λ : Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement ;

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

D: Diamètre de la conduite en mètre (m) ;

g: Accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$) ;

Re: Nombre de Reynolds.

On vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule de Nombre de Reynolds qui s'exprime comme suit :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec :

ν : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS ;

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

t: Température de l'eau en degré (on prend l'eau à 20°C).

2. Calcul des pertes de charge singulière :

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

Dans notre cas les pertes de charge singulières représente **10%** de celle linéaire :

$$\Delta H_S = 0,10 \times \Delta H_L \dots\dots\dots(III.8)$$

3. Calcul des pertes de charge Totale :

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

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S = 1,10 \times \Delta H_L \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec :

ΔH_T : Perte de charge totale en (m) ;

ΔH_S : Perte de charge singulière en (m) ;

ΔH_L : Perte de charge linéaire en (m).

4. La hauteur manométrique totale HMT :

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

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_T \dots \dots \dots (III.10)$$

Avec :

H_g : La hauteur géométrique (m) ;

ΔH_T : Perte de charge totale (m) ;

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

ΔH_r : Perte de charge au refoulement (m).

5. Puissance des pompes :

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

$$P = \frac{g \times Q \times H_{MT}}{\eta} \dots \dots \dots (III.11)$$

Avec :

P : Puissance absorbée par la pompe (kw) ;

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

Q : Débit à refoulé (m^3/s) ;

H_{MT} : Hauteur manométrique totale (m);

η : Rendement du pompage (75%).

6. Energie consommée par la pompe :

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

$$E = P \times T \times 365 \dots \dots \dots (III.12)$$

Avec :

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

P : Puissance absorbée (Kw) ;

T : Temps de pompage en (heure); dans notre cas $T = 20h$.

7. Frais d'exploitation :

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

$$F_{exp} = E \times e \dots \dots \dots (III.13)$$

Avec :

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

E : Énergie totale dépensée par la pompe (Kw) ;

e : Prix unitaire d'un Kw imposé par la SONELGAZ. ($e=4,2DA$)

8. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{am} = P_{rc} \times A \dots \dots \dots (III.14)$$

Avec :

P_{rc} : Prix de la conduite en (DA) ;

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots \dots \dots (III.15)$$

Avec :

i : Taux d'annuité ($i = 10\%$);

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i = \frac{0,1}{(1+0,1)^{30} - 1} + 0,1 = 0,1061 = 10,61\%$$

III.6.2 Calcul des diamètres économiques des conduites gravitaires :

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

$$\Delta H = \frac{K' \times L \times Q^\beta}{D^m} \dots \dots \dots (III.16)$$

De cette formule on va tirer le diamètre avantageux :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \times L \times Q^\beta}{\Delta H}} \dots \dots \dots (III.17)$$

Avec :

L : Longueur de la conduite (m) ;

ΔH : Charge disponible (m) ;

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

K', β, m : Coefficients qui dépendent du type de la tuyauterie et de régime d'écoulement.

Tab III.2: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

matériau	K'	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
PEHD	0,001052	4,774	1,77

Pour les conduites en **PEHD**, leur dimensionnement se fait en tenant compte de diamètre intérieur.

$$D_{int} = D_{ex} - 2e.....(III.18)$$

Avec :

D_{int} : Diamètre intérieur (mm) ;

D_{ex} : Diamètre extérieur (mm);

e : Epaisseur (mm).

Pour le choix de diamètre, il faut vérifier les conditions limite de la vitesse $0,5 < V < 1,5$ m/s.

Les longueurs et leurs débits des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant:

Tab III.3: Linéaire de conduites avec leurs débits.

Point de départ	Altitude (m)	Point d'arrivé	Altitude (m)	Longueur (m)	Débit (l/s)
Par Refoulement					
STP1	24	STR2	250	3500	112,92
STR2	250	STR3	500	4328	112,92
STR3	500	STR4	750	5681	112,92
STR4	750	STR5	1000	10140	109,95
STR5	1000	Réservoir Tampon EL GOUFI	1081	1500	105,4
STP1	24	Réservoir OUED Z'HOR	160	600	16,08
STR4	750	Réservoir AIN LAMCED	820	222	2,97
Par Gravité					
STR5	1000	Réservoir SIOUANE	909	3000	4,55
Réservoir Tampon EL GOUFI	1081	Picage 9	1007	1870	105,4
Picage 9	1007	Réservoir ZITOUNA	681	2380	30,59
Picage 9	1007	Picage 11	990	3000	74,81
Picage 11	990	Picage 12	980	1400	34,48
Picage 12	980	Réservoir OUED JBEL	734	400	5,10
Picage 12	980	Réservoir KENOUA	973	3350	29,38
Picage 11	990	RESERVOIR BOUNOGHRA	734	5330	40,33
RESERVOIR BOUNOGHRA	734	PIQUAGE AZAKOUR & EL OULDJA	710	163	18,26

Nous avons utilisés les prix des conduites de groupe CHIALI (voir **ANNEXE I: TUBE PEHD EAU POTABLE PN10**).

III.6.3 Application numérique :

1. Dimensionnement du réseau d'adduction par refoulement :

a. Station de pompage (STP1) vers Station de reprise (STR2)

Q= 112,92 l/s ; L= 3500m ; côte de départ= 24 m ; côte d'arrivé= 250m

$$D = \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{0,11292} = 0,3360\text{m}$$

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = 1,5 \times \sqrt{0,11292} = 0,5041 \text{ m}$$

- Frais d'exploitation

D_{ext} (mm)	e (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_T (m)
160	9.5	141	7.23	1019675.24	0.018	3500	1190.98957	119.098957	1310.08853
200	11.9	176.2	4.63	815971.676	0.018	3500	390.8175	39.08175	429.89925
250	14.8	220.4	2.96	652333.073	0.017	3500	120.537447	12.0537447	132.591191
315	18.7	277.6	1.87	517918.622	0.017	3500	38.0261739	3.80261739	41.8287913
400	23.7	352.6	1.16	407754.423	0.016	3500	10.825288	1.0825288	11.9078168
500	29.7	440.6	0.74	326314.592	0.016	3500	3.55327267	0.35532727	3.90859994
630	37.4	555.2	0.47	258959.311	0.016	3500	1.11841688	0.11184169	1.23025857

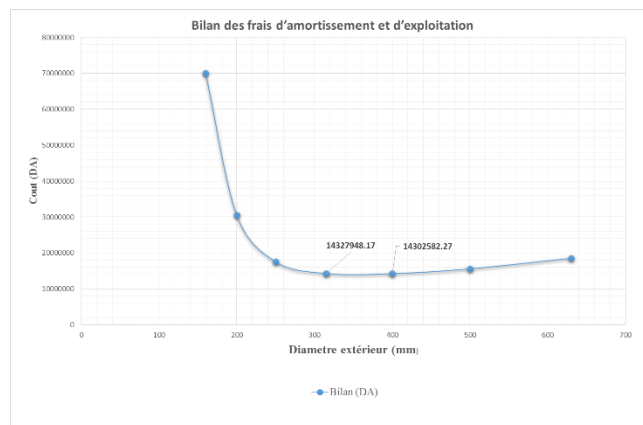
ΔH_T (m)	H_g (m)	H_{MT} (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (DA)
1310.08853	226	1536.08853	2268.792929	16562188.4	69561191.2
429.89925	226	655.89925	968.7589944	7071940.66	29702150.8
132.591191	226	358.591191	529.6368948	3866349.33	16238667.2
41.8287913	226	267.828791	395.5814106	2887744.3	12128526.1
11.9078168	226	237.907817	351.3883228	2565134.76	10773566.0
3.90859994	226	229.9086	339.5735307	2478886.77	10411324.5
1.23025857	226	227.230259	335.6176376	2450008.75	10290036.8

- Frais d'amortissement

D_{int} (mm)	D_{int} (mm)	Prix du ml (DA)	L(m)	A (%)	F_{am} (DA)
160	141	1529.2134	3500	10.61	567873.396
200	176.2	2392.533	3500	10.61	888467.13
250	220.4	3714.282	3500	10.61	1379298.62
315	277.6	5922.774	3500	10.61	2199422.12
400	352.6	9503.208	3500	10.61	3529016.29
500	440.6	14117.922	3500	10.61	5242690.33
630	555.2	22358.7	3500	10.61	8302903.25

• Bilan Totale

D _{ext} (mm)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
160	69561191.2	567873.396	70129064.6
200	29702150.8	888467.13	30590617.9
250	16238667.2	1379298.62	17617965.8
315	12128526.1	2199422.12	14327948.2
400	10773566	3529016.29	14302582.3
500	10411324.5	5242690.33	15654014.8
630	10290036.8	8302903.25	18592940



Le diamètre économique est de **400mm** avec une vitesse de **1,16 m/s**.

b. Station de pompage (STR2) vers Station de reprise (STR3)

Q= **112,92 l/s** ; L= **4328m** ; côte de départ= **250 m** ; côte d'arrivé= **500m**

$$D = \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{0,11292} = 0,3360\text{m}$$

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = 1,5 \times \sqrt{0,11292} = 0,5041 \text{ m}$$

• Frais d'exploitation

D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V(m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH _L (m)	ΔH _s (m)	ΔH _T (m)
160	9.5	141	7.23	1019675.2	0.018	4328	1472.7437	147.27437	1620.018
200	11.9	176.2	4.63	815971.68	0.018	4328	483.27375	48.327375	531.60113
250	14.8	220.4	2.96	652333.07	0.017	4328	149.05316	14.905316	163.95848
315	18.7	277.6	1.87	517918.62	0.017	4328	47.02208	4.702208	51.724288
400	23.7	352.6	1.16	407754.42	0.016	4328	13.386242	1.3386242	14.724866
500	29.7	440.6	0.74	326314.59	0.016	4328	4.3938755	0.4393875	4.833263
630	37.4	555.2	0.47	258959.31	0.016	4328	1.3830024	0.1383002	1.5213026

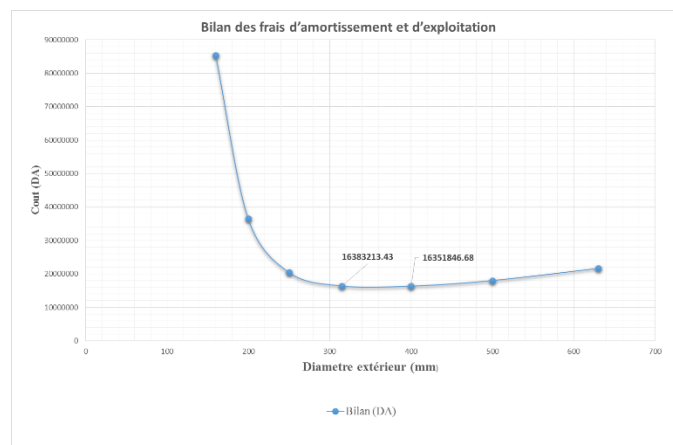
ΔH_T (m)	H_g (m)	H_{MT} (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (DA)
1620.018	250	1870.018	2762.00469	20162634	84683064
531.60113	250	781.60113	1154.41987	8427265	35394513
163.95848	250	413.95848	611.414024	4463322.4	18745954
51.724288	250	301.72429	445.644843	3253207.4	13663471
14.724866	250	264.72487	390.996933	2854277.6	11987966
4.833263	250	254.83326	376.387099	2747625.8	11540028
1.5213026	250	251.5213	371.495354	2711916.1	11390048

• Frais d'amortissement

D_{int} (mm)	D_{int} (mm)	Prix du ml (DA)	L(m)	A (%)	F_{am} (DA)
160	141	1529.2134	4328	10.61	702216.02
200	176.2	2392.533	4328	10.61	1098653.1
250	220.4	3714.282	4328	10.61	1705601.3
315	277.6	5922.774	4328	10.61	2719742.6
400	352.6	9503.208	4328	10.61	4363880.7
500	440.6	14117.922	4328	10.61	6482961.1
630	555.2	22358.7	4328	10.61	10267133

• Bilan Totale

D_{ext} (mm)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
160	84683064	702216.02	85385280
200	35394513	1098653.1	36493166
250	18745954	1705601.3	20451555
315	13663471	2719742.6	16383213
400	11987966	4363880.7	16351847
500	11540028	6482961.1	18022990
630	11390048	10267133	21657180



Le diamètre économique est de **400mm** avec une vitesse de **1,16 m/s**.

c. Station de reprise (STR3) vers station de reprise (STR4)

Q= 112,92 l/s ; L= 5681m ; côte de départ= 500 m ; côte d'arrivé= 750m

$$D = \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{0,11292} = 0,3360\text{m}$$

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = 1,5 \times \sqrt{0,11292} = 0,5041 \text{ m}$$

• Frais d'exploitation

D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V(m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH _L (m)	ΔH _s (m)	ΔH _T (m)
160	9.5	141	7.23	1019675.2	0.018	5681	1933.1462	193.31462	2126.4608
200	11.9	176.2	4.63	815971.68	0.018	5681	634.35263	63.435263	697.7879
250	14.8	220.4	2.96	652333.07	0.017	5681	195.6495	19.56495	215.21445
315	18.7	277.6	1.87	517918.62	0.017	5681	61.721913	6.1721913	67.894104
400	23.7	352.6	1.16	407754.42	0.016	5681	17.570989	1.7570989	19.328088
500	29.7	440.6	0.74	326314.59	0.016	5681	5.7674692	0.5767469	6.3442161
630	37.4	555.2	0.47	258959.31	0.016	5681	1.8153504	0.181535	1.9968854

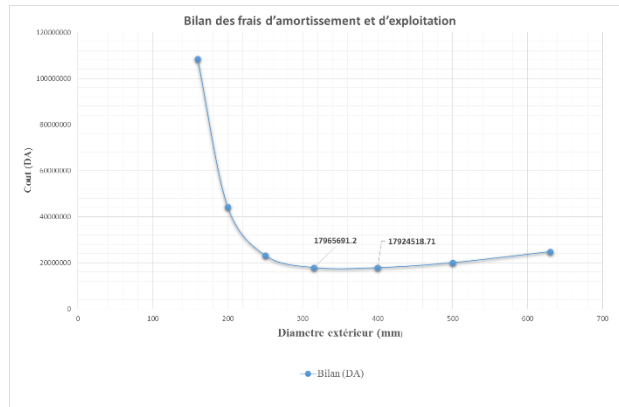
ΔH _T (m)	H _g (m)	H _{MT} (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F _{exp} (DA)
2126.4608	250	2376.4608	3510.01745	25623127	107617135
697.7879	250	947.7879	1399.87666	10219100	42920218
215.21445	250	465.21445	687.118758	5015966.9	21067061
67.894104	250	317.8941	469.527557	3427551.2	14395715
19.328088	250	269.32809	397.795862	2903909.8	12196421
6.3442161	250	256.34422	378.618767	2763917	11608451
1.9968854	250	251.99689	372.197787	2717043.8	11411584

• Frais d'amortissement

D _{int} (mm)	D _{int} (mm)	Prix du ml (DA)	L(m)	A (%)	F _{am} (DA)
160	141	1529.2134	5681	10.61	921739.65
200	176.2	2392.533	5681	10.61	1442109.1
250	220.4	3714.282	5681	10.61	2238798.7
315	277.6	5922.774	5681	10.61	3569976.3
400	352.6	9503.208	5681	10.61	5728097.6
500	440.6	14117.922	5681	10.61	8509635.4
630	555.2	22358.7	5681	10.61	13476798

• Bilan Totale

D _{ext} (mm)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
160	107617135	921739.65	108538875
200	42920218	1442109.1	44362327
250	21067061	2238798.7	23305860
315	14395715	3569976.3	17965691
400	12196421	5728097.6	17924519
500	11608451	8509635.4	20118087
630	11411584	13476798	24888382



Le diamètre économique est de **400mm** avec une vitesse de **1,16 m/s**.

d. Station de reprise (STR4) vers station de reprise (STR5)

Q= **109,95 l/s** ; L= **10140m** ; côte de départ= **750 m** ; côte d'arrivé= **1000m**

$$D = \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{0,10995} = 0,3316 \text{ m}$$

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = 1,5 \times \sqrt{0,10995} = 0,4974\text{m}$$

• Frais d'exploitation

D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V(m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH _L (m)	ΔH _s (m)	ΔH _T (m)
160	9.5	141	7.04	992855.94	0.018	10140	3271.3469	327.13469	3598.4816
200	11.9	176.2	4.51	794510.15	0.018	10140	1073.4767	107.34767	1180.8244
250	14.8	220.4	2.88	635175.54	0.017	10140	331.08586	33.108586	364.19444
315	18.7	277.6	1.82	504296.43	0.017	10140	104.44827	10.444827	114.8931
400	23.7	352.6	1.13	397029.74	0.016	10140	29.734326	2.9734326	32.707759
500	29.7	440.6	0.72	317731.93	0.016	10140	9.7599406	0.9759941	10.735935
630	37.4	555.2	0.45	252148.21	0.016	10140	3.0720081	0.3072008	3.3792089

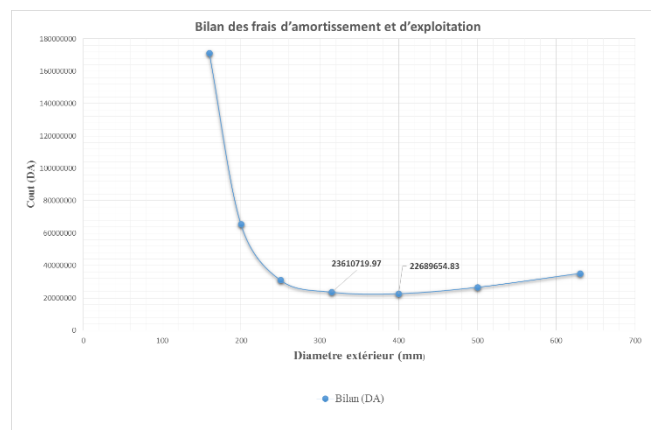
ΔH_T (m)	H_g (m)	H_{MT} (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (DA)
3598.4816	250	3848.4816	5534.67839	40403152	169693239
1180.8244	250	1430.8244	2057.73442	15021461	63090137
364.19444	250	614.19444	883.301278	6448099.3	27082017
114.8931	250	364.8931	524.769555	3830817.7	17238680
32.707759	250	282.70776	406.575032	2967997.7	12465590
10.735935	250	260.73593	374.976342	2737327.3	11496775
3.3792089	250	253.37921	364.396296	2660093	11172390

• Frais d'amortissement

D_{int} (mm)	D_{int} (mm)	Prix du ml (DA)	L(m)	A (%)	F_{am} (DA)
160	141	1529.2134	10140	10.61	1645210.4
200	176.2	2392.533	10140	10.61	2574016.2
250	220.4	3714.282	10140	10.61	3996025.1
315	277.6	5922.774	10140	10.61	6372040.1
400	352.6	9503.208	10140	10.61	10224064
500	440.6	14117.922	10140	10.61	15188823
630	555.2	22358.7	10140	10.61	24054697

• Bilan Totale

D_{ext} (mm)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
160	169693239	1645210.4	171338450
200	63090137	2574016.2	65664153
250	27082017	3996025.1	31078042
315	17238680	6372040.1	23610720
400	12465590	10224064	22689655
500	11496775	15188823	26685597
630	11172390	24054697	35227087



Le diamètre économique est de **400mm** avec une vitesse de **1,13 m/s**.

e. Station de reprise (STR5) vers réservoir Tampon EL GOUFI

Q= 105,40 l/s ; L= 1500m ; côte de départ= 1000 m ; côte d'arrivé= 1081m

$$D = \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{0,10540} = 0,3247 \text{ m}$$

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = 1,5 \times \sqrt{0,10540} = 0,4870\text{m}$$

• **Frais d'exploitation**

D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V(m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH _L (m)	ΔH _s (m)	ΔH _T (m)
160	9.5	141	6.75	951769.13	0.018	1500	444.70361	44.470361	489.17397
200	11.9	176.2	4.32	761631.37	0.018	1500	145.92735	14.592735	160.52009
250	14.8	220.4	2.76	608890.42	0.017	1500	45.007479	4.5007479	49.508227
315	18.7	277.6	1.74	483427.41	0.017	1500	14.198594	1.4198594	15.618453
400	23.7	352.6	1.08	380599.68	0.016	1500	4.0420544	0.4042054	4.4462599
500	29.7	440.6	0.69	304583.4	0.016	1500	1.3267565	0.1326757	1.4594322
630	37.4	555.2	0.44	241713.7	0.016	1500	0.4176057	0.0417606	0.4593663

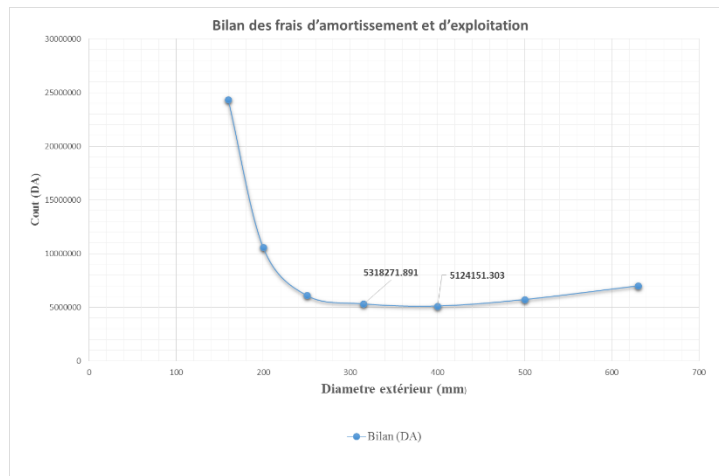
ΔH _T (m)	H _g (m)	H _{MT} (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F _{exp} (DA)
489.17397	81	570.17397	786.060085	5738238.6	24100602
160.52009	81	241.52009	332.96732	2430661.4	10208778
49.508227	81	130.50823	179.922818	1313436.6	5516433.6
15.618453	81	96.618453	133.201291	972369.42	4375662.4
4.4462599	81	85.44626	117.798948	859932.32	3611715.8
1.4594322	81	82.459432	113.681212	829872.85	3485466
0.4593663	81	81.459366	112.302489	819808.17	3443194.3

• **Frais d'amortissement**

D _{int} (mm)	D _{int} (mm)	Prix du ml (DA)	L(m)	A (%)	F _{am} (DA)
160	141	1529.2134	1500	10.61	243374.31
200	176.2	2392.533	1500	10.61	380771.63
250	220.4	3714.282	1500	10.61	591127.98
315	277.6	5922.774	1500	10.61	942609.48
400	352.6	9503.208	1500	10.61	1512435.6
500	440.6	14117.922	1500	10.61	2246867.3
630	555.2	22358.7	1500	10.61	3558387.1

• Bilan Totale

D _{ext} (mm)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
160	24100602	243374.31	24343977
200	10208778	380771.63	10589550
250	5516433.6	591127.98	6107561.6
315	4375662.4	942609.48	5318271.9
400	3611715.8	1512435.6	5124151.3
500	3485466	2246867.3	5732333.2
630	3443194.3	3558387.1	7001581.4



Le diamètre économique est de **400mm** avec une vitesse de **1,08 m/s**.

f. Station de Pompage (STP1) vers réservoir OUED Z'HOR

Q= **16,08 l/s** ; L= **600m** ; côte de départ= **24 m** ; côte d'arrivé= **160m**

$$D = \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{0,01608} = 0,12681 \text{ m}$$

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = 1,5 \times \sqrt{0,01608} = 0,19022\text{m}$$

• Frais d'exploitation

D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V(m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH _L (m)	ΔH _s (m)	ΔH _T (m)
75	5.6	63.8	5.03	320904.26	0.023	600	278.91317	27.891317	306.80448
90	5.4	79.2	3.26	258506.21	0.022	600	90.498493	9.0498493	99.548342
110	6.6	96.8	2.18	211505.08	0.021	600	31.672845	3.1672845	34.84013
125	7.4	110.2	1.69	185786.68	0.021	600	16.563644	1.6563644	18.220009
160	9.5	141	1.03	145203.49	0.02	600	4.6002243	0.4600224	5.0602467
200	11.9	176.2	0.66	116195.75	0.02	600	1.5095415	0.1509541	1.6604956
250	14.8	220.4	0.42	92893.339	0.02	600	0.4929656	0.0492966	0.5422622

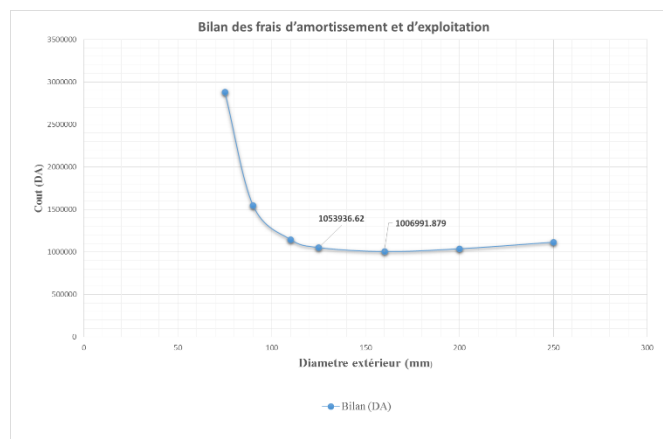
ΔH_T (m)	H_g (m)	H_{MT} (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (DA)
306.80448	136	442.80448	93.1334728	679874.35	2855472.3
99.548342	136	235.54834	49.5420348	361656.85	1518958.8
34.84013	136	170.84013	35.9321895	262304.98	1101680.9
18.220009	136	154.22001	32.4365392	236786.74	994504.29
5.0602467	136	141.06025	29.6686939	216581.47	909642.15
1.6604956	136	137.6605	28.9536365	211361.55	887718.49
0.5422622	136	136.54226	28.7184424	209644.63	880507.45

• Frais d'amortissement

D_{int} (mm)	D_{int} (mm)	Prix du ml (DA)	L(m)	A (%)	F_{am} (DA)
75	63.8	430.2909	600	10.61	27392.319
90	79.2	491.8914	600	10.61	31313.807
110	96.8	732.8178	600	10.61	46651.181
125	110.2	933.5898	600	10.61	59432.327
160	141	1529.2134	600	10.61	97349.725
200	176.2	2392.533	600	10.61	152308.65
250	220.4	3714.282	600	10.61	236451.19

• Bilan Totale

D_{ext} (mm)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
75	2855472.3	27392.319	2882864.6
90	1518958.8	31313.807	1550272.6
110	1101680.9	46651.181	1148332.1
125	994504.29	59432.327	1053936.6
160	909642.15	97349.725	1006991.9
200	887718.49	152308.65	1040027.1
250	880507.45	236451.19	1116958.6



Le diamètre économique est de **160mm** avec une vitesse de **1,03 m/s**.

g. Station de reprise (STR4) vers réservoir AIN LAMCED

Q= 2,97 l/s ; L= 222m ; côte de départ= 750 m ; côte d'arrivé= 820m

$$D = \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = \sqrt{0,00297} = 0,05450 \text{ m}$$

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad \Longrightarrow \quad D = 1,5 \times \sqrt{0,00297} = 0,08175 \text{ m}$$

- Frais d'exploitation

D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V(m/s)	Re	λ	L (m)	ΔH _L (m)	ΔH _s (m)	ΔH _T (m)
25	2	21	8.57	180072.45	0.03	222	1188.5348	118.85348	1307.3882
32	2.4	27.2	5.11	139026.52	0.029	222	315.16689	31.516689	346.68358
40	3	34	3.27	111221.22	0.027	222	96.151549	9.6151549	105.7667
50	3.7	42.6	2.08	88768.109	0.026	222	29.98558	2.998558	32.984138
63	4.7	53.6	1.32	70550.773	0.025	222	9.1433042	0.9143304	10.057635
75	5.6	63.8	0.93	59271.496	0.023	222	3.5205584	0.3520558	3.8726142
90	5.4	79.2	0.60	47746.483	0.022	222	1.1423097	0.114231	1.2565407

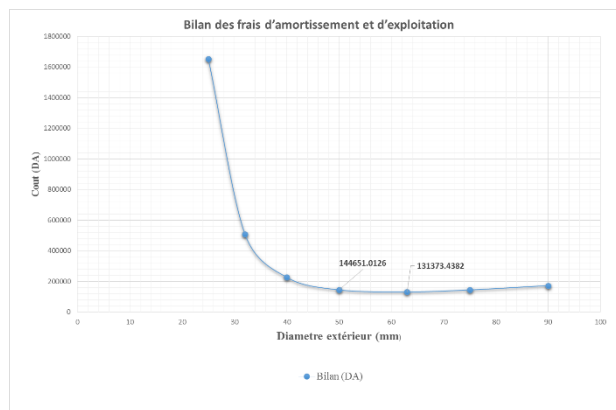
ΔH _T (m)	H _g (m)	H _{MT} (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F _{exp} (DA)
1307.3882	70	1377.3882	53.5082273	390610.06	1640562.2
346.68358	70	416.68358	16.187157	118166.25	496298.23
105.7667	70	175.7667	6.82811462	49845.237	209349.99
32.984138	70	102.98414	4.00068662	29205.012	122661.05
10.057635	70	80.057635	3.11004697	22703.343	95354.04
3.8726142	70	73.872614	2.86977377	20949.349	87987.264
1.2565407	70	71.256541	2.76814559	20207.463	84871.344

- Frais d'amortissement

D _{int} (mm)	D _{int} (mm)	Prix du ml (DA)	L(m)	A (%)	F _{am} (DA)
25	21	430.2909	222	10.61	10135.158
32	27.2	491.8914	222	10.61	11586.108
40	34	732.8178	222	10.61	17260.937
50	42.6	933.5898	222	10.61	21989.961
63	53.6	1529.2134	222	10.61	36019.398
75	63.8	2392.533	222	10.61	56354.201
90	79.2	3714.282	222	10.61	87486.941

• Bilan Total

D _{ext} (mm)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan (DA)
25	1640562.2	10135.158	1650697.4
32	496298.23	11586.108	507884.34
40	209349.99	17260.937	226610.93
50	122661.05	21989.961	144651.01
63	95354.04	36019.398	131373.44
75	87987.264	56354.201	144341.46
90	84871.344	87486.941	172358.28



Le diamètre économique est de **63mm** avec une vitesse de **1,32 m/s**.

2. Dimensionnement du réseau d'adduction gravitaire :

a. Station de reprise (STR5) vers réservoir SIOUANE :



Figure III.4.a: Le tracé en plan de la variante I (STR5 vers Réservoir SIOUANE)

Q= 4,55 l/s ; L= 3000m ; côte de départ= 1000m ; côte d'arrivé= 909m

L(m)	Q(m ³ /s)	m	β	K'	ΔH(m)
3000	0,00455	4,774	1,77	0,001052	91

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \times L \times Q^\beta}{\Delta H}} \implies D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 \times 3000 \times 0,00455^{1,77}}{91}} = 0,06697\text{m}$$

$$D = 0,06697\text{m} \implies V = 1,292 \text{ m/s}$$

La condition est vérifiée par la vitesse trouvée.

D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	L (m)	Prix de ml (DA)	Prix de la conduite (DA)	F _{am} (DA)
90	8,2	73,6	1,069	3000	719,43	2 158 290	228 994,569

Le diamètre avantageux est de **90mm** avec une vitesse de **1,069m/s**.

b. Réservoir Tampon EL GOUFI vers Picage 9 :



Figure III.4.b: Le tracé en plan de la variante I (Réservoir Tampon vers Picage 9)

Q= 105,40 l/s ; L= 1870m ; côte de départ= 1081m ; côte d'arrivé= 1007m

L(m)	Q(m ³ /s)	m	β	K'	ΔH(m)
1870	0,1054	4,774	1,77	0,001052	74

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \times L \times Q^\beta}{\Delta H}} \implies D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 \times 1870 \times 0,1054^{1,77}}{74}} = 0,2031\text{m}$$

$$D = 0,2031\text{m} \implies V = 3,253 \text{ m/s}$$

La vitesse trouvée ne vérifie pas la condition limite de vitesse.

On suppose la vitesse d'écoulement dans la conduite V= 1,2 m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,1054}{\pi \times 1,2}} = 0,334\text{m} = 400\text{mm}$$

D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	L (m)	Prix de ml(DA)	Prix de la conduite (DA)	F _{am} (DA)
400	23,7	352,6	1,079	1870	14 054,04	26 281 054,800	2 788 419,914

Le diamètre avantageux est de **400mm** avec une vitesse de **1,079m/s**.

c. Picage 9 vers réservoir ZITOUNA :



Figure III.4.c: Le tracé en plan de la variante I (Picage 9 vers réservoir ZITOUNA)

Q= 30,59 l/s ; L= 2380m ; côte de départ= 1007m ; côte d'arrivé= 681m

L(m)	Q(m ³ /s)	m	β	K'	ΔH(m)
2380	0,03059	4,774	1,77	0,001052	326

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \times L \times Q^\beta}{\Delta H}} \implies D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 \times 2380 \times 0,03059^{1,77}}{326}} = 0,0990\text{m}$$

$$D = 0,0990\text{m} \implies V = 3,974 \text{ m/s}$$

La vitesse trouvée ne vérifie pas la condition limite de vitesse.

On suppose la vitesse d'écoulement dans la conduite V= 1,2 m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,03059}{\pi \times 1,2}} = 0,180\text{m} = 200\text{mm}$$

D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	L (m)	Prix de ml (DA)	Prix de la conduite (DA)	F _{am} (DA)
200	18,2	163,6	1,455	2380	3 546,97	8 441 788,600	895 673,771

Le diamètre avantageux est de **200mm** avec une vitesse de **1,455m/s**.

d. Picage 9 vers Picage 11 :

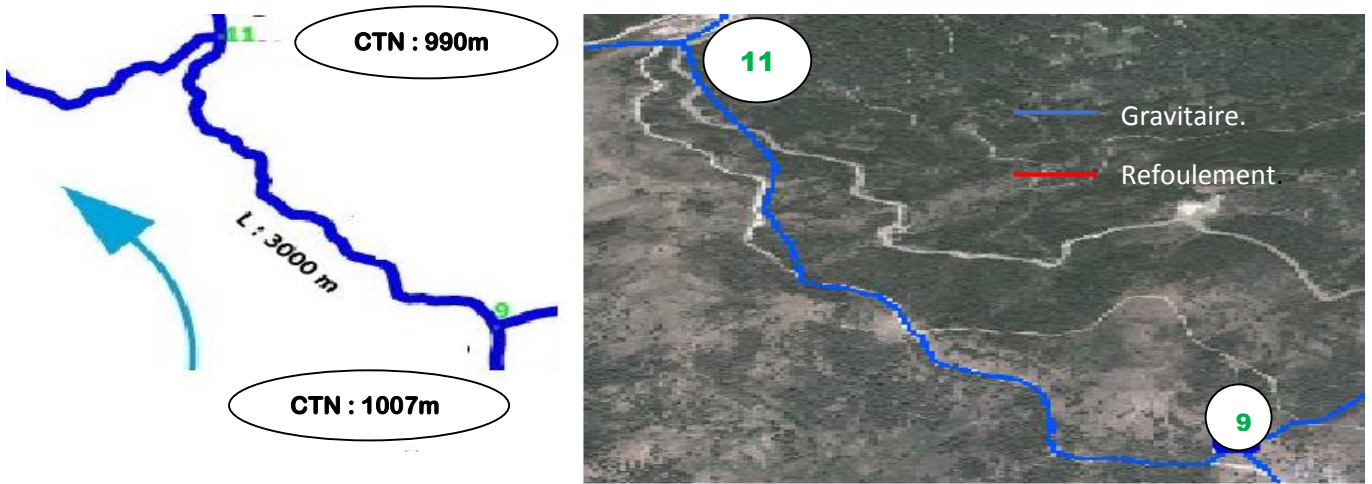


Figure III.4.d: Le tracé en plan de la variante I (Picage 9 vers Picage 11)

Q= 74,81 l/s ; L= 3000m ; côte de départ= 1007m ; côte d'arrivé= 990m

L(m)	Q(m ³ /s)	m	β	K'	ΔH(m)
3000	0,07481	4,774	1,77	0,001052	17

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \times L \times Q^\beta}{\Delta H}} \implies D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 \times 3000 \times 0,07481^{1,77}}{17}} = 0,2687m$$

$$D = 0,2687m \implies V = 1,319 \text{ m/s}$$

La condition est vérifiée pas la vitesse trouvée.

D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	L (m)	Prix de ml (DA)	Prix de la conduite (DA)	F _{am} (DA)
315	28,6	257,8	1,433	3000	8 700,12	26 100 360	2 769 248,196

Le diamètre avantageux est de **315mm** avec une vitesse de **1,433m/s**.

e. Picage 11 vers Picage 12 :

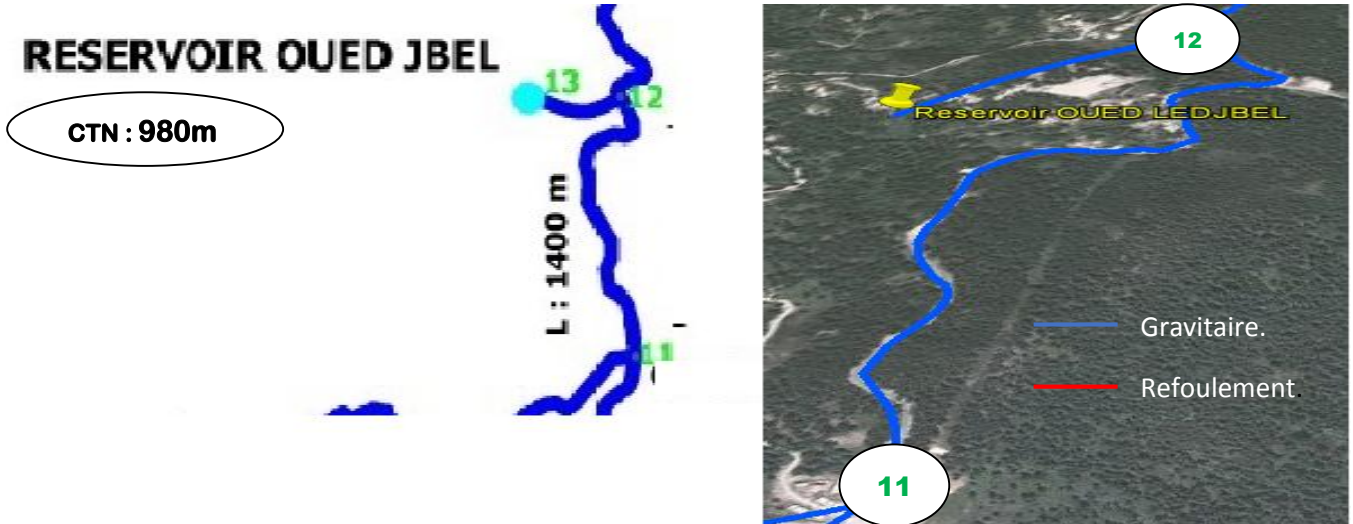


Figure III.4.e: Le tracé en plan de la variante I (Picage 11 vers Picage 12)

Q= 34,48 l/s ; L= 1400m ; côte de départ= 990m ; côte d'arrivé= 980m

L(m)	Q(m ³ /s)	m	β	K'	ΔH(m)
1400	0,03448	4,774	1,77	0,001052	10

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \times L \times Q^\beta}{\Delta H}} \implies D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 \times 1400 \times 0,03448^{1,77}}{10}} = 0,1921m$$

$$D = 0,1921m \implies V = 1,190 \text{ m/s}$$

La condition est vérifiée pas la vitesse trouvée.

D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	L (m)	Prix de ml (DA)	Prix de la conduite (DA)	F _{am} (DA)
250	22,7	204,6	1,048	1400	5 487,77	7 682 878	815 153,356

Le diamètre avantageux est de **250mm** avec une vitesse de **1,048m/s**.

f. Picage 12 vers réservoir KENOUA :

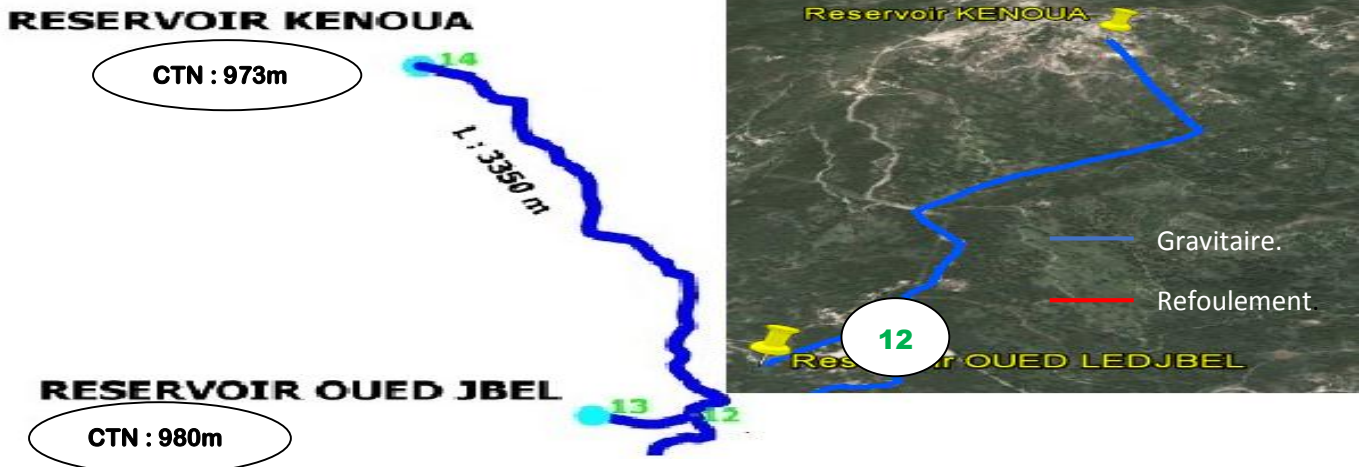


Figure III.4.f: Le tracé en plan de la variante I (Picage 12 vers réservoir KENOUA)

Q= 29,38 l/s ; L= 3350m ; côte de départ= 980m ; côte d'arrivé= 973m

L(m)	Q(m ³ /s)	m	β	K'	ΔH(m)
3350	0,02938	4,774	1,77	0,001052	7

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \times L \times Q^\beta}{\Delta H}} \implies D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 \times 3350 \times 0,02938^{1,77}}{7}} = 0,2342\text{m}$$

$$D = 0,2342\text{m} \implies V = 0,682 \text{ m/s}$$

La condition est vérifiée pas la vitesse trouvée.

D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	L (m)	Prix de ml (DA)	Prix de la conduite (DA)	F _{am} (DA)
200	18,2	163,6	1,398	3350	3 546,97	11 882 349,5	1 260 717,282

Le diamètre avantageux est de 200mm avec une vitesse de 1,398m/s.

g. Picage 11 vers RESERVOIR BOUNOGHRA :

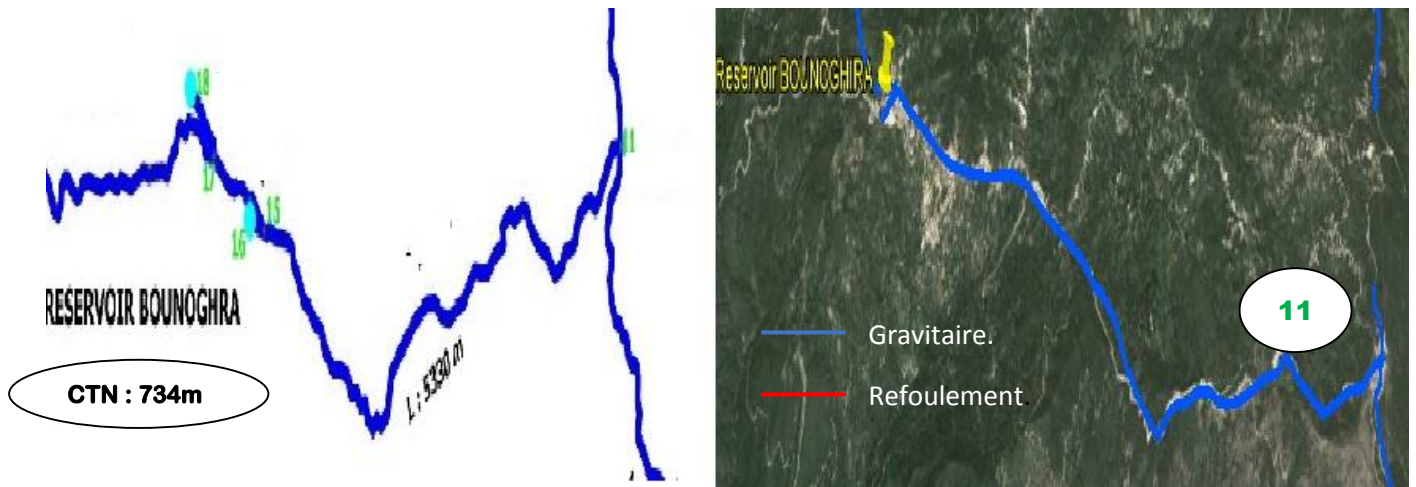


Figure III.4.g: Le tracé en plan de la variante I (Picage 11 vers RESERVOIR BOUNOGHRA)

Q= 40,33 l/s ; L= 5330m ; côte de départ= 990m ; côte d'arrivé= 734m

L(m)	Q(m ³ /s)	m	β	K'	ΔH(m)
5330	0,04033	4,774	1,77	0,001052	256

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \times L \times Q^\beta}{\Delta H}} \implies D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 \times 5330 \times 0,04033^{1,77}}{256}} = 0,1366\text{m}$$

$$D = 0,1366\text{m} \implies V = 2,752\text{ m/s}$$

La vitesse trouvée ne vérifie pas la condition limite de vitesse.

On suppose la vitesse d'écoulement dans la conduite V= 1,2 m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,04033}{\pi \times 1,2}} = 0,207\text{m} = 250\text{mm}$$

D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	L (m)	Prix de ml (DA)	Prix de la conduite (DA)	F _{am} (DA)
250	22,7	204,6	1,227	5330	5 487,77	29 249 814,100	3 103 405,276

Le diamètre avantageux est de 250mm avec une vitesse de 1,227m/s.

h. RESERVOIR BOUNOGHRA vers PIQUAGE AZAKOUR & EL OULDJA :



Figure III.4.h: Le tracé en plan de la variante I (RESERVOIR BOUNOGHRA vers PIQUAGE AZAKOUR & EL OULDJA)

Q= 22,07 l/s ; L= 695m ; côte de départ= 734m ; côte d'arrivé= 710m

L(m)	Q(m ³ /s)	m	β	K'	ΔH(m)
695	0,02207	4,774	1,77	0,001052	24

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \times L \times Q^\beta}{\Delta H}} \implies D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 \times 695 \times 0,02207^{1,77}}{24}} = 0,1170m$$

$$D = 0,1170m \implies V = 2,053 \text{ m/s}$$

La vitesse trouvée ne vérifie pas la condition limite de vitesse.

On suppose la vitesse d'écoulement dans la conduite V= 1,2 m/s.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,02207}{\pi \times 1,2}} = 0,153m = 200mm$$

D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	L (m)	Prix de ml (DA)	Prix de la conduite (DA)	F _{am} (DA)
200	18,2	163,6	1,050	695	3 546,97	2 465 144,150	261 551,943

Le diamètre avantageux est de 200mm avec une vitesse de 1,050m/s.

i. PIQUAGE AZAKOUR & EL OULDJA vers réservoir KHENAK MAYOUNE :

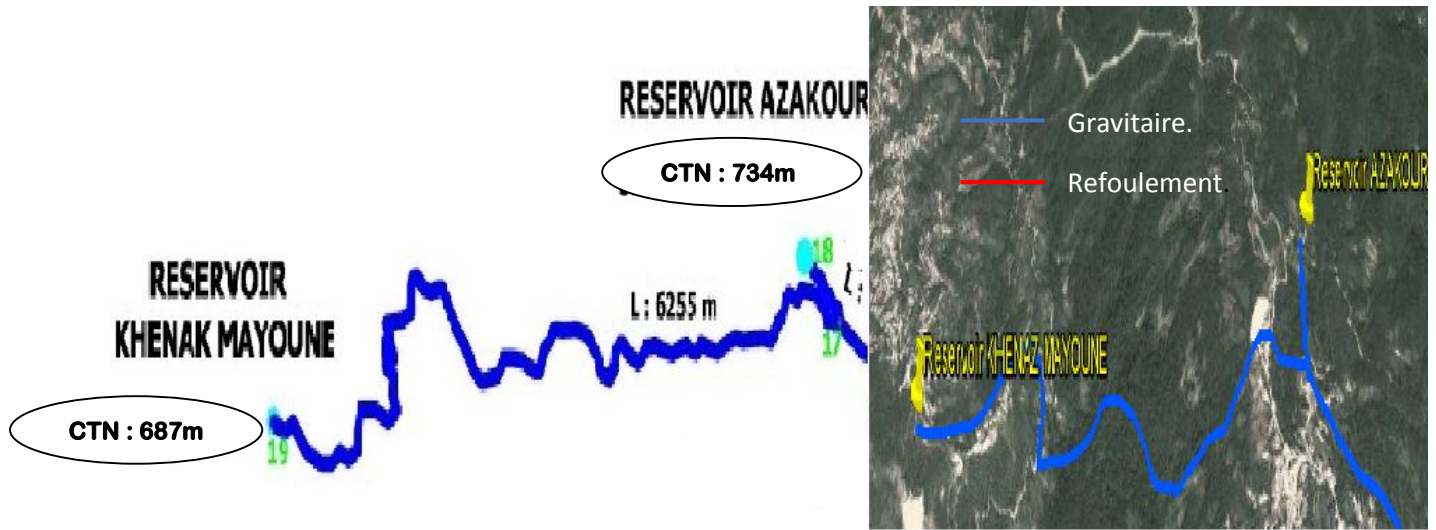


Figure III.4.i: Le tracé en plan de la variante I (PIQUAGE AZAKOUR & EL OULDJA vers réservoir KHENAK MAYOUNE)

Q= 14,79 l/s ; L= 6255m ; côte de départ= 710m ; côte d'arrivé= 687m

L(m)	Q(m ³ /s)	m	β	K'	ΔH(m)
6255	0,01479	4,774	1,77	0,001052	23

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \times L \times Q^\beta}{\Delta H}} \implies D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 \times 6255 \times 0,01479^{1,77}}{23}} = 0,1613\text{m}$$

$$D = 0,1613\text{m} \implies V = 0,724 \text{ m/s}$$

La condition est vérifiée par la vitesse trouvée.

D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	L (m)	Prix de ml (DA)	Prix de la conduite (DA)	F _{am} (DA)
160	14,6	130,8	1,101	6255	2 258,69	14 128 105,950	1 498 992,041

Le diamètre avantageux est de **160mm** avec une vitesse de **1,101m/s**.

Les résultats finals du dimensionnement de réseau d'adduction sont représenté dans le tableau suivant :

Tab III.3: Bilan du dimensionnement des conduites.

Point de départ	Point d'arrivé	L (m)	Q (l/s)	D _{ext} (mm)	V (m/s)
Par Refoulement					
STP1	STR2	3500	112,92	400	1,16
STR2	STR3	4328	112,92	400	1,16
STR3	STR4	5681	112,92	400	1,16
STR4	STR5	10140	109,95	400	1,13
STR5	Réservoir Tampon EL GOUFI	1500	105,4	400	1,08
STP1	Réservoir OUED Z'HOR	600	16,08	160	1,03
STR4	Réservoir AIN LAMCED	222	2,97	63	1,32
Par Gravité					
STR5	Réservoir SIOUANE	3000	4,55	90	1,069
Réservoir Tampon EL GOUFI	Picage 9	1870	105,4	400	1,079
Picage 9	Réservoir ZITOUNA	2380	30,59	200	1,455
Picage 9	Picage 11	3000	74,81	315	1,433
Picage 11	Picage 12	1400	34,48	250	1,048
Picage 12	Réservoir OUED JBEL	400	5,10	110	0,802
Picage 12	Réservoir KENOUA	3350	29,38	200	1,398
Picage 11	RESERVOIR BOUNOGHRA	5330	40,33	250	1,227
RESERVOIR BOUNOGHRA	Réservoir BOUNOUGHRA	163	18,26	160	1,359
RESERVOIR BOUNOGHRA	PIQUAGE AZAKOUR & EL OULDJA	695	22,07	200	1,050
PIQUAGE AZAKOUR & EL OULDJA	Réservoir AZZAKOUR	200	7,28	110	1,144
PIQUAGE AZAKOUR & EL OULDJA	Réservoir KHENAG MAYOUNE	6225	14,79	160	1,101

CONCLUSION :

L'étude techno-économique de l'adduction nous a permis de récapituler comme suit :

L'adduction sera composée d'une partie gravitaire de **24 Km** de longueur et un diamètre qui varie de **400 mm** à **75 mm** et d'une partie de refoulement de **28 Km** de longueur et un diamètre qui varie de **400** à **63 mm** avec quatre stations de reprise qui refoulent un débit maximum de **112,92 l/s** et une hauteur maximale de **1081 m**.

INTRODUCTION :

Les réservoirs sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable.

Dans ce chapitre, on s'intéresse à faire un dimensionnement pour déterminer la capacité des réservoirs.

IV.1. Fonctions des réservoirs :

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation.

Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production.

En milieu rural ou pour des villes de petite importance, avec une installation correctement conçue, la capacité du ou des réservoirs oscille aux alentours du volume moyen journalier d'eau consommée. Mais avec l'augmentation du nombre de consommateurs, le rapport entre la capacité et le volume moyen journalier diminue.

Ils servent à :

- Compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- Constituer une réserve pour les imprévus (rupture, panne, réparation, extension du réseau...).
- Offrir la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régulariser le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplifier l'exploitation.
- Régulariser les pressions dans le réseau.
- Une partie du volume est réservé à la lutte contre l'incendie.

IV.2. Prescriptions sanitaires :

En plus de leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

IV.3. Classification des réservoirs :

Les réservoirs sont classés selon les critères suivants:

- D'après la nature des matériaux, on distingue :
 - Réservoirs métalliques.
 - Réservoirs en maçonnerie.
 - Réservoirs en béton armé.
 - Réservoirs en plastique.

- D'après la situation des lieux, ils peuvent être:
 - Réservoirs enterrés.
 - Réservoirs semi enterrés.
 - Réservoirs surélevés.

- D'après la forme de la cuve :
 - Réservoirs carrés.
 - Réservoirs circulaires.
 - Réservoirs rectangulaires.

IV.4. Équipement des réservoirs :

Les réservoirs sont constitués de différents équipements à savoir :

- Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).
- La section de la canalisation de trop-plein doit pouvoir absorber la fourniture d'eau à plein régime. Cette canalisation est siphonnée avec une garde d'eau suffisante.
- La canalisation de vidange doit être située au point le plus bas du fond du réservoir.
- Les orifices d'évacuation du trop-plein et de la vidange sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux.
- L'installation des vannes sur les canalisations de départs des réservoirs, pour éviter de vider le réservoir en cas d'incident sur la canalisation.
- Une fenêtre d'aération (entrée et sortie de l'air lors du remplissage et de la vidange).
- Une fermeture par flotteur de l'alimentation.
- Un enregistreur du niveau d'eau dans le réservoir et un by-pass entre l'adduction et la distribution (nettoyage, entretien, réparation).
- Une bêche d'arrivée d'eau d'un déversoir permettant la mesure des débits d'arrivée.
- Un by-pass pour assurer la distribution pendant la panne de l'un des réservoirs jumelée et relié la conduite d'amenée à la conduite de départ.

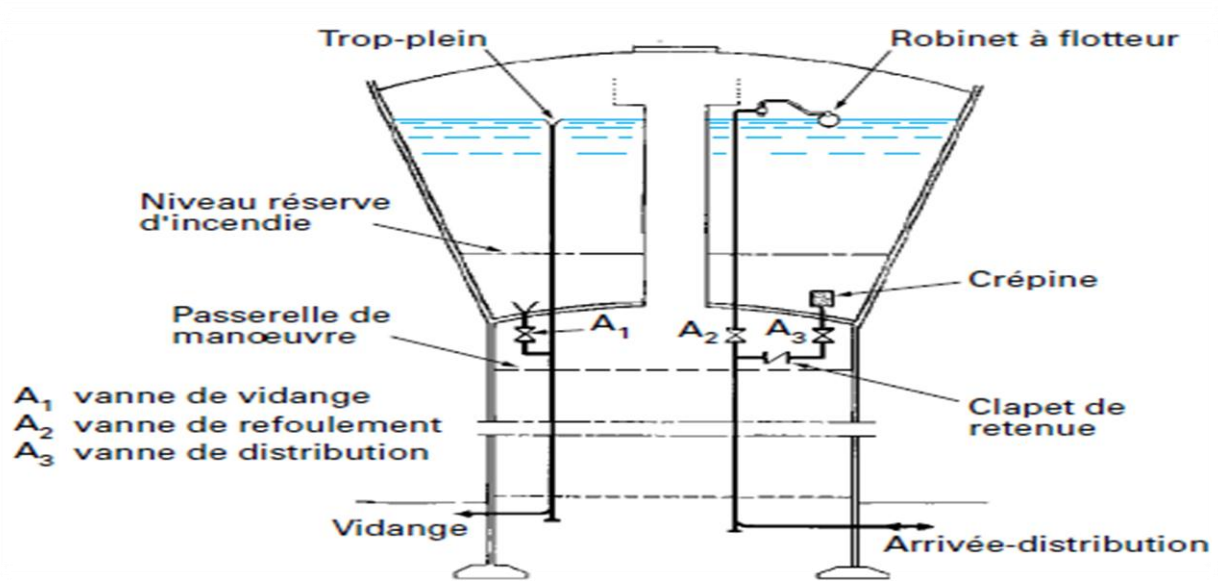


Figure IV.1: Coupe transversale d'un réservoir surélevé.

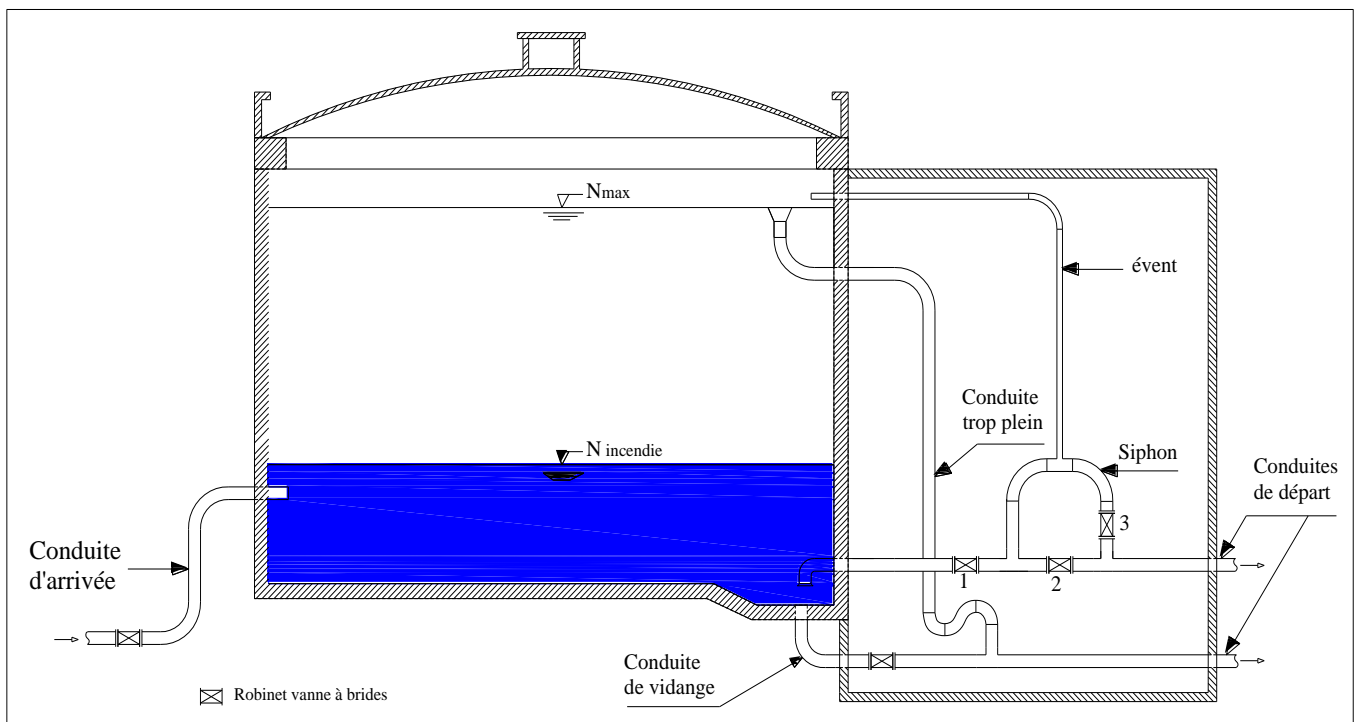


Figure IV.2: Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.

IV.5. Dispositifs de régulation :

a. Robinets à flotteurs

Ils sont disposés sur l'arrivée d'eau au réservoir.

Ils permettent, notamment dans le cas de petites installations, de supprimer le dispositif de télétransmission électrique d'arrêt de pompage lorsque le réservoir est plein. La fermeture assez lente du robinet à flotteur (Figure IV.3) ralentit la vitesse dans la conduite de refoulement, ce qui permet, au moyen d'un relais à palette disposé à la station de pompage, de couper la marche de la pompe.

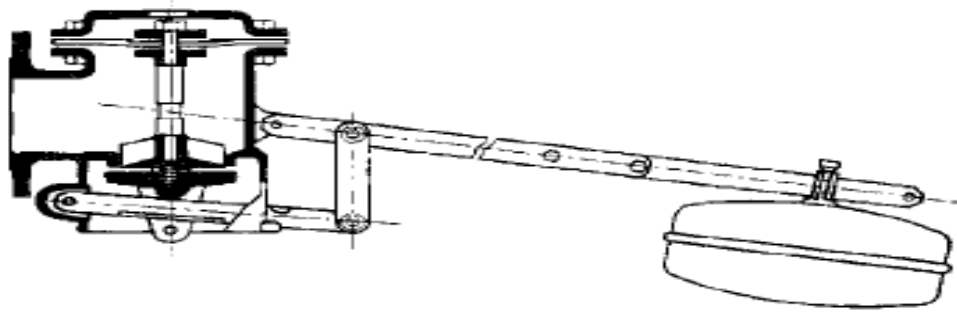


Figure IV.3 : Robinet à flotteur

b. Robinets automatiques de remplissage

Un piston, assurant la fermeture du robinet, reçoit sur une face la pression de refoulement et sur l'autre la contre-pression statique du réservoir avec un tarage d'ajustement par ressort (Figure IV.4(a)).

Tant que le niveau de trop-plein n'est pas atteint, le robinet reste ouvert et le réservoir se remplit. Une fois le réservoir plein, le piston se plaque sur l'orifice et empêche le passage de l'eau refoulée.

Le rôle de ce robinet est semblable à celui du robinet à flotteur, mais il peut être placé sur la conduite d'alimentation, au pied du réservoir (Figure IV.4(b)).

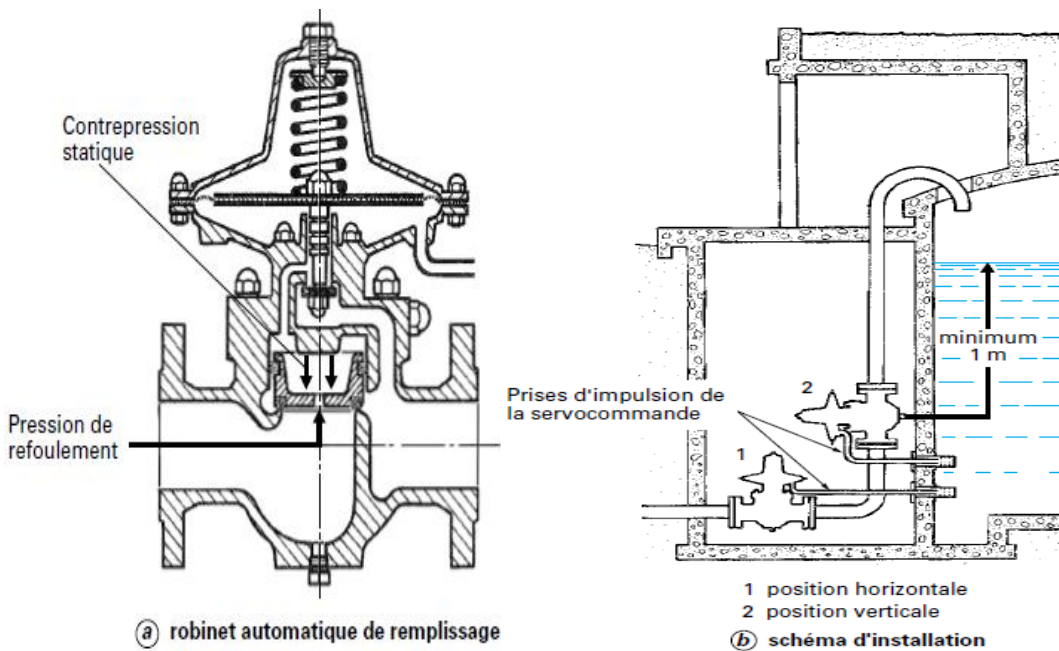


Figure IV.4: Robinet automatique de remplissage

IV.6. Capacité des réservoirs

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte de l'apport et de la distribution; 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 des réservoirs est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit de consommation en prenant en considération bien entendu le jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer le volume des réservoirs:

- Méthode analytique
- Méthode graphique

a. Méthode analytique

On adopte un model linéaire pour la détermination du volume V_t du réservoir qui suit la forme suivante :

$$V_t = AX + B.....IV.1$$

Avec :

V_t : Volume de réservoir (m^3) ;

A : coefficient de dimensionnement(%) ;

X : débit maximal journalier $Q_{Max,j}$ (m^3/J) ;

B : réserve d'incendie ($B=120m^3$).

$$V_t = [|\Delta V^+_{MAX}| + |\Delta V^-_{MAX}|] \times \frac{Q_{MaxJ}}{100} + V_{INC}.....IV.2$$

Avec :

$|\Delta V^+_{MAX}|$: Excès dans les différences heures de la journée ;

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

V_{INC} : Réserve d'incendie avec $V_{INC} = 120m^3$;

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

Tableau IV.1: Le pourcentage de la consommation en fonction de nombre d’habitants (distribution)

Heures	Nombre d'habitants			
	H<10000	10001<H<50000	50001<H<100000	H>100000
0-1	1	1,5	3	3,35
1-2	1	1,5	3,2	3,25
2-3	1	1,5	2,5	3,3
3-4	1	1,5	2,6	3,2
4-5	2	2,5	3,5	3,25
5-6	3	3,5	4,1	3,4
6-7	5	4,5	4,5	3,85
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2
9-10	5,5	6,25	5,6	5,05
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6
12-13	7	5	4,4	4,6
13-14	7	5	4,1	4,54
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75
15-16	4,5	6	4,4	4,7
16-17	5	6	4,3	4,65
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35
18-19	6,5	5	4,5	4,4
19-20	5	4,5	4,5	4,3
20-21	4,5	4	4,5	4,3
21-22	3	3	4,8	4,2
22-23	2	2	4,6	3,75
23-24	1	1,5	3,3	3,7
Total	100%	100%	100%	100%

Dans notre étude on a estimé la capacité théorique des réservoirs pour une durée de pompage 20h/24h, ce qui donne un pourcentage horaire de : 5.00% (100/20).

b. 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.

$$V_t = \left[\frac{|d+d'|}{100} \times Q_{MaxJ} \right] + V_{INC} \dots \dots \dots \text{IV.3}$$

Avec :

V_t : Volume totale du réservoir ;

V_{INC} : Réserve d'incendie estimé à 120 m^3 ;

d : Excès pendant les différentes heures de la journée ;

d' : Déficit pendant les différentes heures de la journée ;

$Q_{Max,J}$: Débit maximale journalière en (m^3 / j).

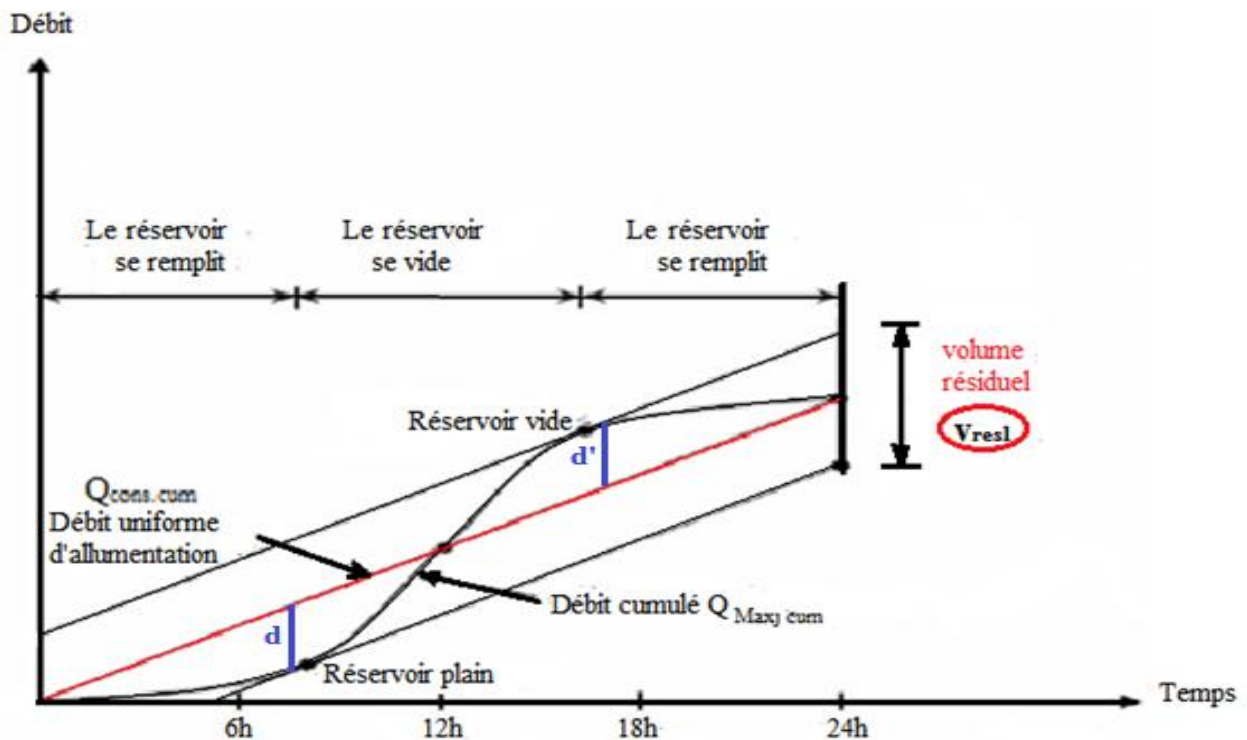


Figure IV.5: Représentation graphique de la consommation et l'apport

IV.7. Dimensionnement des réservoirs

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

IV.7.1. Calculer le coefficient de dimensionnement (A)

D'après la taille de population future estimée dans le **chapitre II**, on distingue que les communes desservies se répartissent en deux (2) classes dans le tableau de coefficient horaire de distribution :

- La 1^{er} classe $H < 10000$: elle comprend les communes dont la population est inférieure à dix mille Habitant (10000) et qui sont (OUED Z'HOR, AIN LEMCID, SIOUANE, OUED JBEL, BOUNOGHRA, AZAKOUR, KHENAG MAYOUNE) ;

Tableau IV.2: Calculer de coefficient de dimensionnement (A) pour la 1^{er} classe

Heures	Apport	Apport	Distribution	Distribution	différence	
	(Q _{max,j} %)	Cumulé	(Q _{max,j} %)	Cumulé	ΔV ⁺	ΔV ⁻
0-1	5	5	1	1	4	
1-2	5	10	1	2	8	
2-3	5	15	1	3	12	
3-4	5	20	1	4	16	
4-5	5	25	2	6	19	
5-6	5	30	3	9	21	
6-7	5	35	5	14	21	
7-8	5	40	6,5	20,5	19,5	
8-9	5	45	6,5	27	18	
9-10	5	50	5,5	32,5	17,5	
10-11	5	55	4,5	37	18	
11-12	5	60	5,5	42,5	17,5	
12-13	5	65	7	49,5	15,5	
13-14	5	70	7	56,5	13,5	
14-15	5	75	5,5	62	13	
15-16	5	80	4,5	66,5	13,5	
16-17	5	85	5	71,5	13,5	
17-18	5	90	6,5	78	12	
18-19	5	95	6,5	84,5	10,5	
19-20	5	100	5	89,5	10,5	
20-21	0	100	4,5	94	6	
21-22	0	100	3	97	3	
22-23	0	100	2	99	1	
23-24	0	100	1	100	0	

$$A = \frac{|\Delta V^+_{MAX}| + |\Delta V^-_{MAX}|}{100} = \frac{21 + 0}{100} = 0,21$$

- La 2^{ème} classe 10001<H<50000: elle comprend les communes dont la population est inférieure à cinq mille Habitant (50000) et qui sont (KENOUA, ZITOUNA).

Tableau IV.3: Calculer de coefficient de dimensionnement (A) pour la 2^{ème} classe

Heures	Apport	Apport	Distribution	Distribution	différence	
	(Q _{max,j} %)	Cumulé	(Q _{max,j} %)	Cumulé	ΔV ⁺	ΔV ⁻
0-1	5	5	1,5	1,5	3,5	
1-2	5	10	1,5	3	7	
2-3	5	15	1,5	4,5	10,5	
3-4	5	20	1,5	6	14	
4-5	5	25	2,5	8,5	16,5	
5-6	5	30	3,5	12	18	
6-7	5	35	4,5	16,5	18,5	
7-8	5	40	5,5	22	18	
8-9	5	45	6,25	28,25	16,75	
9-10	5	50	6,25	34,5	15,5	
10-11	5	55	6,25	40,75	14,25	
11-12	5	60	6,25	47	13	
12-13	5	65	5	52	13	
13-14	5	70	5	57	13	
14-15	5	75	5,5	62,5	12,5	
15-16	5	80	6	68,5	11,5	
16-17	5	85	6	74,5	10,5	
17-18	5	90	5,5	80	10	
18-19	5	95	5	85	10	
19-20	5	100	4,5	89,5	10,5	
20-21	0	100	4	93,5	6,5	
21-22	0	100	3	96,5	3,5	
22-23	0	100	2	98,5	1,5	
23-24	0	100	1,5	100	0	

$$A = \frac{|\Delta V_{MAX}^+| + |\Delta V_{MAX}^-|}{100} = \frac{18,5 + 0}{100} = 0,185$$

IV.7.2. Réservoirs de stockage

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir. Dans cette présente étude cinq (5) communes sont concernées par le projet d'alimentation en eau potable.

a. RESERVOIRS OUED Z'HOR

- La position du réservoir

La commune de OUED Z'HOR se situe sur un haut plateau d'une altitude qui est inférieure à cent mètre (100m), nous avons positionnés le réservoir sur une côte de cent soixante mètre (160m).



Figure IV.6: Position du réservoir d'OUED Z'HOR

- Calcul du volume de réservoir d'OUED Z'HOR

✓ $Q_{max,j}=1389m^3 /j$ avec une durée de pompage égale à 20h/24h et par la suite on aura un pourcentage horaire de 5,00 (100/20) ;

➤ $H =$ Le nombre d'habitant=8334 ($H<10000$).

$$V_t = [|\Delta V^+_{MAX}| + |\Delta V^-_{MAX}|] \times \frac{Q_{MaxJ}}{100} + V_{INC}$$

$$V_t = [21 + 0] \times \frac{1389}{100} + 120 = 411,69m^3$$

$$V_t = 500m^3$$

b. RESERVOIRS AIN LEMCID

• **La position de réservoirs**

Nous l'avons positionné sur altitude de huit cent vingt mètre (820m) à l'entrée de cette commune qui se situe sur une altitude moyenne de sept cent cinquante mètre (750m).



Figure IV.7: Position du réservoir AIN LEMCID

• **Calcul du volume de réservoir AIN LEMCID**

- ✓ $Q_{max,j}=257m^3 /j$ avec une durée de pompage égale à 20h/24h et par la suite on aura un pourcentage horaire de 5,00 (100/20) ;
- $H =$ Le nombre d'habitant=1440 ($H<10000$).

$$V_t = [|\Delta V^+_{MAX}| + |\Delta V^-_{MAX}|] \times \frac{Q_{MaxJ}}{100} + V_{INC}$$

$$V_t = [21 + 0] \times \frac{257}{100} + 120 = 173,97m^3$$

$$V_t = 200m^3$$

c. RESERVOIRS SIOUANE

- La position de réservoirs

Nous l'avons implanté à l'Est de cette commune sur une côte neuf cent neuf mètre (909m).



Figure IV.8: Position du réservoir SIOUANE

- Calcul du volume de réservoir SIOUANE

✓ $Q_{max,j}=393m^3 /j$ avec une durée de pompage égale à 20h/24h et par la suite on aura un pourcentage horaire de 5,00 (100/20) ;

➤ $H =$ Le nombre d'habitant=2193 ($H < 10000$).

$$V_t = [|\Delta V^+_{MAX}| + |\Delta V^-_{MAX}|] \times \frac{Q_{MaxJ}}{100} + V_{INC}$$

$$V_t = [21 + 0] \times \frac{393}{100} + 120 = 202,53m^3$$

$$V_t = 500m^3$$

d. RESERVOIRS ZITOUNA

• **La position de réservoirs**

Nous l'avons implanté à l'Ouest de cette commune sur une côte six cent quatre-vingt une mètre (681m).



Figure IV.9: Position du réservoir ZITOUNA

• **Calcul du volume de réservoir ZITOUNA**

- ✓ $Q_{max,j}=2643m^3 /j$ avec une durée de pompage égale à 20h/24h et par la suite on aura un pourcentage horaire de 5,00 (100/20) ;
- $H =$ Le nombre d'habitant=13944 (10001<H<50000).

$$V_t = [|\Delta V^+_{MAX}| + |\Delta V^-_{MAX}|] \times \frac{Q_{MaxJ}}{100} + V_{INC}$$

$$V_t = [18,50 + 0] \times \frac{2643}{100} + 120 = 608,96m^3$$

$$V_t = 1000m^3$$

e. RESERVOIRS AZAKOUR

• La position de réservoirs

Nous l'avons implanté au Nord de cette commune sur une côte sept cent dix mètre (710m).



Figure IV.10: Position du réservoir AZAKOUR

• Calcul du volume de réservoir AZAKOUR

- ✓ $Q_{\max,j}=629\text{m}^3/\text{j}$ avec une durée de pompage égale à 20h/24h et par la suite on aura un pourcentage horaire de 5,00 (100/20) ;
- $H = \text{Le nombre d'habitant}=1584$ ($H < 10000$).

$$V_t = [|\Delta V^+_{MAX}| + |\Delta V^-_{MAX}|] \times \frac{Q_{MaxJ}}{100} + V_{INC}$$

$$V_t = [21 + 0] \times \frac{629}{100} + 120 = 252,09\text{m}^3$$

$$V_t = 500\text{m}^3$$

f. RESERVOIRS KHEANG MAYOUNE

- La position de réservoirs

Nous l'avons positionné sur altitude de six cent quatre-vingt-sept mètre (687m) à l'entrée de cette commune qui se situe sur une altitude moyenne de Cinque cent cinquante mètre (550m).

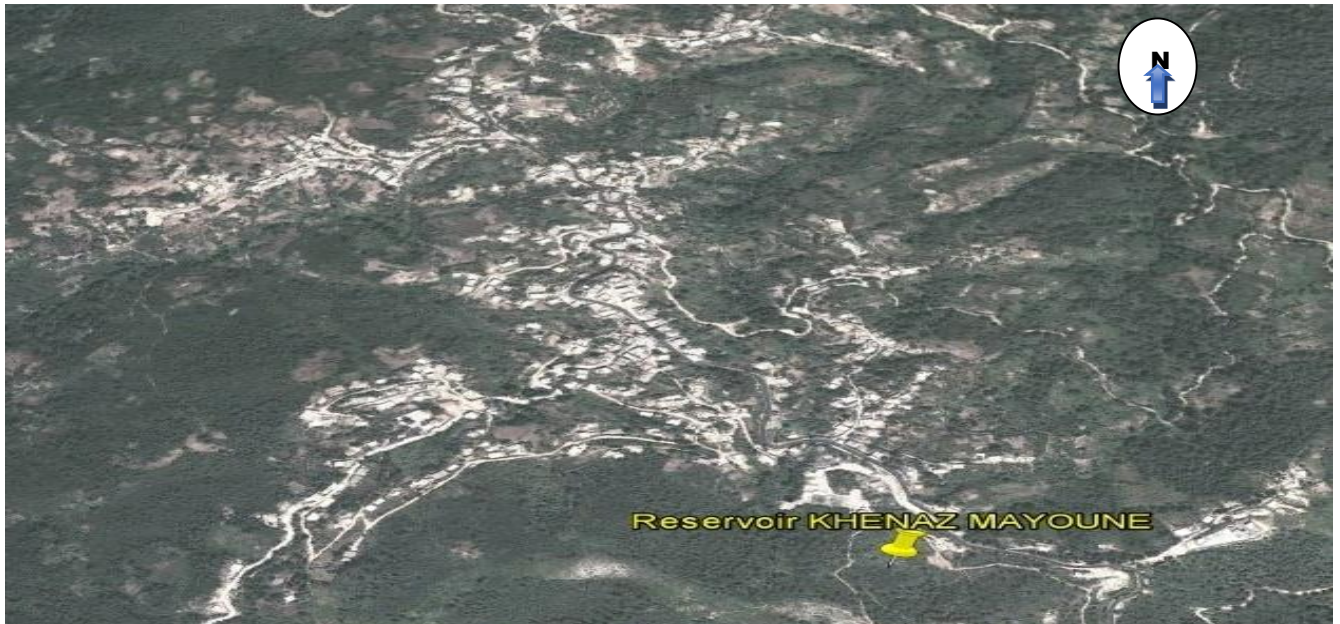


Figure IV.11: Position du réservoir KHENAG MAYOUNE

- Calcul du volume de réservoir KHENAG MAYOUNE

✓ $Q_{\max,j}=1274\text{m}^3/\text{j}$ avec une durée de pompage égale à 20h/24h et par la suite on aura un pourcentage horaire de 5,00 (100/20) ;

➤ $H = \text{Le nombre d'habitant}=6509$ ($H < 10000$).

$$V_t = [|\Delta V^+_{MAX}| + |\Delta V^-_{MAX}|] \times \frac{Q_{MaxJ}}{100} + V_{INC}$$

$$V_t = [21 + 0] \times \frac{1274}{100} + 120 = 387,54\text{m}^3$$

$$V_t = 500\text{m}^3$$

IV.7.3. Forme des réservoirs

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieure à 10000 m³.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

- **Le diamètre D de la cuve :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}} \dots \dots \dots \text{IV.4}$$

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

$$h = \frac{4 \times V_t}{\pi \times D^2} \dots \dots \dots \text{IV.5}$$

- **La section de la cuve :**

$$S = \frac{V_t}{h} \dots \dots \dots \text{IV.6}$$

- **La hauteur totale du réservoir :**

$$H = h + R \dots \dots \dots \text{IV.7}$$

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

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots \dots \dots \text{IV.8}$$

Avec :

D: Diamètre de la cuve (m) ;

V_t: Volume totale du réservoir (m) ;

V_{inc}: Réserve d'incendie estimé à 120 m³ ;

R: Revanche (m).

a. Dimensionnement des réservoirs (OUED Z'HOR, SIOUANE, OUED JBEL, BOUNOGHRA, AZAKOUR, KHENAG MAYOUNE)

- **Le diamètre D de la cuve :**

On pose h=4m.

AN: $D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 500}{\pi \times 4}} = 12,62m \implies D = 13 m$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$\text{AN: } h = \frac{4 \times V_t}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 500}{\pi \times 13^2} = 3,77 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

$$\text{AN: } S = \frac{500}{3,77} = 132,63 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir :

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

On prend: R = 0,50 m

$$\text{AN: } H = h + R = 3,77 + 0,50 = 4,27 \text{ m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

$$\text{AN: } h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{132,63} = 0,90 \text{ m}$$

b. Dimensionnement du réservoir ZITOUNA et KENOVA

- Le diamètre D de la cuve :

On pose h=4m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 1000}{\pi \times 4}} = 17,84 \text{ m} \implies D = 18 \text{ m}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$\text{AN: } h = \frac{4 \times V_t}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 1000}{\pi \times 18^2} = 3,93 \text{ m}$$

- La section de la cuve :

$$\text{AN: } S = \frac{1000}{3,93} = 254,45 \text{ m}^2$$

- La hauteur totale du réservoir :

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

On prend: R = 0,50 m

$$\text{AN: } H = h + R = 3,93 + 0,50 = 4,43 \text{ m}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

$$\text{AN: } h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{254,45} = 0,47 \text{ m}$$

IV.7.4. Réservoir Tampon

Les réservoirs Tampon sont des réservoirs placés sur les points hauts du tracé, généralement alimenté par refoulement dont le but d'alimenter gravitairement une grande partie du réseau d'adduction situé à l'aval. Il permet aussi de garantir un volume ou une réserve de sécurité pour la conduite gravitaire.

- **La position de réservoirs**

Nous l'avons implanté sur une altitude de mille quatre-vingt-un mètre (1081m) par rapport au niveau de la mer.



Figure IV.12: Position du réservoir Tampon EL GOUFI

- **Capacité et dimensionnement de réservoir tampon**

Le volume du réservoir tampon est donné par la formule suivante:

$$V = \frac{Q_{Max.j} \times T}{2} \dots\dots\dots IV.9$$

Avec:

$Q_{Max.j}$: Le débit transité dans la conduite est de : 105.40 l/s ;

T : Le temps de fermeture linéaire totale du robinet-vanne : est égale à:(45min= 2700s).

- **Application numérique**

Volume de sécurité :

$$V = \frac{Q_{Max.j} \times T}{2} = \frac{0,10540 \times 2700}{2} = 142.29m^3$$

Volume tampon :

$$V = \frac{Q_{Max.j} \times t}{4} = \frac{0,10540 \times 900}{4} = 23.72m^3$$

Majoré par celui correspondant à l'alarme :

$$V = (142.29 + 23.72) \times 1.3 = 215.81m^3$$

Le volume normalisé de réservoir tampon est de

$$V=300m^3$$

- Dimensionnement du réservoir Tampon EL GOUFI
- Le diamètre de la cuve :

On pose $h=4m$.

$$AN: D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 300}{\pi \times 4}} = 9,77m \longrightarrow D = 10 m$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$AN: h = \frac{4 \times V_t}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 300}{\pi \times 10^2} = 3,82m$$

- La section de la cuve :

$$AN: S = \frac{300}{3,82} = 78,53m^2$$

- La hauteur totale du réservoir :

$$AN: H = h + R = 3,82 + 0,50 = 4,32m$$

Les résultats finals du dimensionnement de réservoir sont représenté dans le tableau IV.4 suivant :

Tableau IV.4: Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoir	Type	Forme	V_t (m^3)	D (m)	h (m)	R (m)	H (m)	S (m^2)
OUED Z'HOR	Semi-enterré	Circulaire	500	13	3,77	0,5	4,27	132,63
AIN LAMCED	Semi-enterré	Circulaire	200	8	3,98	0,5	4,48	50,25
SIOUANE	Semi-enterré	Circulaire	500	13	3,77	0,5	4,27	132,63
TAMPON EL GOUFI	Semi-enterré	Circulaire	300	10	3,82	0,5	4,32	78,53
ZITOUNA	Semi-enterré	Circulaire	1000	18	3,93	0,5	4,43	254,45
OUED JBEL	Semi-enterré	Circulaire	500	13	3,77	0,5	4,27	132,63
KENOUA	Semi-enterré	Circulaire	1000	18	3,93	0,5	4,43	254,45
BOUNOGHRA	Semi-enterré	Circulaire	500	13	3,77	0,5	4,27	132,63
AZAKOUR	Semi-enterré	Circulaire	500	13	3,77	0,5	4,27	132,63
KHENAK MAYOUNE	Semi-enterré	Circulaire	500	13	3,77	0,5	4,27	132,63

CONCLUSION :

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité des neuf (9) réservoirs pour satisfaire les besoins des agglomérations, et un seul (1) réservoirs Tampon.

INTRODUCTION

La pompe hydraulique est construite pour assurer un débit Q à élever à une hauteur H .

Elle transmet au courant liquide qui la traverse une puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever d'une zone de basse pression vers une zone de haute pression, en d'autres termes la pompe transforme l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

V.1. Rôle de la pompe

Une pompe est une machine utilisée pour aspirer un fluide situé à un niveau bas, pour le refouler à un niveau haut, et cela suite à la transformation de l'énergie mécanique fournie par le moteur en énergie acquise par le fluide.

V.2. Choix de la pompe

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

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

Il existe plusieurs type de pompes, on site trois (3) grand catégories englobant ce types à savoir :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes.

• Pompes centrifuges :

Une pompe dans sa forme la plus simple est constituée d'une roue munie d'ailettes radiales et tournant à l'intérieur d'intérieur d'une enveloppe appelée corps de pompe.

Son principe de fonctionnement est d'utiliser la force centrifuge créée par la rotation de la roue pour transmettre au liquide pompé de l'énergie cinétique, qui est ensuite transformée en pression lors de la diminution de la vitesse du fluide.

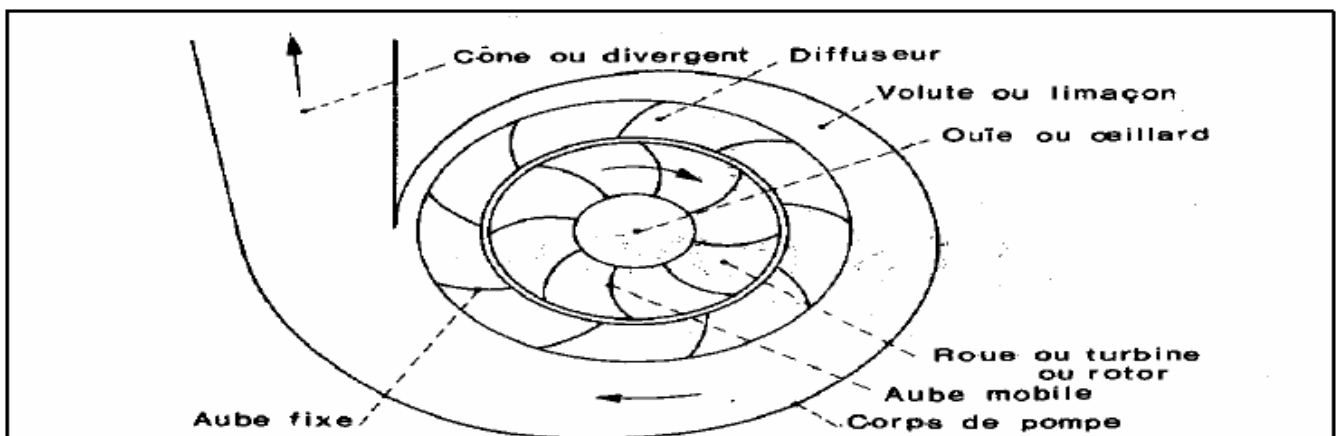


Figure V.1: Constitution d'une pompe centrifuge

- **Pompes volumétrique :**

L'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement.

- **Les turbopompes :**

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

- Pompe centrifuge (**Figure V.2**) ;
- Pompe axiale (**Figure V.3**) ;
- Pompe hélico-centrifuge (**Figure V.4**).

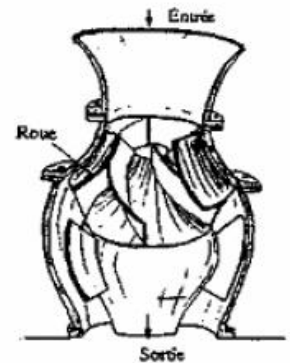
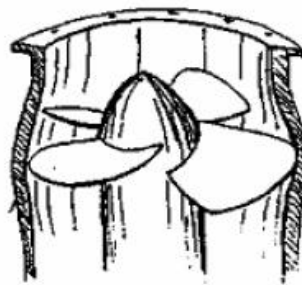
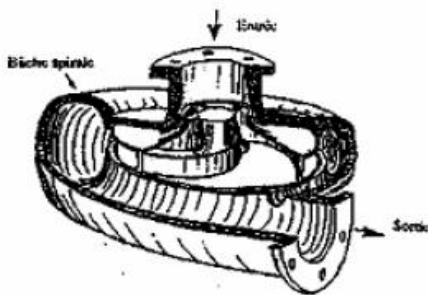


Figure V.2: Pompe centrifuge

Figure V.3: Pompe axiale

Figure V.4: Pompe hélico-centrifuge

Notre cas se portera sur les pompes centrifuges car elles les plus utilisées en hydraulique urbaine et en plus possèdent beaucoup d'avantage à savoir :

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

V.3. Couplage des pompes

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

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

V.3.1. Couplage en parallèle

Dans ce cas chaque conduite de refoulement individuel conduit à une conduite général commune, pour une même hauteur d'élévation (H_{MT}) donnée, le débit de l'ensemble est égal à la somme des débits de chaque pompe.

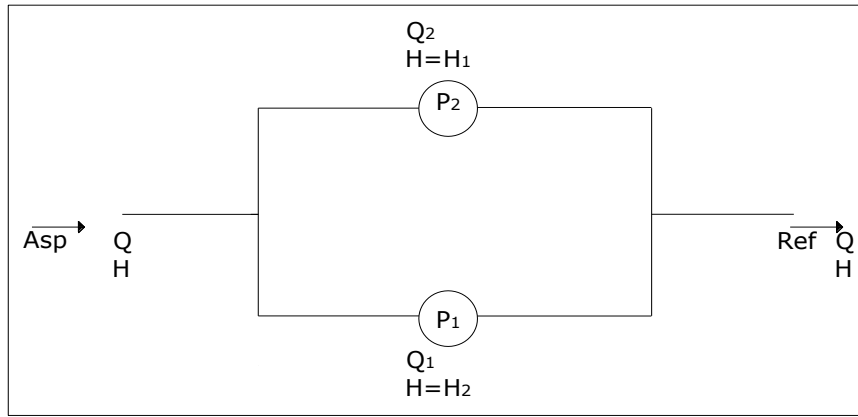


Figure V.5: Couplage de deux pompes en parallèle

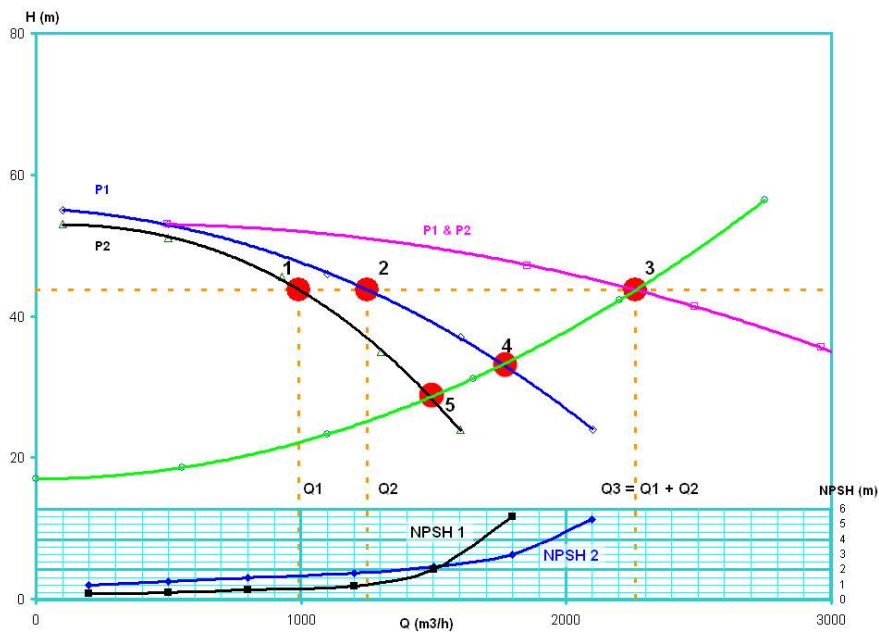


Figure V.6: Graphe représentant le couplage de deux pompes identique en parallèle

V.3.2. Couplage en série

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

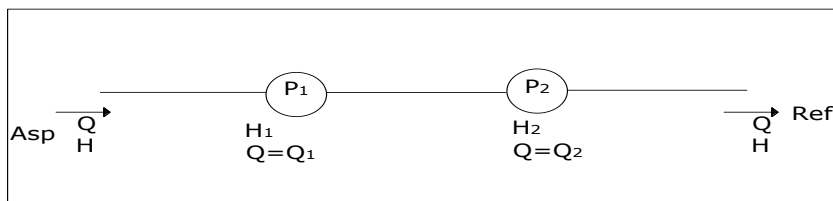


Figure V.7: Couplage de deux pompes en série

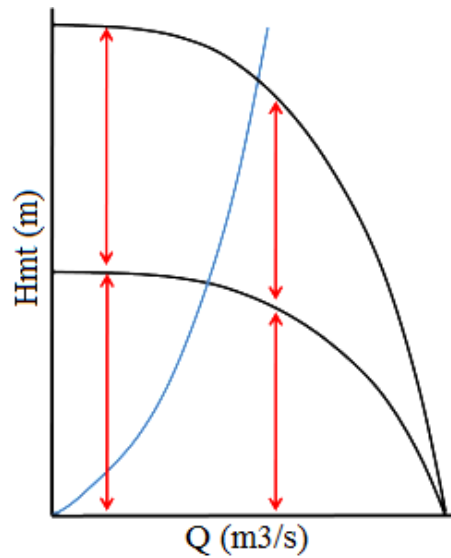


Figure V.8: Graphe représentant le couplage de deux pompes identique en série

V.4. Choix de nombre de pompe

Les critères de choix de pompes sont :

- Nombre de pompe minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Vitesse de rotation élevée (t_r/min) ;
- Puissance absorbé minimal ;
- Charge nette d’aspiration requise ($NPSH_{\text{requis}}$)minimal.

V.5. Courbe caractéristique d’une conduite de refoulement

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

$$H_c = H_g + RQ^2 \dots\dots\dots V.1$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

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

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \dots\dots\dots V.2$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge;

L : Longueur de la conduite(m) ;

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

D : Diamètre de la conduite(m).

V.6. Caractéristiques de la pompe

V.6.1 Vitesse spécifique

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

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

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

$$N_s = \frac{N \times \sqrt{Q}}{(H_{MT})^{3/4}} \dots\dots\dots V.3$$

Avec :

N_s : La vitesse spécifique (tr/min) ;

N : Nombre de tour (tr/min);

Q : Débit de pointe (m^3/s) ;

H_{MT} : Hauteur manométrique (m).

Tableau V.1: Type de la roue

N_s	Entrée de la roue	Sortie de la roue
10-37	Radiale	Radiale
37-80	Mixte	Radiale
80-165	Mixte	Mixte
100- 500	Axiale	Axiale

V.6.2 Point de fonctionnement des pompes

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

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

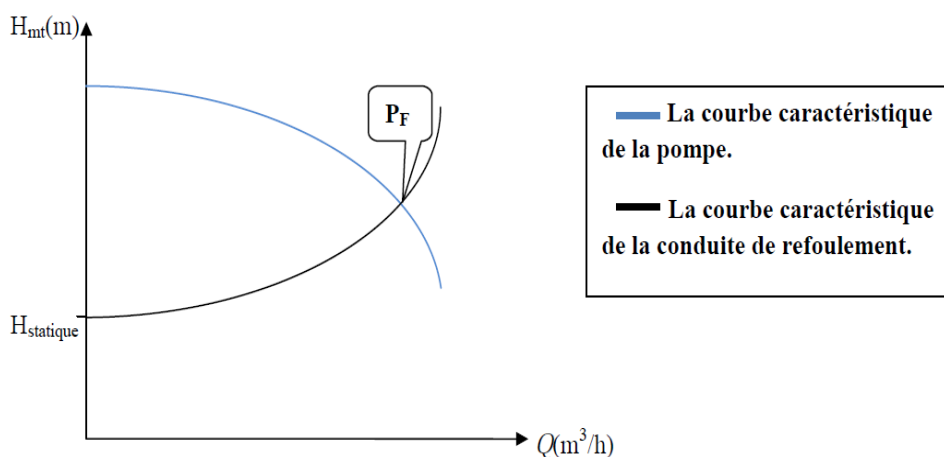


Figure V.9: Graphique représentatif de la détermination de point de fonctionnement

V.6.3 Type et mode de réglage

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

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

A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

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

a. Le vannage

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

b. Le rognage

Ce procédé consiste à réduire le diamètre de la roue d'après la loi de la similitude.

$$\frac{Q}{q} = \frac{H}{h} = \frac{D^2}{d^2} = \frac{D^2}{m^2 \times D^2} = \frac{1}{m^2} \dots \dots \dots V.4$$

Avec :

- m** : Coefficient du rognage ;
- Q** : Débit avant le rognage (m³/s) ;
- q** : Débit après le rognage (m³/s) ;
- h** : Hauteur d'élévation après le rognage (m) ;
- D** : Diamètre avant le rognage (m) ;
- d** : Diamètre après le rognage (m) ;
- H** : Hauteur d'élévation avant le rognage (m).

On trace la droite (H = a × Q).

Tel que : a = $\frac{h}{q}$ et d=1-m<15%

Si le pourcentage de rognage a=1-m<15%, on accepte la modification du diamètre de la roue extérieure qui sera réduit à : d = m × D .

c. Modification de la vitesse de rotation

Ce procédé a pour but de trouver une vitesse N' de manière à ce que la courbe H = a × q² passe par le point de fonctionnement désire avec :

$$a = \frac{h}{q^2} \dots \dots \dots V.5$$

$$\frac{Q}{Q'} = \frac{N}{N'} \dots \dots \dots V.6$$

$$\frac{H}{H'} = \frac{N^2}{N'^2} \dots \dots \dots V.7$$

De la formule (V.6) on a : $N' = \frac{N \times Q'}{Q}$

De la formule (V.7) on a : $N' = N \times \left[\frac{H'}{H} \right]^{\frac{1}{2}}$

d. Réduction du temps de pompage

Si nous gardons le point de fonctionnement P₁ ce qui signifie garder le même débit désiré, nous devons alors réduire le temps de pompage, le nouveau temps sera :

$$T'_p = q \times \left[\frac{T_p}{Q} \right] \dots \dots \dots V.8$$

Avec :

- T_p : Temps de pompage (heurs) ;
- q : Débit (m³/h);
- Q : Débit de pointe (m³/h).

Les frais annuels d'énergie :

$$F_e = P \times T_p \times 365 \times e \dots \dots \dots V.9$$

Avec :

- T_p : Temps de pompage (20h/24h) ;
- P : Puissance absorbée (Kw);
- e : Prix du (Kw); (e=4,2DA).

V.7. Étude de la cavitation

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

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

La cavitation entraîne de grave incidences tel que :

- La brusque explosion des bulles de vapeur provoque l'érosion des pièces métalliques en formant des cavités sur ses surfaces.
- Augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe.
- Chute des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

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

$$NPSH_{\text{disponible}} > NPSH_{\text{requis}}$$

NPSH_{disponible} : charge net d'aspiration disponible (Net positive section Head)

Calculé par la formule suivante :

$$NPSH_{\text{disponible}} = \frac{P_0}{\omega} - (H_{\text{asp}} + j_{\text{asp}} + H_v) \dots \dots \dots V.10$$

Avec :

$\frac{P_0}{\omega}$: Pression en mètre colonne d'eau en plan d'aspiration(m)

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

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

H_v : Tension de vapeur (m).

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

Tableau V.2: Tableau représentatif de la tension de vapeur H_v pour une température donnée

T°	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
H_v(m)	0,06	0,083	0,125	0,25	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

Pour les eaux ne dépassant pas 20°C, nous pouvons poser :

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

- 1^{ère} cas :

Le fonctionnement en charge, la pompe est installée au-dessous du niveau du liquide (Voir la **Figure V.10**).

La hauteur en charge $H_{\text{asp}} = (Z_0 - Z_1)$.

Nous aurons donc : $NPSH_{\text{desponible}} \approx 10 + H_{\text{asp}} - j_{\text{asp}}$.

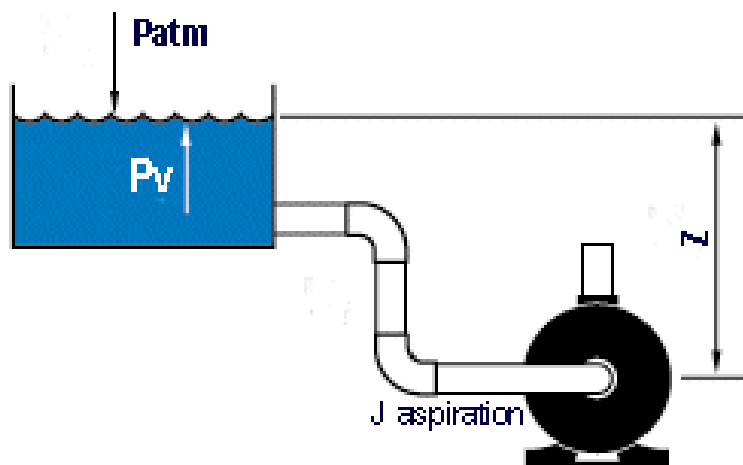


Figure V.10: Fonctionnement de la pompe en charge

- 2^{ème} cas :

Le fonctionnement en charge, la pompe est installée au-dessus du niveau du liquide (Voir la Figure V.11).

La hauteur en charge $H_{asp} = (Z_0 - Z_1)$.

Nous aurons donc : $NPSH_{disponible} \approx 10 - H_{asp} - j_{asp}$.

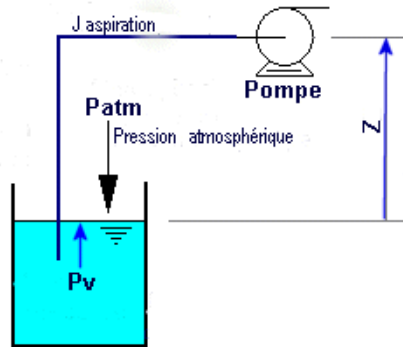


Figure V.11: Fonctionnement de la pompe en aspiration

V.8. Application numérique

V.8.1. Choix des pompes SP1

a. SP1 vers SP2

En ce qui concerne le type de pompes, nous avons choisis la pompe CAPRARI de référence (PM 100/3A) à l'aide de logiciel sélection (PUMP TUTOR CAPRARI).

- **Description de la pompe PM 100 /3A :**
 - Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal ;
 - Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte ;
 - Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte ;
 - Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable ;
 - Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable ;
 - Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens ;
 - Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement ;
 - Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).
- **Données techniques :**
 - Q : 56,5 l/s;
 - H : 238 m;
 - n. poles : 2 ;
 - Tension : 460 V ;
 - Diamètre refoulement : DN 100 (UNI PN40) ;
 - Raccord d'aspiration : DN125 (UNI PN25).

• **Nombre de pompes installées :**

Pour refouler un débit de 113 l/s nous avons utilisé deux (2) pompes de type (PM 100/ 3A) installée en parallèle avec une autre pompe identique de secours.

Tableau V.3: Donnés sur le système de pompage de la SP1 vers SR2

Hauteur de refoulement (m)	Débit de pompage (l/s)	Pompe	Type de pompe	Couplage	Nombre de pompe
238	56,5	CAPRARI PM 100/ 3A	Centrifuge multicellulaire à axe horizontal	Pompes identique en parallèle	3

• **Courbe caractéristique de la conduite :**

Q= 113 l/s; L= 3500m; H_{MT}=239,251m; H_g=226m; D=352,6mm; λ=0,0164

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

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \longrightarrow R = \frac{8 \times 0,0164 \times 3500}{9,81 \times \pi^2 \times 0,3526^5} = 870,21$$

$$H_c = 226 + (870,21 \times Q^2)$$

Tableau V.4: Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP1 vers SR2)

Q (m³/s)	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,1	0,11	0,12	0,13	0,14
H _c (m)	226	226,09	226,35	226,78	227,39	228,18	229,13	230,26	231,57	233,05	234,7	236,53	238,53	240,71	243,06

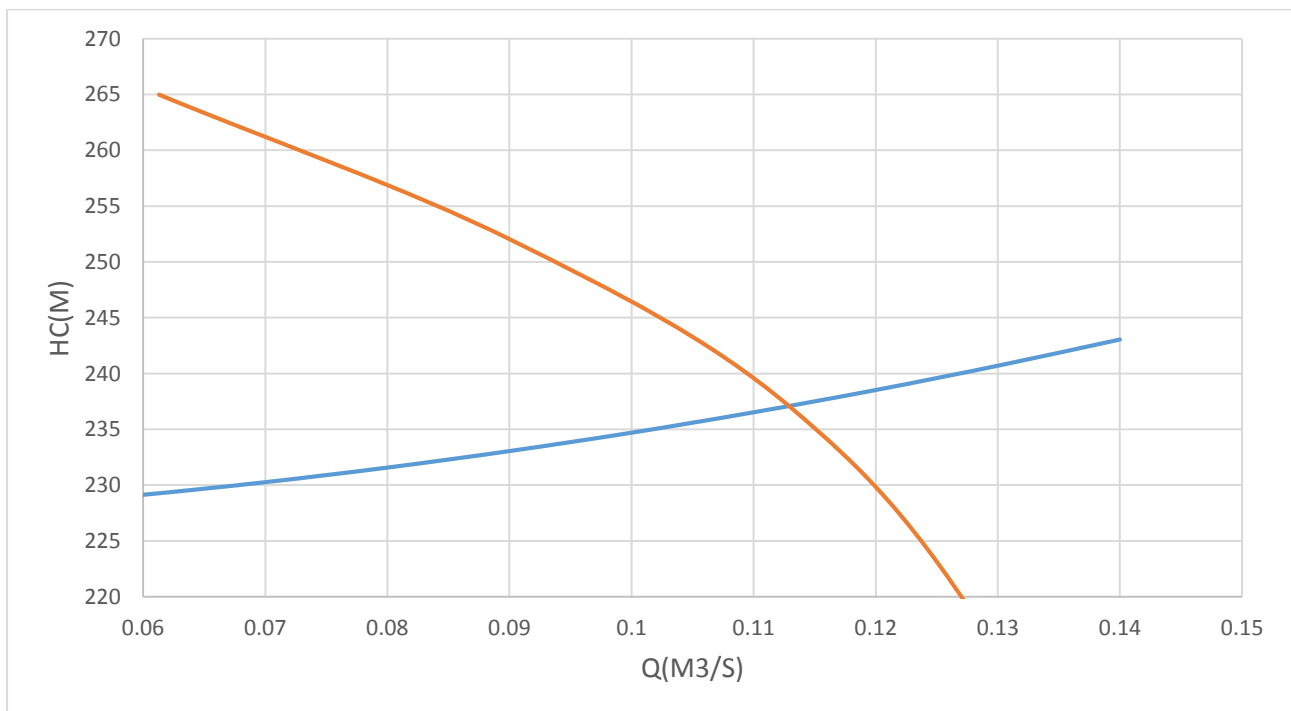


Figure V.12: Point de fonctionnement de la SP1 vers SP2

On a diminué la vitesse de rotation de **3500 tr/min** jusqu'à **3409 tr/min** ; pour que le point de fonctionnement soit le même qu'on a demandé.

- **Caractéristiques de la pompe :**

PM 100/ 3A : Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.

Tableau V.5: Caractéristiques de la pompe SP1 vers SR2

Données techniques	Caractéristiques
Q	56,5l/s
H	238 m
Rendement	74%
Puissance	177,5 kW
Vitesse	3409 tr/min
NPSH_{requis}	9,24

Pour le conduite d'aspiration on opte pour un diamètre supérieur au diamètre de la tubulure(DN125), alors on prend D=250mm.

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.05651}{\pi \times 0.25^2} = 1.15 \text{ m/s}$$

- **Vérification de non cavitation :**

$$\text{NPSH}_{\text{desponible}} \approx 10 + H_a - j_{\text{asp}} \text{ (En a utilisé le cas 2 voir figure V.10)}$$

Avec :

$$s = (0,1-0,5) \text{ m} ;$$

$$j_{\text{asp}} = 0,5 \text{ m} + \frac{v^2}{2g} \text{ (Perte de charge dans la conduite d'aspiration).}$$

$$H^{adm} = \text{NPSH}_{\text{requis}} + 0,5 - 10 + \frac{v^2}{2g} + 0,5$$

$$H^{adm} = 0,987 \text{ m}$$

$$\nabla_{\text{axe pompe}} = \nabla_{\text{min}} - 0,987 + 0,5$$

$$\nabla_{\text{axe pompe}} = 0,51 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_{\text{desponible}} = 10 + 0,987 - 0,5 - 0.067 = 10,4 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_{\text{desponible}} = 10,4 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_{\text{requis}} = 9,91 \text{ m}$$

Condition de non cavitation est vérifiée ($\text{NPSH}_{\text{desponible}} > \text{NPSH}_{\text{requis}}$)

b. SP1 vers réservoir OUED Z'HOR

En ce qui concerne le type de pompes, nous avons choisis la pompe CAPRARI de référence (HVUS50 /3CCD+50) à l'aide de logiciel sélection (PUMP TUTOR CAPRARI).

- **Description de la pompe HVUS50 /3CCD+50:**

- Centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal.
- Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires en fonte.
- Roues : en alliage de cuivre.
- Diffuseurs : en fonte.
- Arbre : en acier inoxydable, soutenu par un coussinet monté dans le corps d'aspiration et par les roulements logés dans le palier.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.
- Douille de protection de l'arbre en acier inoxydable.
- Compensation de la poussée axiale par nervures de renfort sur la face arrière de la roue.
- Palier de base avec roulements à bain d'huile.

- **Données techniques :**

- ✓ Q : 16l/s;
- ✓ H : 145 m;
- ✓ n. poles : 2 ;
- ✓ Tension : 460 V ;
- ✓ Diamètre refoulement : DN 50 (UNI PN40) ;
- ✓ Raccord d'aspiration : DN110 (UNI PN16).

- **Nombre de pompes installées :**

Pour refouler un débit de 16.08 l/s nous avons utilisé une seule (1) pompes de type (HMU50-2/3C) installée en parallèle avec une autre pompe identique de secours.

Tableau V.6: Donnés sur le système de pompage de la SP1 vers réservoir OUED Z'HOR

Hauteur de refoulement (m)	Débit de pompage (l/s)	Pompe	Type de pompe	Couplage	Nombre de pompe
145	16	CAPRARI HVUS50 /3CCD+50	Centrifuge multicellulaire à axe horizontal	Pompes identique en parallèle	2

- **Courbe caractéristique de la conduite :**

$$Q = 16 \text{ l/s}; L = 600 \text{ m}; H_{MT} = 145 \text{ m}; H_g = 136 \text{ m}; D = 141 \text{ mm}; \lambda = 0,0200$$

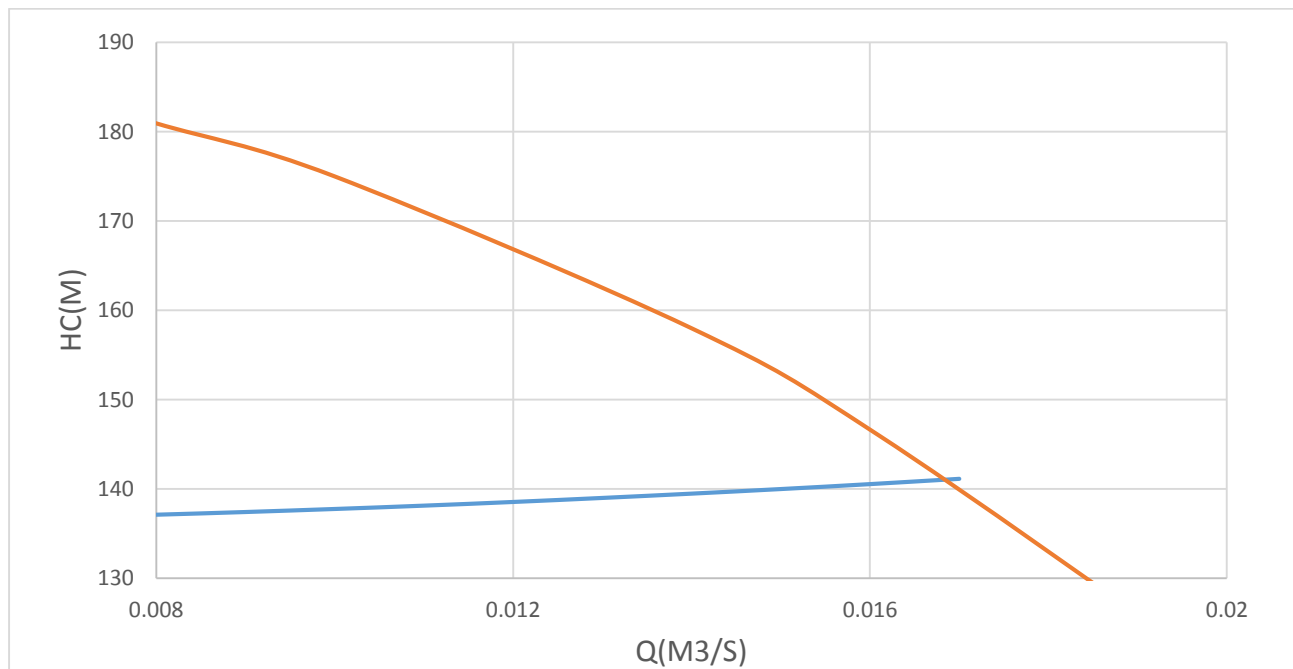
$$H_c = H_g + (R \times Q^2)$$

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \longrightarrow R = \frac{8 \times 0,0200 \times 600}{9,81 \times \pi^2 \times 0,141^5} = 17791,26$$

$$H_c = 136 + (17791,26 \times Q^2)$$

Tableau V.7: Caractéristiques de la conduite de refoulement (SP1 vers réservoir OUED Z'HOR)

Q(m ³ /s)	0	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,01	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,016	0,017
H _c (m)	136	136,28	136,44	136,64	136,87	137,14	137,44	137,78	138,15	138,56	139,01	139,49	140	140,55	141,14

**Figure V.13:** Point de fonctionnement de la SP1 vers réservoir OUED Z'HOR

On a diminué la vitesse de rotation de **3500 tr/min** jusqu'à **3446 tr/min** ; pour que le point de fonctionnement soit le même qu'on a demandé.

- **Caractéristiques de la pompe :**

HVUS50 /3CCD+50: Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.

Tableau V.8: Caractéristiques de la pompe (SP1 vers réservoir OUED Z'HOR)

Données techniques	Caractéristiques
Q	16 l/s
H	145 m
Rendement	73,70%
Puissance	30,8 kW
Vitesse	3446 tr/min
NPSH_{requis}	2,98

Pour le conduite d'aspiration on opte pour un diamètre supérieur au diamètre de la tubulure(DN110), alors on prend D=125mm.

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.016}{\pi \times 0.125^2} = 1.3 \text{ m/s}$$

- **Vérification de non cavitation :**

$$NPSH_{\text{desponible}} \approx 10 - H_a - j_{\text{asp}} \text{ (En a utilisé le cas 1 voir figure V.11)}$$

Avec :

$$H^{adm} = 6,106 \text{ m} ;$$

$$j_{\text{asp}} = 0,5 \text{ m} + \frac{v^2}{2g} \text{ (Perte de charge dans la conduite d'aspiration).}$$

$$NPSH_{\text{desponible}} = 10 - 6,106 - 0,5 - 0,086 = 3,308 \text{ m}$$

$$NPSH_{\text{desponible}} = 3,308 \text{ m} ; \quad \nabla_{\text{axe pompe}} = 6,606 \text{ m}$$

$$NPSH_{\text{requis}} = 2,98 \text{ m}$$

Condition de non cavitation est vérifiée ($NPSH_{\text{desponible}} > NPSH_{\text{requis}}$)

V.8.2. Choix de pompes SR2

En ce qui concerne le type de pompes, nous avons choisis la pompe CAPRARI de référence (PM 100/ 3 A) à l'aide de logiciel sélection (PUMP TUTOR CAPRARI).

- **Données techniques :**

- Q : 56,5 l/s;
- H : 266 m;
- n. poles : 2 ;
- Tension : 460 V ;
- Diamètre refoulement : DN 100 (UNI PN40) ;
- Raccord d'aspiration : DN125 (UNI PN25).

- **Nombre de pompes installées :**

Pour refouler un débit de 113 l/s nous avons utilisé deux (2) pompes de type (PM 100/ 3A) installée en parallèle avec une autre pompe identique de secoure.

Tableau V.9: Donnés sur le système de pompage de la SR2 vers SR3

Hauteur de refoulement (m)	Débit de pompage (l/s)	Pompe	Type de pompe	Couplage	Nombre de pompe
264	56,5	CAPRARI PM100/ 3A	Centrifuge multicellulaire à axe horizontal	Pompes identique en parallèle	3

- **Courbe caractéristique de la conduite :**

$$Q = 113 \text{ l/s}; L = 4328 \text{ m}; H_{MT} = 266 \text{ m}; H_g = 250 \text{ m}; D = 352,6 \text{ mm}; \lambda = 0,0164$$

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

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \longrightarrow R = \frac{8 \times 0,0164 \times 4328}{9,81 \times \pi^2 \times 0,3526^5} = 1076,07$$

$$H_c = 250 + (1076,07 \times Q^2)$$

Tableau V.10: Caractéristiques de la conduite de refoulement SR2 vers SR3

Q(m³/s)	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,1	0,11	0,12	0,13	0,14
H _c (m)	250	266,11	266,43	266,97	267,72	268,69	269,87	271,27	272,89	274,72	276,76	279,02	281,5	284,19	287,09

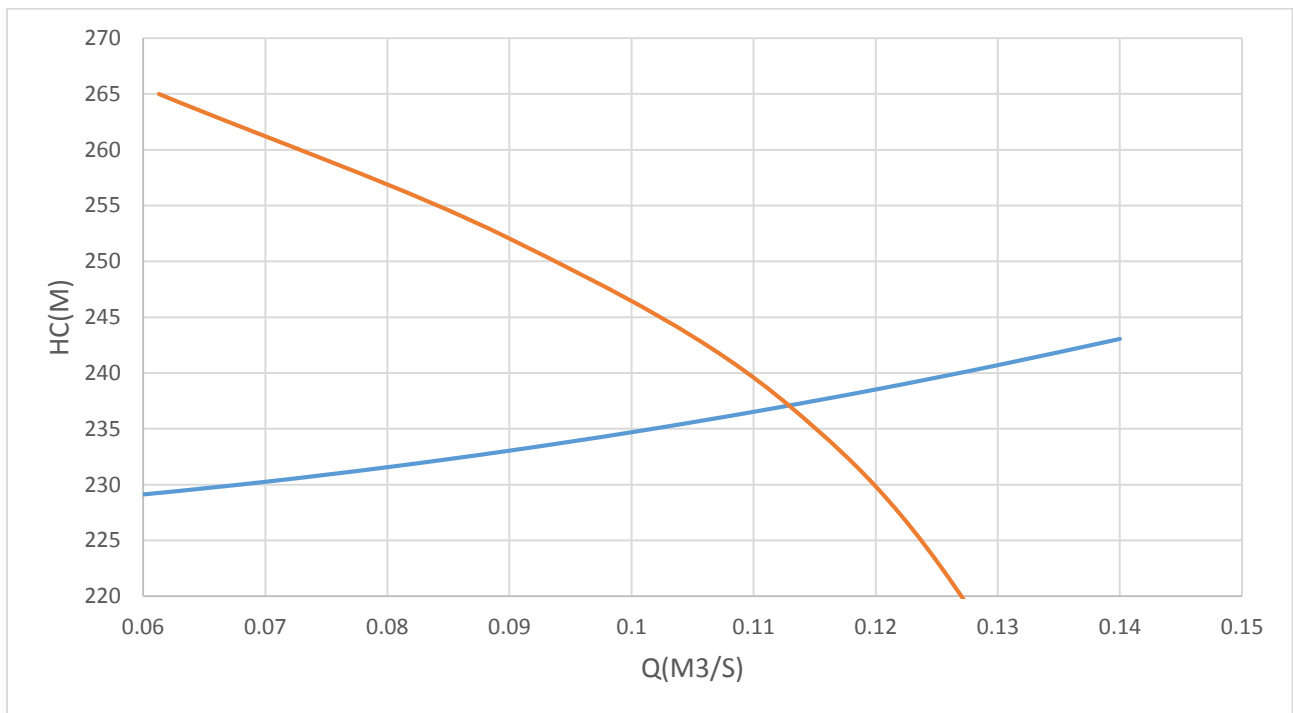


Figure V.14: Point de fonctionnement de la (SR2 vers SR3).

On a diminué la vitesse de rotation de **3500 tr/min** jusqu’à **3392 tr/min** ; pour que le point de fonctionnement soit le même qu’on a demandé.

- **Caractéristiques de la pompe :**

PM 100/ 3 A: Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.

Tableau V.11: Caractéristiques de la pompe SR2 vers SR3

Données techniques	Caractéristiques
Q	56,5/s
H	264 m
Rendement	71,50%
Puissance	204 kW
Vitesse	3392tr/min
NPSH_{requis}	9,29

Pour le conduite d'aspiration on opte pour un diamètre supérieur au diamètre de la tubulure(DN125), alors on prend $D=250\text{mm}$.

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.0565}{\pi \times 0.25^2} = 1.15 \text{ m/s}$$

- **Vérification de non cavitation :**

$$\text{NPSH}_{\text{desponible}} \approx 10 + H_a - j_{\text{asp}} \text{ (En a utilisé le cas 2 voir figure V.10)}$$

Avec :

$$H^{\text{adm}} = 0,357 \text{ m ;}$$

$$j_{\text{asp}} = 0,5\text{m} + \frac{v^2}{2g} \text{ (Perte de charge dans la conduite d'aspiration).}$$

$$\text{NPSH}_{\text{desponible}} = 10 + 0,357 - 0,5 - 0.067 = 9,79\text{m}$$

$$\text{NPSH}_{\text{desponible}} = 9,79\text{m}$$

$$V_{\text{axe pompe}} = 1,143\text{m}$$

$$\text{NPSH}_{\text{requis}} = 9,29\text{m}$$

Condition de non cavitation est vérifiée ($\text{NPSH}_{\text{desponible}} > \text{NPSH}_{\text{requis}}$)

- **Volume de bache d'aspiration de la SR2:**

Le volume de la bache d'aspiration de la station de reprise est calculé par la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{Max,j}}}{T} \times 0.25\text{h} \dots \dots \dots \text{V.11}$$

Q_{max,j} : débit maximal journalier. (m^3/j)

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20\text{h}$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25\text{h}$)

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{Max,j}}}{T} \times 0,25\text{h} = \frac{9763,2}{20} \times 0,25 = 122,04\text{m}^3$$

On choisit un volume normalisé de **200 m³**.

V.8.3. Choix de pompes SR3

En ce qui concerne le type de pompes, nous avons choisis la pompe CAPRARI de référence (**PM 100/ 3 A**) à l'aide de logiciel sélection (PUMP TUTOR CAPRARI).

- **Données techniques :**

- Q : **56,5 l/s;**
- H : **269 m;**
- n. poles : **2 ;**
- Tension : **460 V ;**
- Diamètre refoulement : **DN 100 (UNI PN40) ;**
- Raccord d'aspiration : **DN125 (UNI PN25).**

• **Nombre de pompes installées :**

Pour refouler un débit de **113 l/s** nous avons utilisé deux (2) pompes de type (PM 100/ 3A) installée en parallèle avec une autre pompe identique de secoure.

Tableau V.12: Donnés sur le système de pompage de la SR3 vers SR4

Hauteur de refoulement (m)	Débit de pompage (l/s)	Pompe	Type de pompe	Couplage	Nombre de pompe
269	56,5	CAPRARI PM100/ 3A	Centrifuge multicellulaire à axe horizontal	Pompes identique en parallèle	3

• **Courbe caractéristique de la conduite :**

$Q = 113 \text{ l/s}; L = 5681\text{m}; H_{MT} = 271\text{m}; H_g = 250\text{m}; D = 352,6\text{mm}; \lambda = 0,0164$

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

$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \longrightarrow R = \frac{8 \times 0,0164 \times 5681}{9,81 \times \pi^2 \times 0,3526^5} = 1412,46$

$H_c = 250 + (1412,46 \times Q^2)$

Tableau V.13: Caractéristiques de la conduite de refoulement SR3 vers SR4

Q(m³/s)	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,1	0,11	0,12	0,13	0,14
H _c (m)	271	271,14	271,56	272,27	273,26	274,53	276,08	277,92	280,04	282,44	285,12	288,09	291,34	294,87	298,68

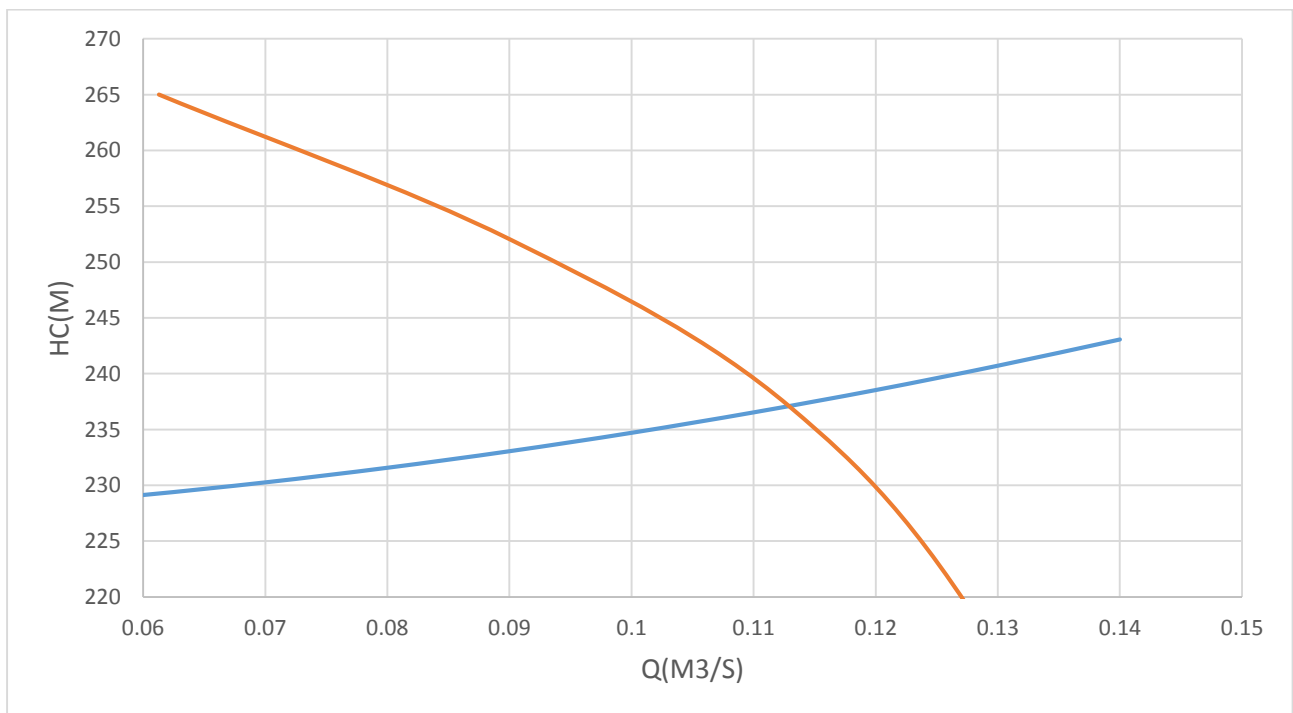


Figure V.15: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR3 vers SR4).

On a diminué la vitesse de rotation de **3500 tr/min** jusqu'à **3411 tr/min** ; pour que le point de fonctionnement soit le même qu'on a demandé.

- **Caractéristiques de la pompe :**

PM 100/ 3 A: Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.

Tableau V.14: Caractéristiques de la pompe SR3 vers SR4

Données techniques	Caractéristiques
Q	56,5/s
H	271 m
Rendement	71,70%
Puissance	207 kW
Vitesse	3411tr/min
NPSH_{requis}	9,24

Pour la conduite d'aspiration on opte pour un diamètre supérieur au diamètre de la tubulure(DN125), alors on prend D=250mm.

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.0565}{\pi \times 0.25^2} = 1.15 \text{ m/s}$$

Donc la roue de l'entrée et la sortie est Radiale.

- **Vérification de non cavitation :**

$$\text{NPSH}_{\text{desponible}} \approx 10 + H_a - j_{\text{asp}} \text{ (En a utilisé le cas 2 voir figure V.10)}$$

Avec :

$$H^{\text{adm}} = 0,307 \text{ m ;}$$

$$j_{\text{asp}} = 0,5 \text{ m} + \frac{v^2}{2g} \text{ (Perte de charge dans la conduite d'aspiration).}$$

$$\text{NPSH}_{\text{desponible}} = 10 + 0,307 - 0,5 - 0.067 = 9.74 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_{\text{desponible}} = 9.74 \text{ m}$$

$$\nabla_{\text{axe pompe}} = 1,193 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_{\text{requis}} = 9,24 \text{ m}$$

Condition de non cavitation est vérifiée ($\text{NPSH}_{\text{desponible}} > \text{NPSH}_{\text{requis}}$)

- **Volume de la bache d'aspiration de la SR3:**

Le volume de la bache d'aspiration de la station de reprise est calculé par la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{Max,j}}}{T} \times 0,25 \text{ h} = \frac{9763,2}{20} \times 0,25 = 122,04 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de **200 m³**.

V.8.4. Choix de pompes SR4
a. SR4 vers SR5

En ce qui concerne le type de pompes, nous avons choisis la pompe CAPRARI de référence (**PM 100/ 3 A**) à l'aide de logiciel sélection (PUMP TUTOR CAPRARI).

- **Données techniques :**
 - Q : **55 l/s;**
 - H : **286 m;**
 - n. poles : **2 ;**
 - Tension : **460 V ;**
 - Diamètre refoulement : **DN 100 (UNI PN40) ;**
 - Raccord d'aspiration : **DN125 (UNI PN25).**

- **Nombre de pompes installées :**

Pour refouler un débit de **110 l/s** nous avons utilisé deux (2) pompes de type (**PM 100/ 3A**) installée en parallèle avec une autre pompe identique de secours.

Tableau V.15: Donnés sur le système de pompage de la SR4 vers SR5

Hauteur de refoulement (m)	Débit de pompage (l/s)	Pompe	Type de pompe	Couplage	Nombre de pompe
286	55	CAPRARI PM100/ 3A	Centrifuge multicellulaire à axe horizontal	Pompes identique en parallèle	3

- **Courbe caractéristique de la conduite :**

Q= **110 l/s**; L= **10140m**; H_{MT}=**286m**; H_g=**250m**; D=**352,6mm**; λ=**0, 0164**

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

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \longrightarrow R = \frac{8 \times 0,0164 \times 10140}{9,81 \times \pi^2 \times 0,3526^5} = 2521,11$$

$$H_c = 286 + (2521,11 \times Q^2)$$

Tableau V.16: Caractéristiques de la conduite de refoulement SR4 vers SR5

Q(m³/s)	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,1	0,11	0,12	0,13	0,14
H _c (m)	286	286,25	287,01	288,27	290,03	292,3	295,08	298,35	302,14	306,42	311,21	316,51	322,3	328,61	335,41

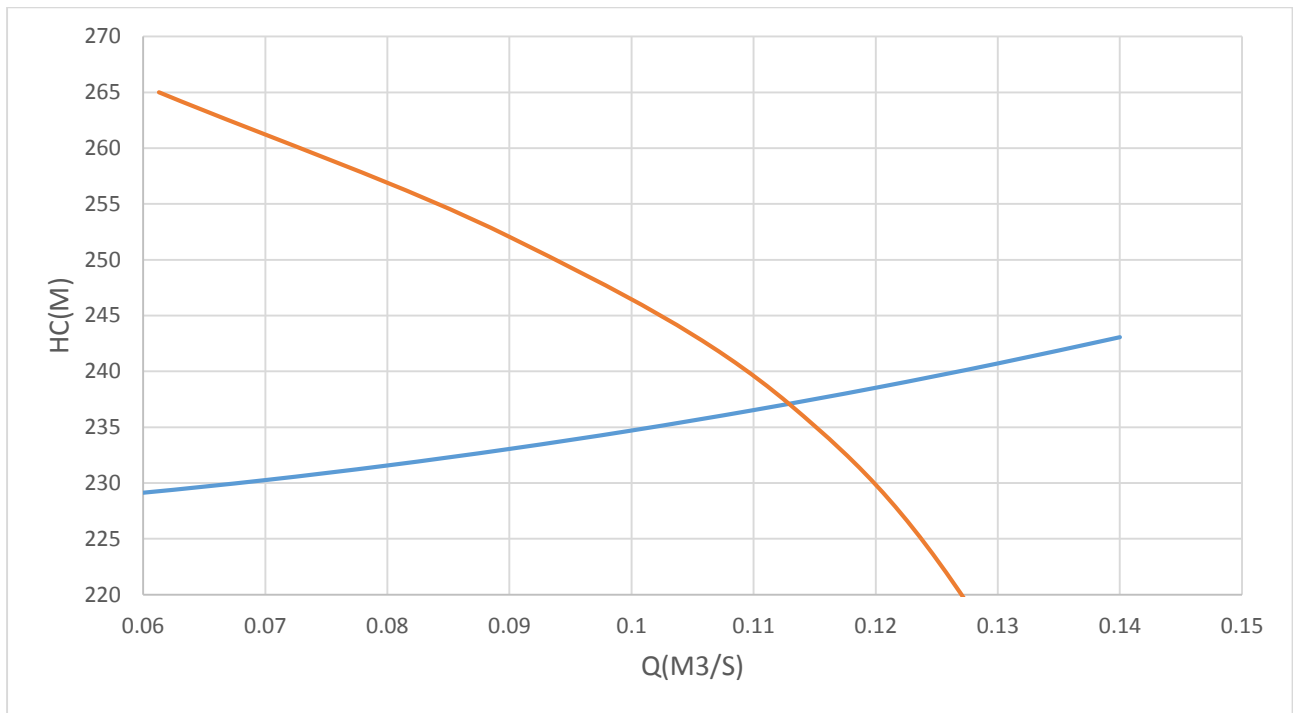


Figure V.16: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SR4 vers SR5

On a diminué la vitesse de rotation de **3500 tr/min** jusqu’à **3431 tr/min** ; pour que le point de fonctionnement soit le même qu’on a demandé.

- **Caractéristiques de la pompe :**

PM 100/ 3 A: Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.

Tableau V.17: Caractéristiques de la pompe SR4 vers SR5

Données techniques	Caractéristiques
Q	55/s
H	286 m
Rendement	73,20%
Puissance	208,5 kW
Vitesse	3431tr/min
NPSH _{requis}	8,6

Pour le conduite d’aspiration on opte pour un diamètre supérieur au diamètre de la tubulure(DN125), alors on prend D=250mm.

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.055}{\pi \times 0.25^2} = 1.12 \text{ m/s}$$

- **Vérification de non cavitation :**

$$NPSH_{\text{disponible}} \approx 10 - H_a - j_{\text{asp}} \text{ (En a utilisé le cas 1 voir figure V.11)}$$

Avec :

$$H^{adm} = 0,46 \text{ m ;}$$

$$j_{\text{asp}} = 0,5 \text{ m} + \frac{v^2}{2g} \text{ (Perte de charge dans la conduite d’aspiration).}$$

$$NPSH_{\text{desponible}} = 10 - 0,46 - 0,5 - 0,06 = 8,98\text{m}$$

$$NPSH_{\text{desponible}} = 8,98\text{m}$$

$$V_{\text{axe pompe}} = 0,96\text{m}$$

$$NPSH_{\text{requis}} = 8,6\text{m}$$

Condition de non cavitation est vérifiée ($NPSH_{\text{desponible}} > NPSH_{\text{requis}}$)

b. SR4 vers réservoir AIN LAMCED

En ce qui concerne le type de pompes, nous avons choisis la pompe CAPRARI de référence (HVUS18 /2A+10) à l'aide de logiciel sélection (PUMP TUTOR CAPRARI).

• **Données techniques :**

- Q : 3l/s;
- H : 81 m;
- n. poles : 2 ;
- Tension : 460 V ;
- Diamètre refoulement : DN40 (UNI PN40);
- Raccord d'aspiration : DN50 (UNI PN16).

• **Nombre de pompes installées :**

Pour refouler un débit de 3 l/s nous avons utilisé une seule (1) pompes de type (HVUS18 /2A+10) installée en parallèle avec une autre pompe identique de secoure.

Tableau V.18: Donnés sur le système de pompage de la SR4 vers réservoir AIN LAMCED

Hauteur de refoulement (m)	Débit de pompage (l/s)	Pompe	Type de pompe	Couplage	Nombre de pompe
81	3	CAPRARI HVUS18 /2A+10	Centrifuge Monocellulaire à axe horizontal	Pompes identique en parallèle	2

• **Courbe caractéristique de la conduite :**

$$Q = 3 \text{ l/s}; L = 222\text{m}; H_{MT} = 81\text{m}; H_g = 70\text{m}; D = 53,6\text{mm}; \lambda = 0,0250$$

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

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \longrightarrow R = \frac{8 \times 0,0003 \times 222}{9,81 \times \pi^2 \times 0,00536^5} = 1243860037$$

$$H_c = 81 + (1243860037 \times Q^2)$$

Tableau V.19: Caractéristiques de la conduite de refoulement SR4 vers réservoir AIN LAMCED

Q(m³/s)	0	0,0001	0,0002	0,0003	0,0004	0,0005	0,0006	0,0007	0,0008	0,0009	0,001	0,0011	0,0012	0,0013	0,0014
H _c (m)	81	93,439	130,75	192,95	280,02	391,97	528,79	690,49	877,07	1088,5	1324,9	1586,1	1872,2	2183,1	2519

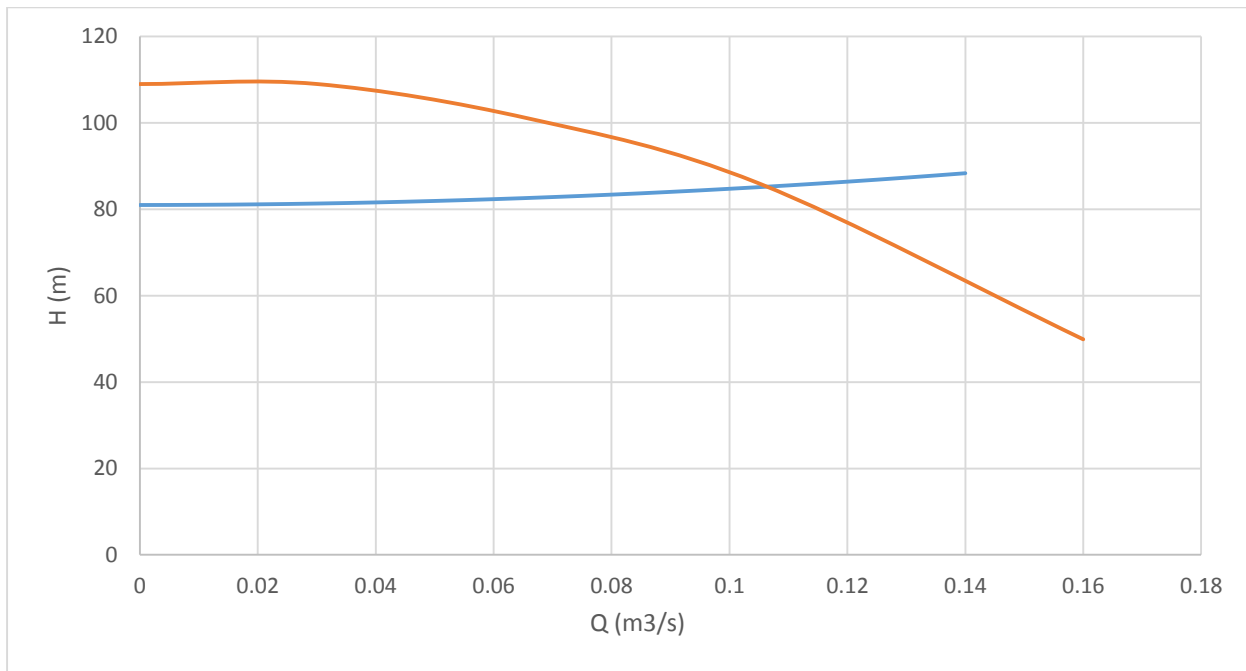


Figure V.17: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR4 vers réservoir AIN LAMCED)

On a démunie la vitesse de rotation de **3500 tr/min** jusqu’à **3433 tr/min** ; pour que le point de fonctionnement soit le même qu’on a demandé.

• **Caractéristiques de la pompe :**

HVUS18 /2A+10: Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.

Données techniques	Caractéristiques
Q	3 l/s
H	81 m
Rendement	53,70%
Puissance	4,44 kW
Vitesse	3433tr/min
NPSH_{requis}	2,79

Pour le conduite d’aspiration on opte pour un diamètre supérieur au diamètre de la tubulure(DN40), alors on prend D=50mm.

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.003}{\pi \times 0.05^2} = 1.53 \text{ m/s}$$

• **Vérification de non cavitation :**

$$NPSH_{\text{desponible}} \approx 10 - H_a - j_{\text{asp}} \text{ (En a utilisé le cas 1 voir figure V.11)}$$

Avec :

$$H^{adm} = 6,33\text{m} ;$$

$$j_{\text{asp}} = 0,5\text{m} + \frac{v^2}{2g} \text{ (Perte de charge dans la conduite d’aspiration).}$$

$$NPSH_{\text{desponible}} = 10 - 6,33 - 0,5 - 0.12 = 3,05\text{m}$$

$$NPSH_{\text{disponible}} = 3,05\text{m} \quad \nabla_{\text{axe pompe}} = 6,83\text{m}$$

$$NPSH_{\text{requis}} = 2,79\text{m}$$

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

- **Volume de la bache d'aspiration de la SR4:**

Le volume de la bache d'aspiration de la station de reprise est calculé par la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{Max,j}}}{T} \times 0,25\text{h} = \frac{9763,2}{20} \times 0,25 = 122,04\text{m}^3$$

On choisit un volume normalisé de **200 m³**.

V.8.5. Choix de pompes SR5

En ce qui concerne le type de pompes, nous avons choisis la pompe CAPRARI de référence (**PM 150/ 3 E**) à l'aide de logiciel sélection (PUMP TUTOR CAPRARI).

- **Données techniques :**

- Q : 52,5 l/s;
- H : 86 m;
- n. poles : 4 ;
- Tension : 460 V ;
- Diamètre refoulement : DN 150 (UNI PN40) ;
- Raccord d'aspiration : DN200 (UNI PN25).

- **Nombre de pompes installées :**

Pour refouler un débit de 105 l/s nous avons utilisé deux (2) pompes de type (**PM 100/ 2E**) installée en parallèle avec une autre pompe identique de secours.

Tableau V.20: Donnés sur le système de pompage de la SR5

Hauteur de refoulement (m)	Débit de pompage (l/s)	pompe	Type de pompe	Couplage	Nombre de pompe
86	52,6	CAPRARI PM 150/ 3 E	Centrifuge multicellulaire à axe horizontal	Pompes identique en parallèle	3

- **Courbe caractéristique de la conduite :**

$$Q = 105 \text{ l/s}; L = 1500\text{m}; H_{\text{MT}} = 86\text{m}; H_g = 81\text{m}; D = 352,6\text{mm}; \lambda = 0,0165$$

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

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \longrightarrow R = \frac{8 \times 0,0165 \times 1500}{9,81 \times \pi^2 \times 0,3526^5} = 375,22$$

$$H_c = 81 + (375,22 \times Q^2)$$

Tableau V.21: Caractéristiques de la conduite de refoulement (SR5)

Q(m³/s)	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,1	0,11	0,12	0,13	0,14
H_c (m)	81	81,038	81,15	81,338	81,6	81,938	82,351	82,839	83,401	84,039	84,752	85,54	86,403	87,341	88,354

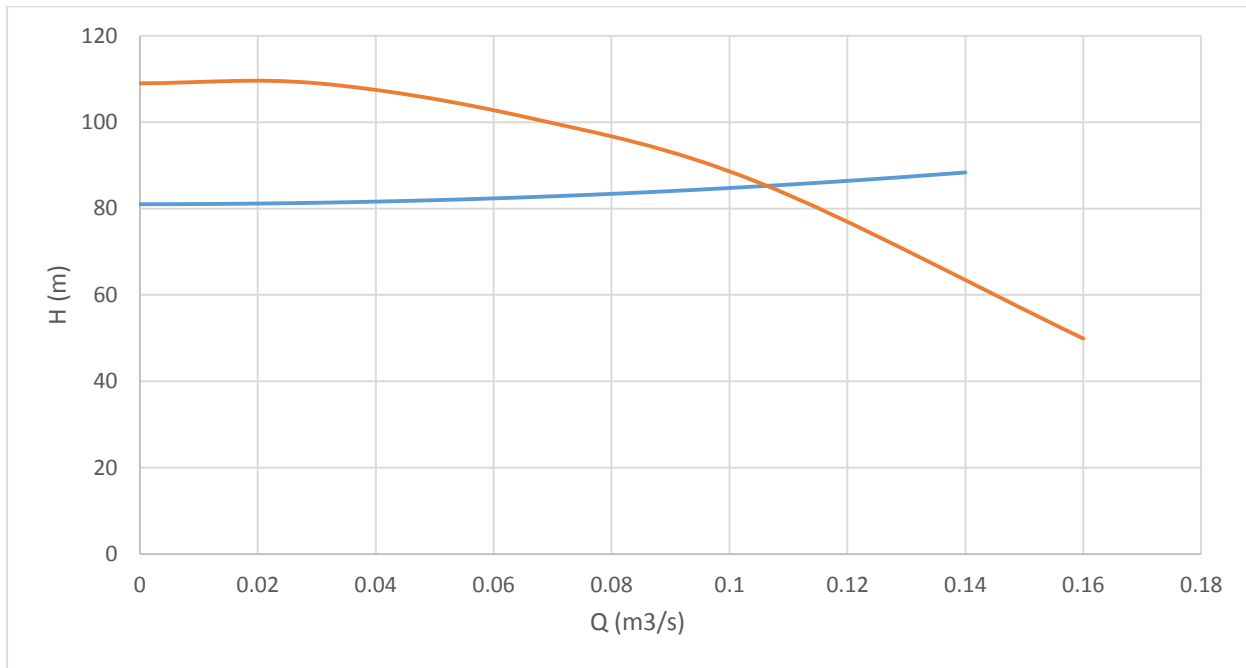


Figure V.18: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR5)

On a démunie la vitesse de rotation de **1750 tr/min** jusqu'à **1618 tr/min** ; pour que le point de fonctionnement soit le même qu'on a demandé.

- **Caractéristiques de la pompe :**

PM 150/ 3 E : Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.

Tableau V.22: Caractéristiques de la pompe SR5

Données techniques	Caractéristiques
Q	52,6 l/s
H	86 m
Rendement	68,2%
Puissance	63,5 kW
Vitesse	1618tr/min
NPSH_{requis}	2,17

Pour le conduite d'aspiration on opte pour un diamètre supérieur au diamètre de la tubulure(DN125), alors on prend D=250mm.

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0.0526}{\pi \times 0.25^2} = 1.07 \text{ m/s}$$

- **Vérification de non cavitation :**

$$\text{NPSH}_{\text{desponible}} \approx 10 - H_a - j_{\text{asp}} \text{ (En a utilisé le cas 1 voir figure V.11)}$$

Avec :

$$H^{\text{adm}} = 6,889 \text{ m} ;$$

$$j_{\text{asp}} = 0,5 \text{ m} + \frac{v^2}{2g} \text{ (Perte de charge dans la conduite d'aspiration).}$$

$$\text{NPSH}_{\text{desponible}} = 10 - 6,889 - 0,5 - 0,059 = 2,55 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_{\text{desponible}} = 2,55 \text{ m} \quad \nabla_{\text{axe pompe}} = 7,389 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_{\text{requis}} = 2,17 \text{ m}$$

Condition de non cavitation est vérifiée ($\text{NPSH}_{\text{desponible}} > \text{NPSH}_{\text{requis}}$)

- **Volume de la bache d'aspiration de la SR5:**

Le volume de la bache d'aspiration de la station de reprise est calculé par la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{Max,j}}}{T} \times 0,25 \text{ h} = \frac{9072}{20} \times 0,25 = 113,4 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de 200 m^3 .

V.8.6. Dimensionnement du bâtiment STP1:

a. La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \dots \dots \dots \text{V.12}$$

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

$$h_{\text{reserve}} = 0,7 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm} ; \text{ on prend } h_{\text{socle}} = 60 \text{ cm}$$

$$h_p : \text{Hauteur de la pompe est égale à } 1004 \text{ mm} = 1,004 \text{ m}$$

$$h_5 = 1,004 + 0,7 + 0,6 = 2,3004 \text{ m}$$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme.

$$h_6 = 2,4 \text{ m}$$

h_7 : Hauteur de chariot

$$h_7 = 0,4 \text{ m}$$

h_8 : Hauteur profilée

$$h_8 = 0,8 \text{ m}$$

h_9 : Hauteur de sécurité

$$h_9 = 0,6 \text{ m}$$

Donc :

$$H_b = 2,3004 + 2,4 + 0,4 + 0,8 + 0,6 = 6,5 \text{ m}$$

$$H_b = 6,5 \text{ m}$$

b. Largeur du bâtiment :

$$L=2l_1+l_2+l_3+l_p+2s.....V.13$$

Avec

S : épaisseur des murs S=0,3m

l₁ : distance entre le mur et le 1er organe tel que l₁=0,3m

l₂ : longueur des accessoires d'aspirations = 1.85m

l₃ : longueur des accessoires de refoulement = 1.04m

l_p : longueur de la pompe = 0.903 m

$$L=2*0.3+1.85+1.04+0.903+2*0.3= 5$$

$$L= 5m$$

c. Longueur du bâtiment :

$$L_b= n_p * L_{int}+L_{pf}+L_r+L_p.....V.14$$

N_p : nombre de pompe= 4

L_{int} : distance entre deux axe de pompe voisines= 0.845 m

L_r : Longueur de L'armoire électrique= 1m

L_p : longueur du bureau du personnel= 3m

L_{pf} : longueur de la plateforme= 1.12m

$$L_b= 4* 0.845+1.12+1+3= 8,5$$

$$L_b= 8,5m$$

V.8.7. Calcule de frais de pompage

Le frais de pompage est calculé par la formule suivante :

$$F_e = P \times T_p \times 365 \times e$$

Tableau V.23: Frais de pompage

La station	Direction	Puissance(KW)	Temps de pompage	Fe(DA)
SP1	SP1 Vers SR2	355	20	10 884 300,00
	SP1 Vers Réservoir OUED ZHOR	30,8	20	944 328,00
SR2	SR2 Vers SR3	408	20	12 509 280,00
SR3	SR3 Vers SR4	414	20	12 693 240,00
SR4	SR4 Vers SR5	417	20	12 785 220,00
	SR4 Vers Réservoir AIN LAMCED	4,4	20	134 904,00
SR5	SR5 Vers Réservoir Tampon	127	20	3 893 820,00

Les résultats finals du dimensionnement de station de pompage sont représenté dans le tableau suivant :

La station	Direction	Type de pompe	Q (l/s)	H (m)	μ (%)	P (Kw)	Vitesse De Rotation (tr/min)	NPSH_{requis} (m)	V_{bâche} (m)	F_e (DA)
SP1	SP1 Vers SR2	PM100/3A	56,5	238	74	355	3409	9,24	/	10 884 300,00
	SP1 Vers Réservoir OUED Z'HOR	HMU50-2/3C	16	145	73,7	30,8	3446	2,98	/	944 328,00
SR2	SR2 Vers SR3	PM100/3A	56,5	264	71,5	408	3392	9,29	200	12 509 280,00
SR3	SR3 Vers SR4	PM100/3A	56,5	271	71,5	414	3411	9,24	200	12 693 240,00
SR4	SR4 Vers SR5	PM100/3A	55	286	73,2	417	3431	8,60	200	12 785 220,00
	SR4Vers Réservoir AIN LAMCED	HVUS18/2A+10	3	81	53,7	4,40	3433	2,79	200	134 904,00
SR5	SR5 Vers Réservoir Tampon	PM150/3E	52,6	86	68,2	127	1618	2,17	200	3 893 820,00

CONCLUSION :

Tout au long de ce chapitre, nous avons énoncé les principes fondamentaux pour la bonne conception des stations de pompage et détaillé les composants hydrauliques nécessaires à leurs exploitation.

Par la suite, un choix de groupes de pompage a été établi pour les cinq (5) stations de pompage du projet assurant un fonctionnement optimal du transfert.

INTRODUCTION

Dans l'exploitation des systèmes hydrauliques (alimentation en eau potable) les ingénieurs sont confrontés aux problèmes récurrent du coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement de ces systèmes.

Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre ce phénomène.

Dans ce chapitre on va étudier d'une manière précise ce phénomène, son comportement physique les risques qu'il présente, les moyens de protections et enfin un dimensionnement du réservoir d'air. Ce calcul va s'appliquer à l'ensemble de notre réseau d'adduction (refoulement-gravitaire).

VI.1. Définition

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation.

Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un robinet (ou tout autre appareil) se ferme.

L'arrêt d'une pompe, la fermeture d'une électrovanne, entraînent un reflux brutal du fluide.

Les robinets mitigeurs à fermeture rapide (type à plaquette céramique) comme les vannes à fermeture manuelle sont, eux aussi, particulièrement générateurs de coups de bélier.

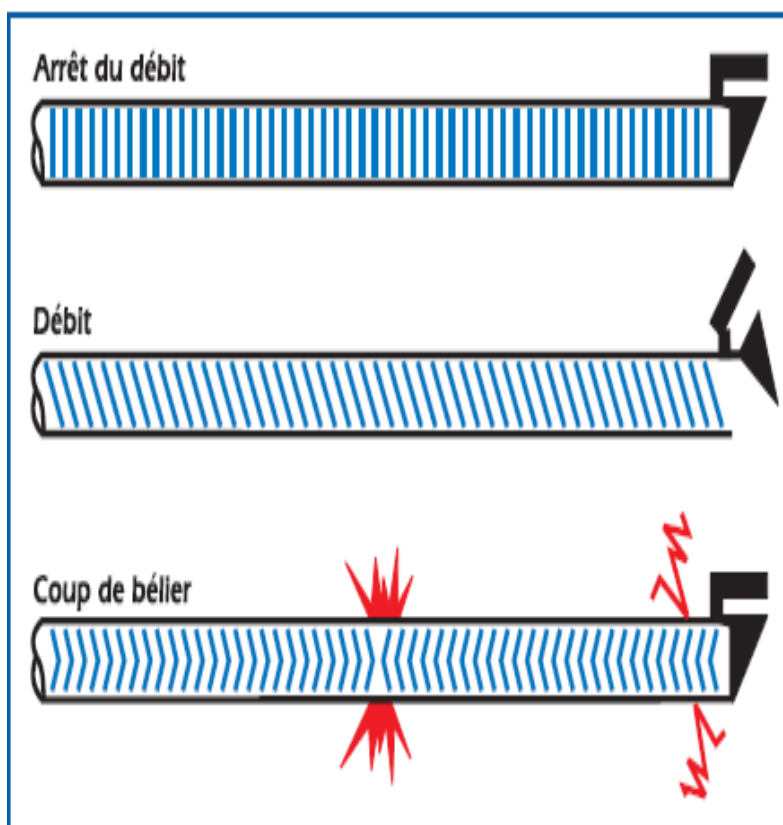


Figure VI.1: Phénomène du coup de bélier.

VI.2. Causes du coup de bélier

Les causes des coups de bélier sont diverses mais elles sont fréquentes lors du démarrage ou de l'arrêt d'une installation hydraulique, par exemple, une prompte fermeture de vanne ou un arrêt rapide de pompe.

Le fonctionnement en régime in stationnaire, même très exceptionnel, d'une installation hydraulique doit toujours attirer l'attention de l'ingénieur concepteur.

Ces phénomènes peuvent avoir des conséquences fâcheuses telles que la rupture de canalisations et la détérioration d'appareils traversés par le fluide.

Il est donc capital de prévoir et d'étudier ces phénomènes transitoires afin de réduire leurs effets par l'utilisation de dispositifs spéciaux et le dimensionnement correct des différents composants d'une installation.¹

VI.3. Le risque dus aux coups de bélier

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

VI.3.1. Risque de 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 ya risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

VI.3.2. Pression négative

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement.

Si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e il se produit une poche de Cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés.

Le phénomène de cavitation une fois apparu peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

VI.3.3. Fatigues des conduites

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

¹ Source : **M.MOUSSA** « ALIMENTATION EN EAU POTABLE » page : 3.20.

VI.4. Moyen de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.²

VI.4.1. Les volants d'inertie

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie 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.

VI.4.2. Les soupapes de décharge

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

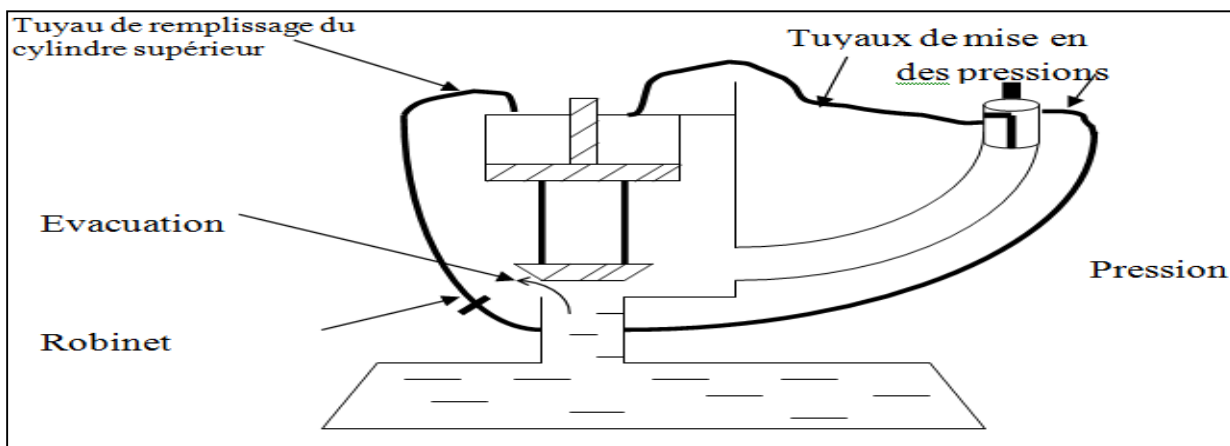


Figure VI.2: Soupape de décharge type LEZIER

² Source : M.MOUSSA « ALIMENTATION EN EAU POTABLE » page : 3.23.

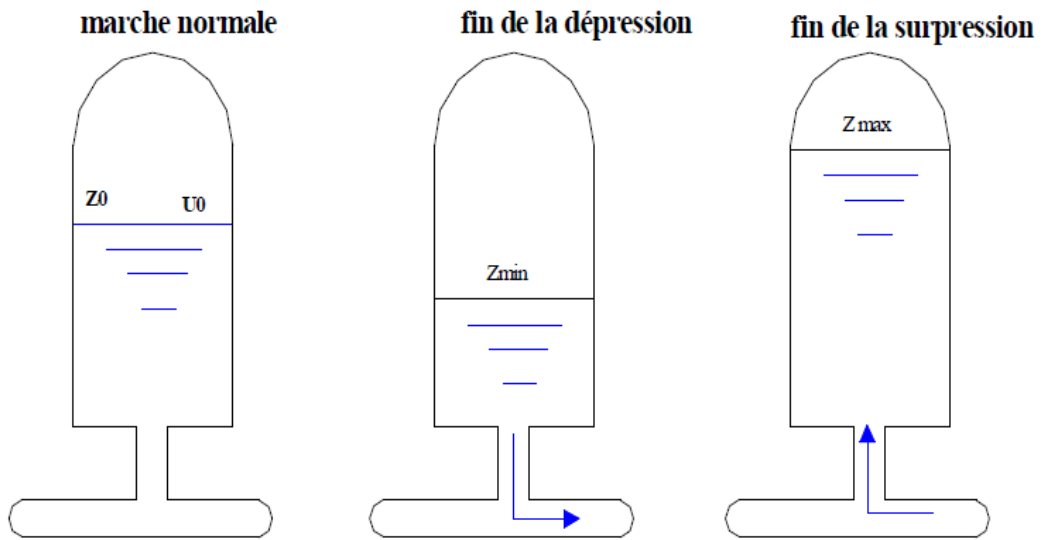


Figure VI.3: Variation du volume d'aire au cours des phases de Fonctionnement du réservoir

VI.4.3. Les réservoirs d'air

L'alimentation continue de 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 de pompage et raccordée au refoulement.

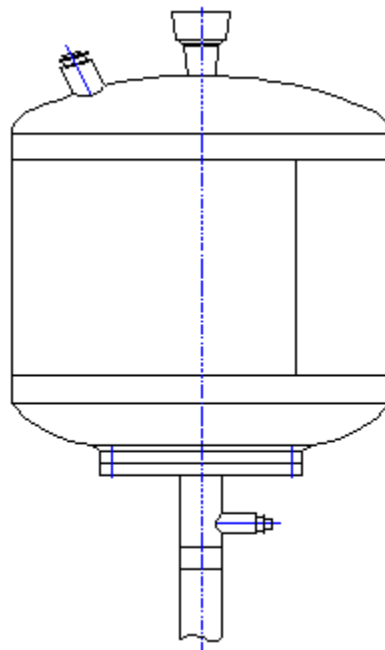


Figure VI.4: Réservoir d'air

VI.4.4. Les cheminées d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage.

Un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

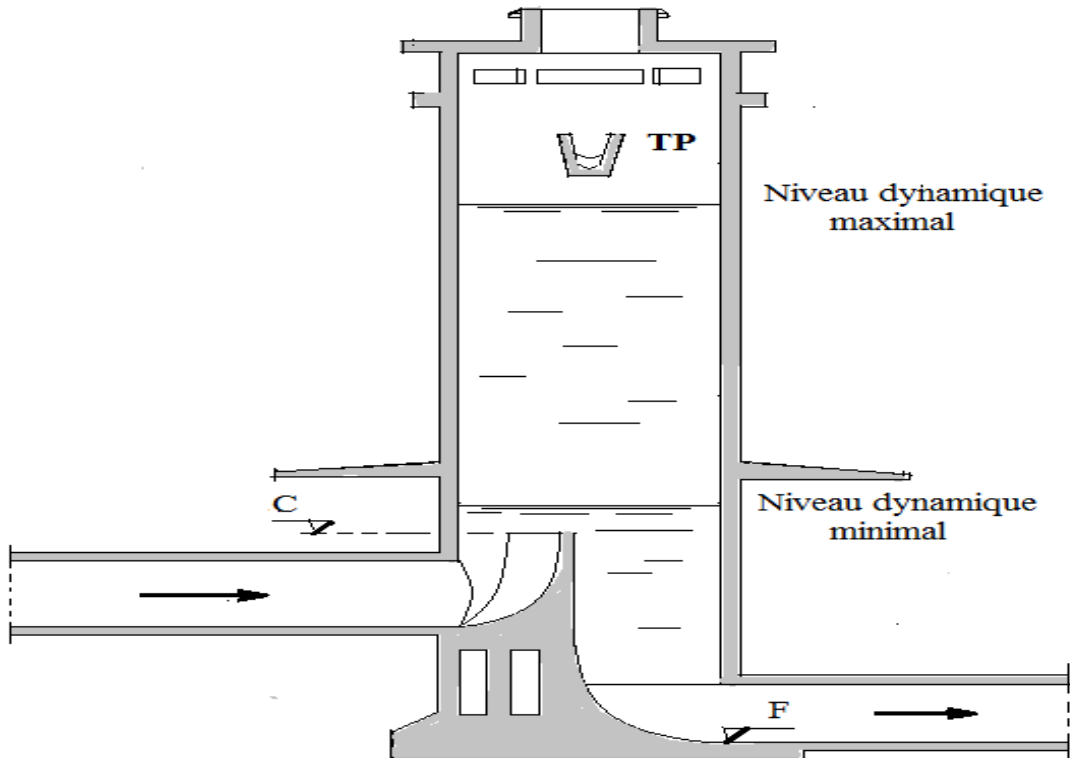


Figure VI.5 : Schéma d'une cheminée d'équilibre

VI.5. Analyse physique du phénomène du coup de bélier³

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

- **Phase 01**

Réservoir à une vitesse où célérité désignée par **a**. Si la distance entre la pompe et le réservoir est (**L**), Le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est **L/a**.

Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

³ Source : **M.MOUSSA** « ALIMENTATION EN EAU POTABLE » page : 3.20.

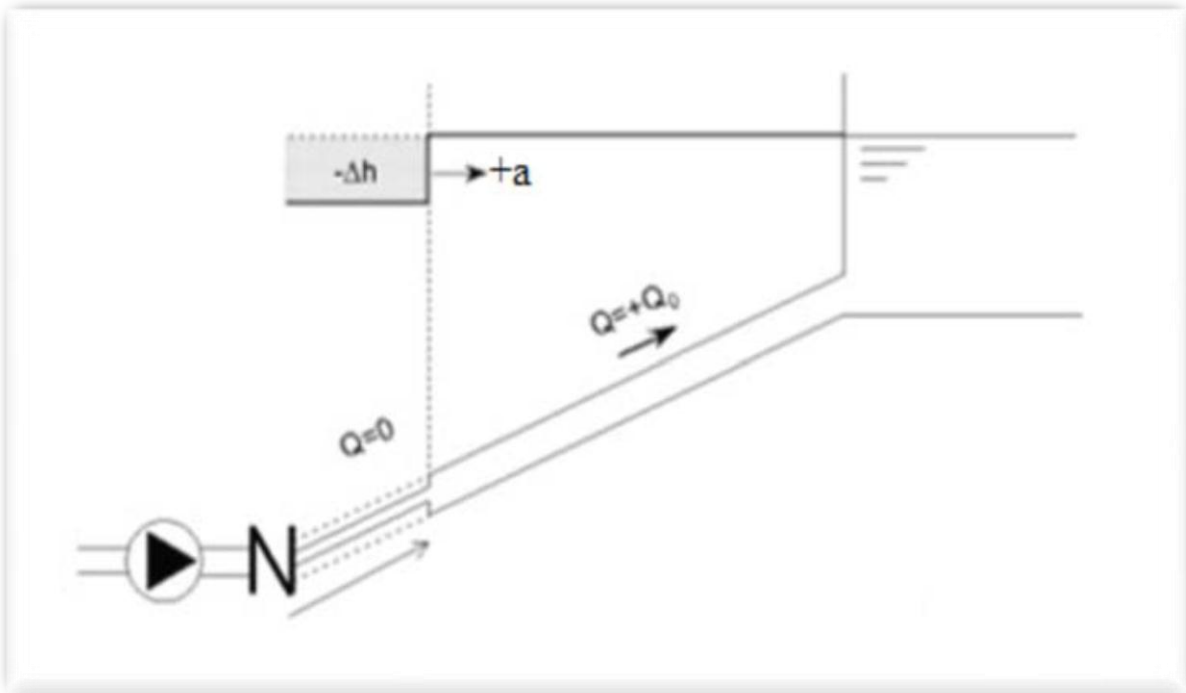


Figure VI.6: Première phase du coup de bélier

- **Phase 02**

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

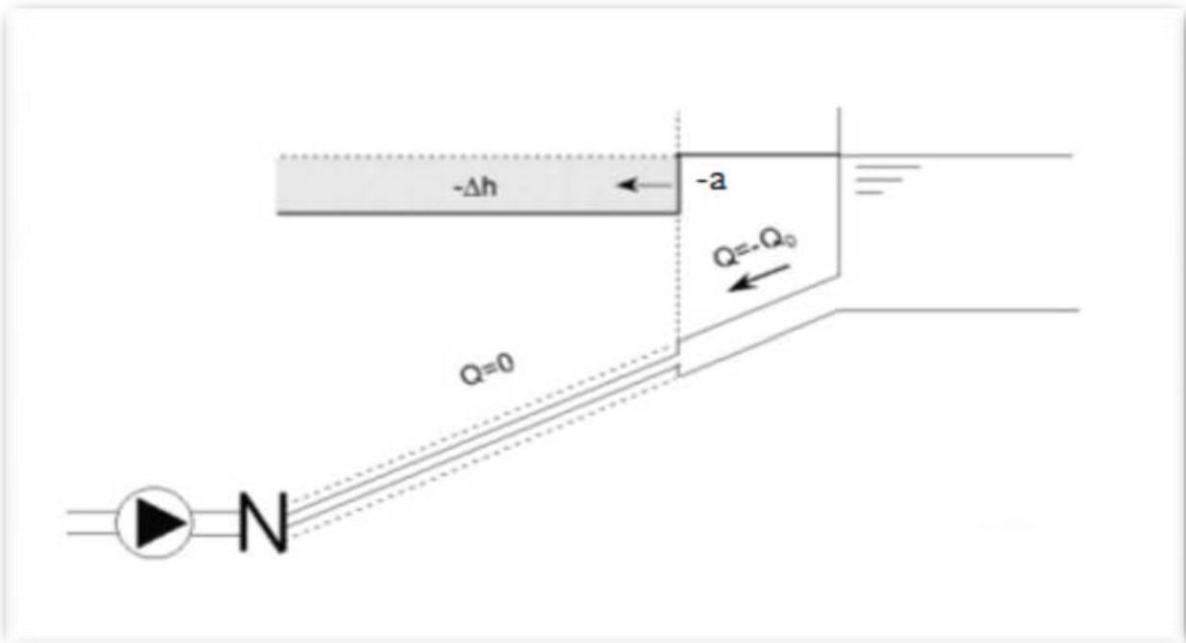


Figure VI.7: Deuxième phase du coup de bélier

- **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 L/a c'est-à-dire à $3L/a$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur presse immobile.

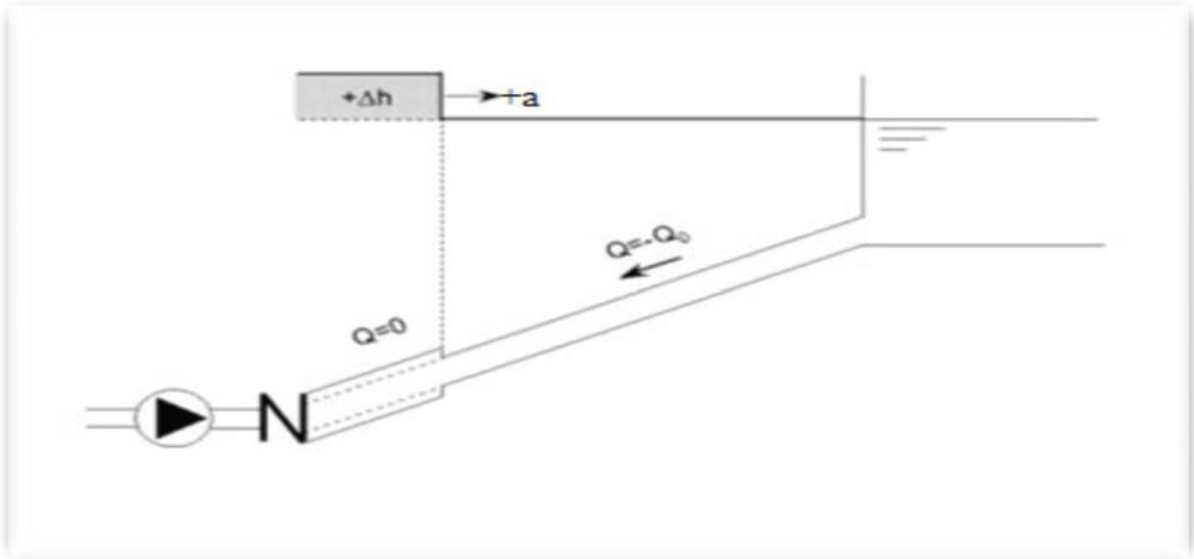


Figure VI.8: Troisième phase du coup de bélier

- **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 L/a c'est-à-dire à $4L/a$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc $4L/a$.

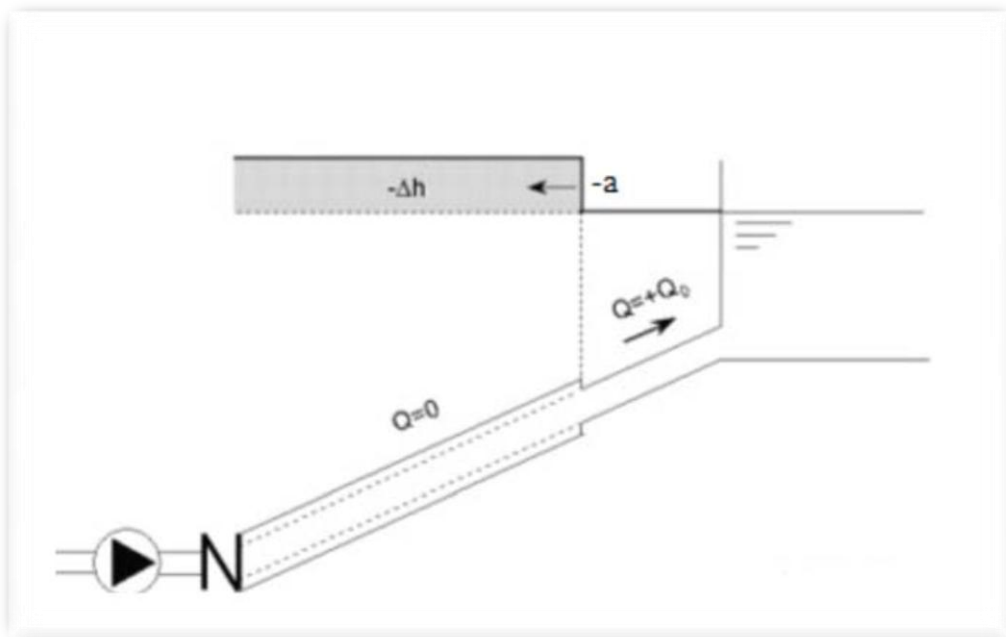


Figure VI.9: Quatrième phase du coup de bélier

VI.6. Calcul de la célérité d’onde

La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule d’ALLIVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3+K\frac{D}{e}}}\dots\dots\dots VI.1$$

Avec :

- D** : Diamètre intérieur de la conduite en (mm);
- e** : Epaisseur du tuyau en (mm);
- K** : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

Tableau VI.1: Coefficient k pour divers matériaux

Matériau	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	Amiante-ciment	P.V .C	P.E.H.D	P.E.H.D
K	0.5	1	1	5	4	33	83	500

VI.7. Tracé de la droite de pointe (a/g_s)

VI.7.1 Cas de la montée

Pour un observateur se déplaçant dans le sens du courant à la vitesse (–a), la valeur de la pente (–a/g_s) reste constante.

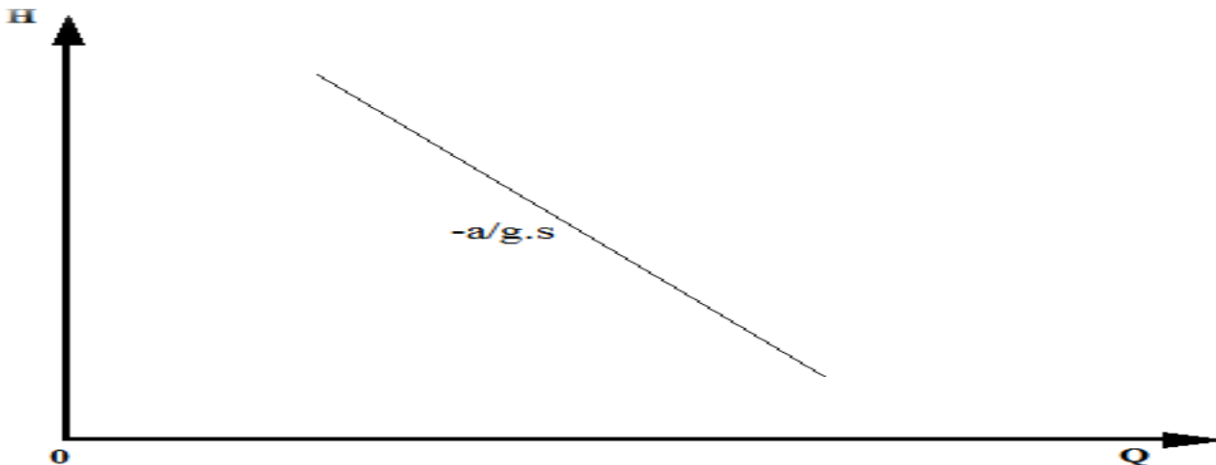


Figure VI.10: Cas de la montée

VI.7.2 Cas de la décente

Pour un observateur se déplaçant dans le sens du courant à la vitesse (+a), la valeur de la pente (+a/g_s) reste constante.

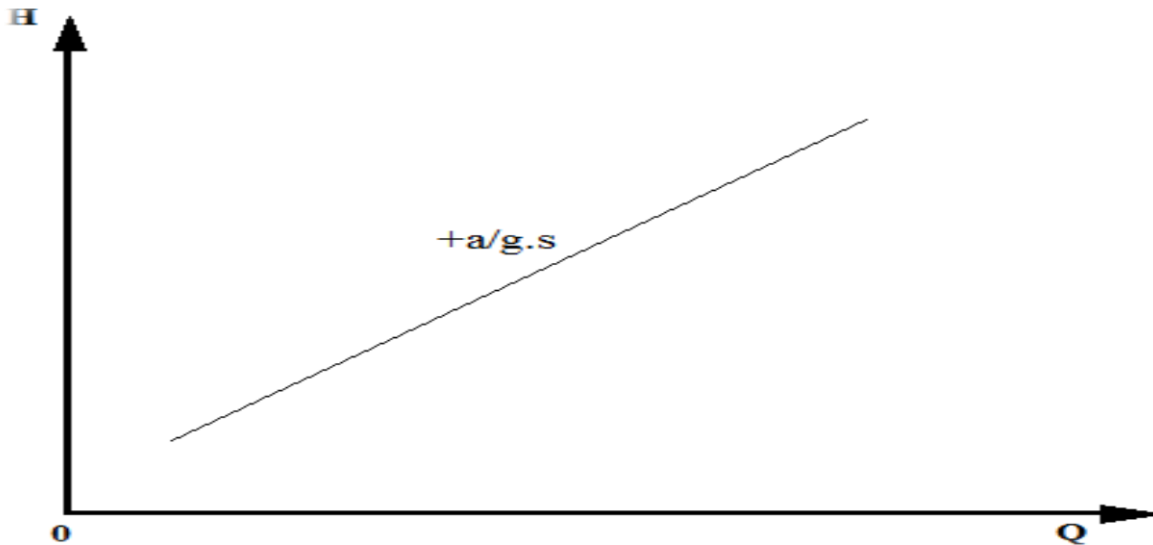


Figure VI.11: Cas de la décente

VI.7.3 Valeur numérique du coup de bélier

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

- **Cas de la fermeture brusque**

T : inférieur à 2L/a.

La valeur numérique du coup de bélier :

$$b = \frac{a \times V_0}{g} \dots \dots \dots \text{VI.2}$$

Avec :

V₀: Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

g: Accélération de la pesanteur g = 9,81 m/s².

- **Cas de la fermeture lente**

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à 2L/a c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde la valeur du coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \dots \dots \dots \text{VI.3}$$

Avec :

L: La longueur de la conduite (m);

T: Le temps d'aller-retour de l'onde.

- **Cas de la surpression :**

$$\Delta P_s = Hg + \frac{a \times v_0}{g}$$

- **Cas de la dépression :**

$$\Delta P_d = Hg - \frac{a \times v_0}{g}$$

VI.8. Choix du moyen de protection

Dans notre système d'adduction, nous optons pour des soupapes de décharge en cas de surpression et des réservoirs d'air en cas de surpression et dépression.

VI.8.1 Etude de coup de bélier

Un calcul préliminaire s'effectue afin de contrôler la résistance de la conduite vis à vis à la dépression et à la surpression, sans oublier que cette conduite peut résister jusqu'à une certaine limite. Le calcul se fait comme suit :

Détermination de la surpression et la dépression

La célérité des ondes :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}}$$

K=83 ; D=400(mm) ; e=23.7 (mm)

Tableau VI.2 : Etude de coup de bélier

Trançon	D (mm)	L (m)	Q (l/s)	V ₀ (m/s)	Hg (m)	a (m/s)	b (m)	ΔP _s (m)	ΔP _d (m)	Appareil anti-bélier
STP1-STR2	400	3500	112,92	1,156	226	260,468	30,6933	256,693	195,307	Soupape de décharge
STR2-STR3	400	4328	112,92	1,156	250	260,468	30,6933	280,693	219,307	Soupape de décharge
STR3-STR4	400	5681	112,92	1,156	250	260,468	30,6933	280,693	219,307	Soupape de décharge
STR4-STR5	400	10140	109,95	1,126	250	260,468	29,8968	279,897	220,103	Soupape de décharge
STR5-Réservoir ELGOUFI	400	1500	105,4	1,079	81	260,468	28,6489	109,649	52,3511	Soupape de décharge
STP1-Réservoir OUED Z'HOR	160	600	16,08	1,03	136	260,735	27,3758	163,376	108,624	Soupape de décharge

VI.8.2 Interprétation des résultats obtenus

D'après les résultats obtenus dans le tableau nous remarquons bien que les tronçons constituant le système d'adduction, que l'effet du coup de bélier donne seulement des surpressions, par conséquent, nous utilisons les soupapes de décharge pour protéger ces tronçons.

La valeur du ΔP_s est toujours positive, ΔP_d est généralement négative, mais elle peut être positive. Dans le cas où elle est positive, la conduite est en surpression seulement, mais si elle est négative, la conduite subit des dépressions et des surpressions.

Alors le choix de l'appareil anti-bélier dépend du signe de la dépression.

D'après le tableau des caractéristiques de fonctionnement des soupapes NEYRTEC (voir l'annexe V.1 et V.2), nous avons pour chaque type de soupape les valeurs suivantes :

- Pression d'étanchéité : **P_e (m)** ;
- Débit max, de la soupape : **Q_{p_e} (m)** ;
- Pression de la soupape : **P_{p_e} (m)** ;

Ces valeurs lance, que la soupape sous la pression (P_{pe}) réglée à la pression d'étanchéité (P_e) évacue un débit (Q_{pe}).

Sous l'effet de (ΔP_s) du coup de bélier, la soupape en évacuant l'eau, permet à la conduite d'avoir une pression maximale (P_c), qui est calculée par la formule :

$$P_c = P_{pe} + \Delta P$$

Et aussi, sous l'effet de la surpression, la soupape est maintenant réglée à une pression d'étanchéité exigée (P_{ee}).

$$P_{ee} = 1.05 \times H_{MT}$$

Et sous la pression de la soupape (ΔP_{pe}) exprimé par :

$$\Delta P_{pe} = P_{ee} + P$$

Elle évacue un débit (Q_{ev}) donné par :

$$Q_{ev} = Q_{pe} \times \sqrt{\Delta P_{pe}/P_{pe}}$$

La conduite aura une augmentation de pression (ΔP) calculée par :

$$\Delta P = \frac{P \times Q}{Q_{ev}}$$

Ensuite, nous calculons le volume d'eau évacué à l'instant 't' sachant que :

$$t = \frac{L}{a}$$

L : Longueur de la conduite (m) ;

a : La célérité des ondes (m/s).

Et finalement le volume d'eau évacué (U_{ev}), est calculé par la formule suivante :

$$U_{ev} = Q_{ev} \times t = Q_{ev} \times \left(\frac{L}{a}\right)$$

Les résultats des soupapes pour les tronçons correspondants sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau VI.3: Choix des soupapes et calcul des volumes évacués

tronçon	HMT	Q(l/s)	type de soupape	Pe(m)	Qp _e (m)	Pp _e (m)	P(m)	Pee(m)	ΔPpe(m)	Qev (l/s)	ΔP(m)	Pc(m)	ΔP _s (m)	t(s)	Uev(l)
STP1-STR2	238,75	112,92	80/8	18	68	26	8	250,689	258,689	214,492	4,2116	254,9	256,963	13,437	2882,2
STR2-STR3	265,77	112,92	80/8	18	68	26	8	279,056	287,056	225,947	3,9981	283,0	280,693	16,616	3754,38
STR3-STR4	270,7	112,92	80/8	18	68	26	8	284,232	292,232	227,974	3,9626	288,19	280,693	21,811	4972,28
STR4-STR5	285,49	109,95	80/8	18	68	26	8	299,765	307,765	233,955	3,7597	303,52	279,897	38,93	9107,82
STR5-Réservoir ELGOUFI	85,79	105,4	80/8	18	68	26	8	90,0795	98,0795	132,072	6,3844	96,464	109,649	5,7589	760,585
STP1-Réservoir OUED Z'HOR	144,64	16,08	50/6	28	32	38	10	151,871	161,871	66,0454	2,4347	154,31	163,376	2,3012	151,983

CONCLUSION :

Les résultats tirés à partir de l'étude sur les différents tronçons du système d'adduction, nous permet de confirmer l'effet de la surpression sur le système, mais pour éviter ce problème nous avons opté pour les tronçons à des soupapes de types NEYRTEC.

INTRODUCTION

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation des adductions pour l'A.E.P sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain ;
- Nivellement de la plate-forme de passe ;
- Excavation des tranchées ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblaiement des tranchées.

VII.1. Les différents travaux sur chantier

VII.1.1. Implantation du trace des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacées de cinquante mètre (**50m**). On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

VII.1.2. Nivellement de la plate-forme de pose

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point.

VII.1.3. Excavation des tranches

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être tel qu'un homme peut travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (h) ;
- La largeur de la tranchée (b).

a. La profondeur (H)

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H = D + h + h_1 \dots \dots \dots \text{VII.1}$$

- **H** : profondeur de la tranchée (m) ;
- **D** : diamètre de la conduite (m) ;
- **h** : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est entre **80 et 120cm** on prend **h=1m** ;
- **h₁** : épaisseur du lit de pose **h₁ = 0,1 m**.

b. Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte ; facilite la tâche et aussi permettre le compactage du remblai.

c. Choix du coefficient du talus

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus. Qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VII.1 : Choix du coefficient du talus

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas le sol est limon argileux.

d. Choix des machines de terrassement

La tranchée sera exécutée avec une pelle rétro, dont la capacité du godet est donnée dans le tableau de norme, en fonction du volume de terrassement. (Voir le tableau) :

Tableau VII.2: Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m3)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

e. Section de la tranchée

Les sections des trachées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$S_t = b \times H + mH^2 \dots \dots \dots \text{VII.2}$$

- **H** : profondeur total de la tranchée (m) ;
- **b** : largeur du fond du tranchée (m) ;
- **m** : coefficient du talus (m=0).

f. Choix de l’excavateur et le procédé d’excavation

Comme il a été mentionné précédemment, l’excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l’engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d’application et l’exigence du chantier.

➤ **Pelle équipée en retro**

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d’appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

➤ **Pelle équipée en butée**

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au-dessus de l’assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.
- Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d’application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie.

Tableau VII.3: Détermination du Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

D (mm)	L(m)	H(m)	b(m)	S (m ²)	V _d (m ³)	capacité du godet
400	27019	1,5	0,8	1,2	32422,8	1
315	3000	1,415	0,715	1,012	3035,175	0,25
250	6730	1,35	0,65	0,876	5905,575	0,25
200	6425	1,3	0,6	0,78	5011,2	0,25
160	6988	1,26	0,56	0,706	4930,733	0,25
110	600	1,21	0,51	0,617	370,26	0,25
90	3000	1,19	0,49	0,583	1749,3	0,25
63	222	1,163	0,463	0,538	119,540	0,25

➤ **Calcul du rendement d’exploitation de la pelle**

Il est déterminé comme suit :

$$R = G \times n \times K_r \times K_u \times \frac{1}{K_f} \dots \dots \dots \text{VII.3}$$

- **G** : capacité du godet de l’excavation (m³) ;
- **n** : nombre de cycle de l’excavateur = **3600/T** où T = (**15 à 20**) secondes.
 - On prend T=**20secondes**, alors :
- $n = \frac{3600}{20} = 180s$
- **K_r** : coefficient de remplissage K_r = (**0,6 à 0,8**). On prend égal à **0,7** ;
- **K_u** : coefficient d’utilisation de temps K_u = (**0,7 à 0,9**). On prend égal à **0,8** ;
- **K_f** : coefficient de foisonnement K_f = **1,2**.

Pour le godet de capacité **G = 0,25m³**, on a le rendement :

$$R = 0.25 \times 180 \times 0.7 \times 0.8 \times \frac{1}{1.2} = 21 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Pour le godet de capacité **G = 1,0m³**, on a le rendement :

$$R = 1 \times 180 \times 0.7 \times 0.8 \times \frac{1}{1.2} = 84 \text{ m}^3/\text{h.}$$

g. Calcul du temps d'exécution

Les excavateurs ont une durée d'exécution et se calcule de la manière suivante :

$$T_{ex} = \frac{V_d}{R} \dots\dots\dots VII.4$$

- **T_{ex}**: temps d'exécution (jr) ;
- **V_d** : volume de déblai (m³) ;
- **R** : rendement de l'excavateur (m³/jr).

Les calculs des rendements pour les différents tronçons sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Rendement et temps d'exécution pour chaque tronçon

D (mm)	V _d (m ³)	capacité du godet (m ³)	R(m ³ /h)	T _{ex} (jr)
400	32422,8	1	84	16,083
315	3035,175	0,25	21	6,022
250	5905,575	0,25	21	11,717
200	5011,5	0,25	21	9,943
160	4930,733	0,25	21	9,783
110	370,26	0,25	21	0,735
90	1749,3	0,25	21	3,471
63	116,540	0,25	21	0,237

VII.1.4. Pose de la canalisation

La Pose des canalisations est effectuée selon les opérations suivantes :

- Aménagement du lit de pose ;
- Introduction de canalisation dans les tranchées.

VII.1.5. Aménagement du lit de pose

Le lit de pose se fera en matériau fin (sable) **0,1 à 5mm** de texture, permettant le drainage du fond de la tranchée, avec une couche d'au moins **10cm**.

$$V_s = b \times e \times L \dots\dots\dots VII.5$$

- **V_s** : Volume du lit de sable (m³) ;
- **e** : Epaisseur du lit de sable, e = 10 cm ;
- **L** : Longueur de la tranchée (m).

Tableau VII.5: Le volume du sable dans chaque tronçon V_s (m³)

D (mm)	L(m)	b(m)	e(m)	V _s (m ³)
400	27019	1	0,1	2161,52
315	3000	1	0,1	214,5
250	6730	0,9	0,1	437,45
200	6425	0,8	0,1	385,5
160	6988	0,7	0,1	391,328
110	600	0,5	0,1	30,6
90	3000	0,49	0,1	147
63	222	0,463	0,1	10,279
Total				3778,18

VII.1.6. Introduction de la canalisation

La pose de canalisation doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- S'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux ;
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage ;
- De ne pas laisser les revêtements à endommager ;
- Vérifier l'alignement.

VII.1.7. Epreuve de joint et de 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 en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer **30 minutes** environ où la variation ne doit pas excéder **0,2 bars**.

VII.1.8. Remblaiement des tranchées

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée est effectuée par un engin, choisissant le chargeur, on utilisant la terre des déblais.

Tableau VII.6: calcul du volume du remblai dans chaque tronçon V_r (m³)

D (mm)	L(m)	H(m)	b(m)	S (m ²)	V _d	capacité du godet	V _s	S _{cond} (m ²)	V _{cond} (m ³)	V _r (m ³)
400	27019	1,5	0,8	1,2	32422,8	1,25	2161,52	0,1256	3393,59	26867,69
315	3000	1,415	0,715	1,01173	3035,175	0,25	214,5	0,0779	233,675	2587
250	6730	1,35	0,65	0,8775	5905,575	0,25	437,45	0,0491	330,191	5137,934
200	6425	1,3	0,6	0,78	5011,5	0,25	385,5	0,0314	201,745	4424,255
160	6988	1,26	0,56	0,7056	4930,7328	0,25	391,328	0,0201	140,431	4398,974
110	600	1,21	0,51	0,6171	370,26	0,25	30,6	0,0095	5,6991	333,9609
90	3000	1,19	0,49	0,5831	1749,3	0,25	147	0,0064	19,0755	1583,225
63	222	1,163	0,463	0,53847	119,54012	0,25	10,277	0,0031	0,69168	108,5698
total										45442,13

Après la pose des canalisations et l'exécution des remblais, soit on fait le remblayage des fouilles avec tout le volume de déblai, et dans ce cas on a le volume de déblai égale au volume de remblai, il est tassé avec le temps.

C'est on a dans une région au il faut transporter le volume excédentaire on utilise des camions pour le transporter vers la zone de décharge.

VII.1.9. Calcul du volume des travaux de la station de pompage

Dans notre projet nous avons cinq stations de pompage, les dimensions de la station de pompage sont :

Tableau VII.7: Les dimensions de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	hauteur	Epaisseur du mur	fenêtres	portes	
					Secondaire	Principale
8.5	5	6.5	0.3	1.4×1.2	2.2×1.2	4.2×3.2

Poteaux : $b \times b = 40 \times 40$

Poutres : $b \times b = 40 \times 40$

VII.1.10. Détermination des volumes des travaux

Les engins utilisés pour les travaux de la station de pompage sont :

- Le bulldozer ;
- La pelle ;
- Rouleau à main pour le compactage.

a. Choix du bulldozer

Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du godet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

Tableau VII.8: Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet

Capacité du godet de la pelle (m ³)	0,3-0,65	0,75-1,0	1,25-1,5	2,0-3,0
Classe du bulldozer d'après la puissance du tracteur (Km)	40-60	70-118	120-140	150-300

Pour une capacité du gobet de la pelle égale à **0,6 m³** nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes :

- Puissance $P_b = 60 \text{ KW}$;
- Largeur de la lame $L = 2-3 \text{ m}$;
- Hauteur de la lame **1-1,5 m**.

La station de pompage a les dimensions suivantes :

Tableau VII.9: calcul volume de décapage pour une station de pompage

station de pompage	L	l	e	Vd
SP1	8,5	5	0,1	4,25

- L : longueur = **8,5m** ;
- L : largeur = **5 m** ;
- Cf. : Coté de fouille (carré) = **1,5 m** ;
- Poteaux $b \times b = 40 \times 40$;
- Poutres $b \times b = 40 \times 40$.

b. Calcule des volumes

(Pour une station de pompage)

- **Décapage** : $V = L \times l \times e$ (m^3).
- **Excavation (fouilles)** :
 - Pour une fouille $V = 1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375m^3$.
- Pour 12 fouilles $V_{exc} = 3,375 \times 12 = 40,5m^3$.

$$\blacksquare V_{exc} = 40,5 m^3.$$

- **Béton de propreté** :
Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille
 $V_{bp} = 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0,225 m^3$.
Pour 12 fouilles $V_{bp} = 12 \times 0,225 = 2,7 m^3$.

$$V_{bp} = 2,7 m^3.$$

- **Béton armé** :

- ✓ **Semelles** :

$$V_s = 0,4 \times 1,5 \times 1,5 = 0,9 m^3. V_s = 0,9 \times 12 = 10,8 m^3.$$

$$V_s = 10,8 m^3.$$

- ✓ **Demi-poteaux** :

$$V_{dp} = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 m^3.$$

$$\text{On a 12 demi-poteaux : } V_{dp} = 12 \times 0,16 = 1,92 m^3.$$

$$V_{dp} = 1,92 m^3$$

- ✓ **Poutre inférieure** :

$$V_{pinf} = (0,4 \times 0,4 \times 8,5 \times 3) + (0,4 \times 0,4 \times 5 \times 4) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 12) = 6,51 m^3.$$

$$V_{pinf} = 6,51 m^3.$$

- ✓ **Chape inférieure** :

La chape inférieure à une épaisseur de 7cm, on aura :

$$V_{cinf} = 0,07 \times 8,5 \times 5 = 3,08 m^3.$$

$$V_{cinf} = 3,08 m^3.$$

- ✓ **Poteaux** :

$$V_p = 6,5 \times 0,4 \times 0,4 = 1,04 m^3.$$

$$\text{Pour 12 poteaux : } V_p = 1,04 \times 12 = 12,48 m^3.$$

$$V_p = 12,48 m^3$$

- ✓ **Poutres supérieures** :

$$V_{ps} = 5,51 m^3.$$

- ✓ **Chape supérieure** :

$$V_{cs} = 3,08 m^3.$$

- ✓ **Remblai** :

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

- **Fouille :**

$V_0 = 3,375 \text{ m}^3$, est le volume d'une fouille.

$V_1 = 0,225 \text{ m}^3$, est le volume occupé par le béton de propreté.

$V_2 = 0,16 \text{ m}^3$, est le volume occupé par le demi – poteau.

$V_3 = 0,9 \text{ m}^3$, est le volume occupé par la semelle.

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 3,375 - (0,225 + 0,16 + 0,9) = 2,09 \text{ m}^3.$$

Donc pour 12 semelles $V = 2,09 \times 12 = 25,08 \text{ m}^3$.

- **Remblai compacte de la dalle inférieure :**

$$V_{RC} = 0,9 \times 8,5 \times 5 = 38$$

- **Remblai compacte total :**

$$V_t = 25,08 + 38,25 = 63,33 \text{ m}^3$$

- **Maçonnerie :**

- ✓ **Maçonnerie mur :**

On utilise le type de briques ;

Briques $(30 \times 20 \times 10)$; $S_b = 0,06 \text{ m}^2$.

Surface du mur $S = 2 \times 6,5 \times (8,5 + 5) = 175,5 \text{ m}^2$.

$$N_b = \frac{175,5}{0,06} = 2925 \text{ Briques.}$$

Nombre de brique qu'il faut commander est :

$$N_b = 2925 + 100 = 3025 \text{ Briques.}$$

- ✓ **Maçonnerie du niveau du demi-poteau a la poutre inférieure :**

$S = (0,9 \times 8,5) + (0,9 \times 5) = 12,15 \text{ m}^2$.

$$N_b = \frac{12,15}{0,06} = 203 \text{ Briques}$$

$$V_{btot} = 3025 + 203 = 3228 \text{ Briques.}$$

VII.2. Engins

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux public, les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un bulldozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.



Figure VII.1 : Pelle hydraulique

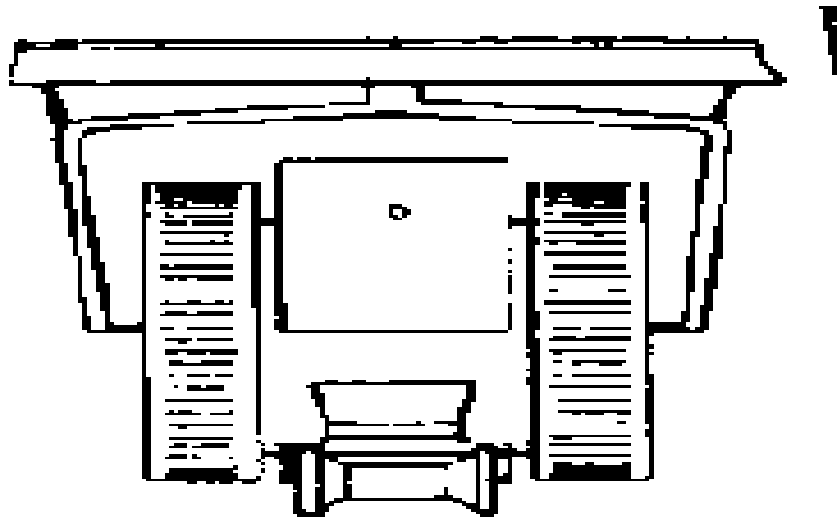


Figure VII.2: Bulldozer



Figure VII.3:Chargeur

VII.3. 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.3.1. Robinets vannes

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue les robinets vannes papillon :

a. Robinet à papillon centré

Le robinet à papillon peut être manœuvré par commande manuelle, électrique, pneumatique, hydraulique. Pour ces robinets de grand diamètre, le couple dépend des caractéristiques hydrauliques du circuit.

Applications

- Adduction d'eau, traitement d'eau, irrigation, assainissement, dessalement, l'industrie ;
- Circuits de refroidissement et d'incendie ;
- Construction navale, sidérurgie et dans les centrales électriques (hydrauliques, thermiques et nucléaires) ;
- Sectionnement et régulation dans tous les secteurs de l'industrie.

Conditions de service

Température : **de 0° C** minimum à **+65° C** maximum

La température d'utilisation dépend du fluide véhiculé et de la nature de l'élastomère de la manchette utilisée.

D'autres températures peuvent être proposées.

Pression admissible (**PS**) jusqu'à **25 bar** à la température ambiante

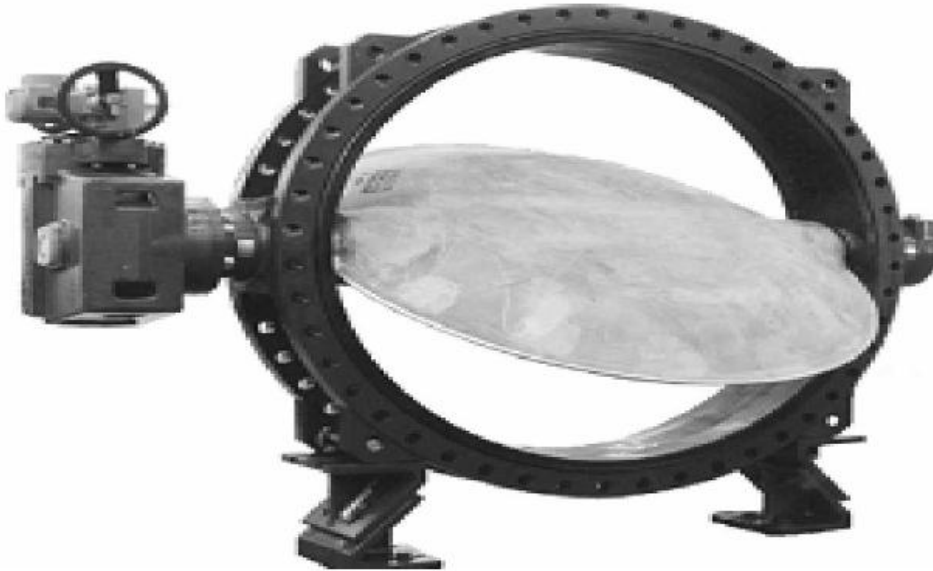


Figure VII.4 : Vanne à papillon centré

b. Robinet vanne à opercule

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

Applications

- Processus industriels, centrales électriques et chantiers navals ;
- Pour eau, vapeur, gaz, huiles et autres produits non agressifs ;
- Autres applications sur demande.

Conditions de service

Pression de service maxi admissible : **40 bar**

Température maxi admissible : **400 °C**



Figure VII.5 : Robinet vanne à opercule

VII.3.2. Clapet anti retour

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Application

- Industrie et installations de chauffage ;
- Fluides, vapeur, gaz ;
- Installations de chauffage à eau chaude ;
- Installations de chauffage à eau surchauffée ;
- Installations thermo conductrices.

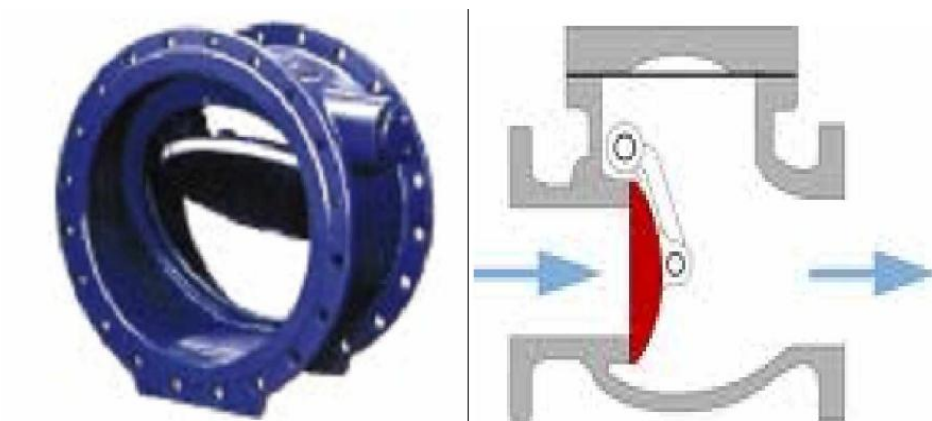


Figure VII.6 : Clapet anti retour

VII.3.3. Ventouse

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus.

L'air, compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment et décompressent créant des pressions qui varient sans cesse.

Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformations et dégradations importantes des tuyaux. On injecte donc de l'air par les ventouses.

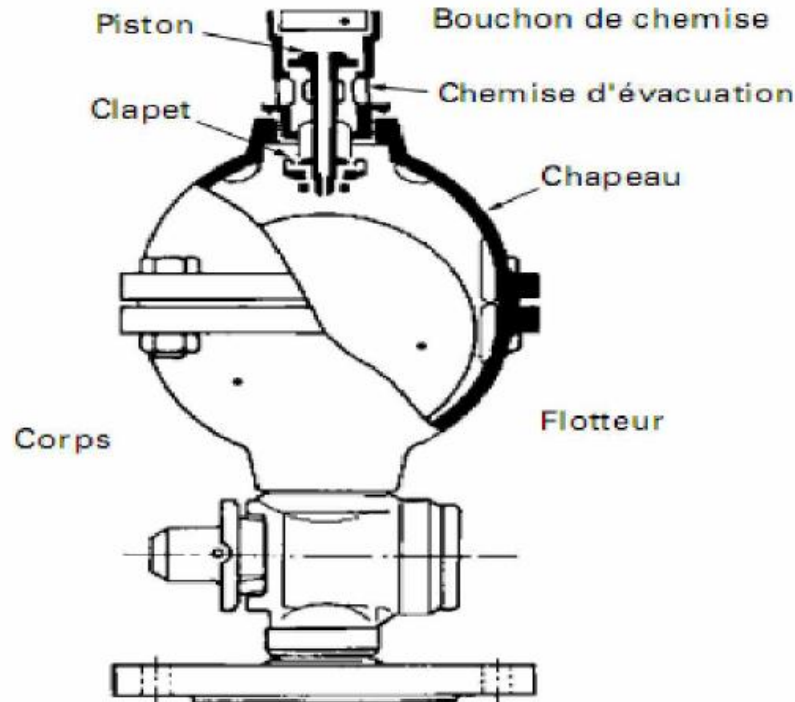


Figure VII.7 : Ventouse à fonction unique

VII.3.4. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

a. Manomètres à aiguilles

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



Figure VII.8 : Manomètre à aiguilles

b. Manomètres à soufflet

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon (voir figure VII.9). Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.

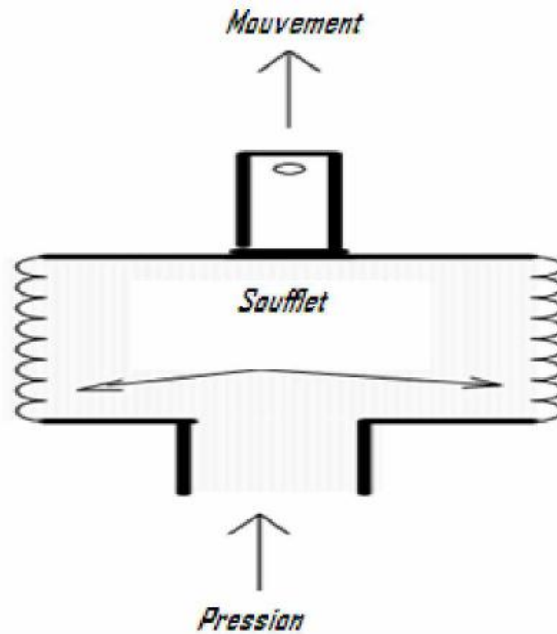


Figure VII.9 : Manomètre à soufflet

CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons calculé le volume des travaux de terrassement et génie civil de la station de pompage et de l'adduction, et enfin on a choisi les engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous estimons avoir cerner les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population de cinq communes (OUED Z'HOR, OULED ATTIA, ZITOUNA, KHENAG MAYOUN & KENOUA) de la wilaya de SKIKDA à partir du barrage Z'HOR.
- La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers les localités concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon **2040**, dont la population de toute la zone d'étude atteindra **62137** habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de **11141 m³/j** des eaux du barrage Z'HOR.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés afin d'assurer la continuité de stockage.

La grande différence d'altitude qui est de **1081m** entre la station de traitement et le réservoir tampon EL GOUFI a exigé l'implantation de cinq (**5**) stations de pompage pour élever l'eau jusqu'à ce dernier.

L'emplacement du réservoir tampon EL GOUFI est situé de telle sorte à assurer une alimentation gravitaire de la grande partie des localités situées à l'aval.

Au long du réseau d'adduction sur 28 km de linéaire, 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 vidanges au niveau des points bas.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

A. LENCASTRE « HYDRAULIQUE GENERALE », édition Eyrolles, Paris 1983.

M.MOUSSA « ALIMENTATION EN EAU POTABLE », école nationale d'ingénieurs de Tunis, Tunis 2002.

VARILON F "GESTION DES EAUX : ALIMENTATION EN EAU - ASSAINISSEMENT", Edition Presses de l'E.N.P.C.-Paris, 1989.

Liste des catalogues :

CAPRARI « Pompes multicellulaires à haute pression ».

NEYRTEC« Soupape de décharge NEYRTEC ».

Site internet :

<http://www.wilayadeskikda-dz.com>.

<https://www.sndl.cerist.dz/>

Mémoire Fin d'étude :

LECHAB Mahdi, ETUDE DE L'ADDUCTION A PARTIR DU BARRAGE KOUDIET ACERDOUNE POUR L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES DAIRAS DE DJEBAHIA AIN BESSEM, SOUR EL GHOZLANE(W.BOUIRA) ET SIDI AISSA, AIN EL HADJEL (W.M'SILA), ENSH, 2008.

LAIB Nabil, ETUDE D'UN PROJET DE TRANSFERT D'EAU POTABLE ET DES INSTALLATIONS ANNEXES-RACCORDEMENT DE SEPT COMMUNES A LA CONDUITE DE LA SDEM DE TENES (CHLEF). (OUM DROU, OUED FODDA, OULED ABBES, BENI RACHED, MEDJADJA,HARCHOUNE ET KARIMIA), USTHB, 2012.

AIT RAMDANE jugurtha, RENFORCEMENT DE L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE DE LA ZONE SUD D'ALGER, ENSH, 2012.

ANNEXE

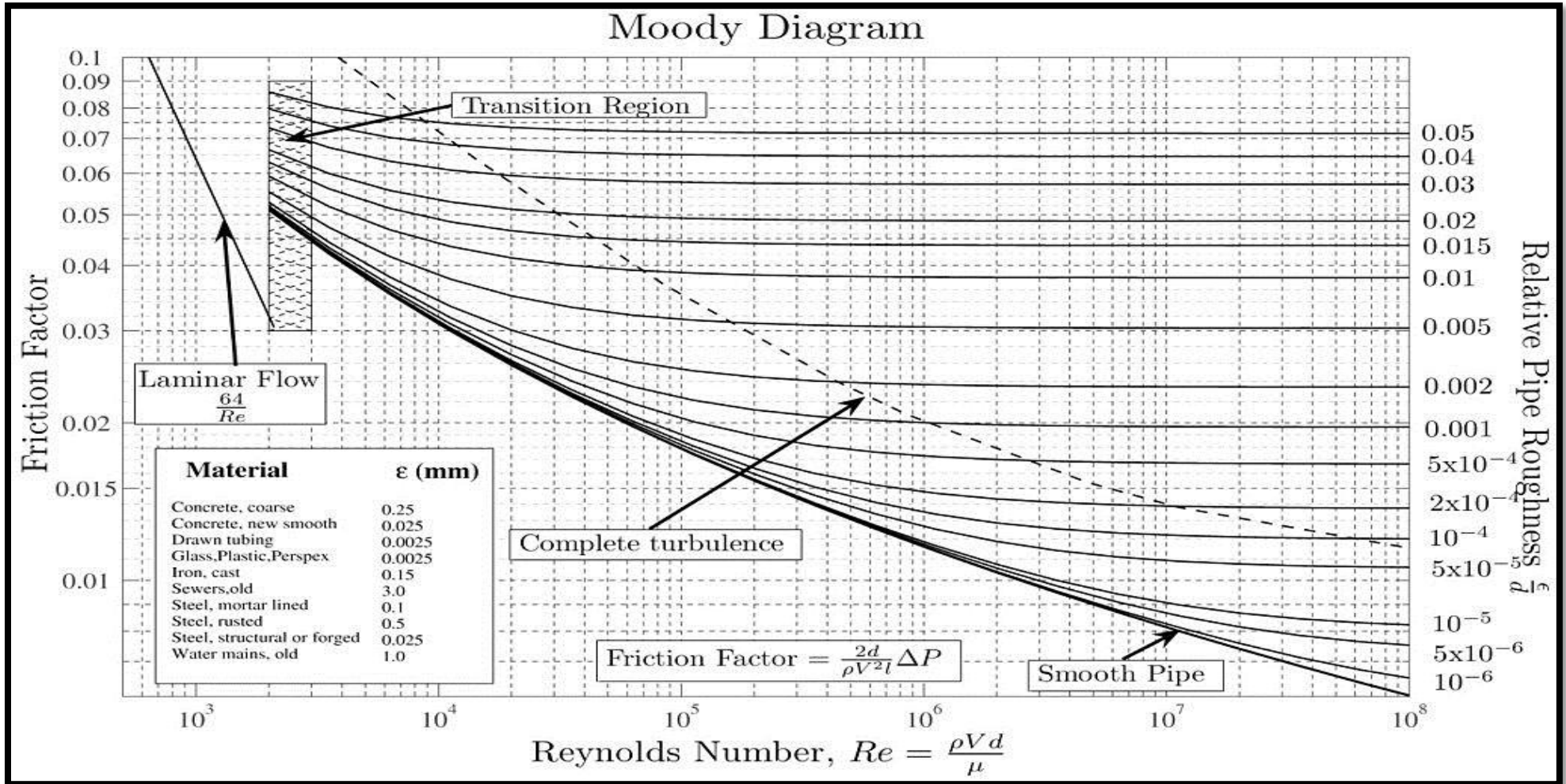
ANNEXE I: TUBE PEHD EAU POTABLE PN10

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	PE80	10 Bars	34,68	40,58
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	PE80	10 Bars	44,25	51,77
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	PE80	10 Bars	68,77	80,46
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	PE80	10 Bars	107,64	125,94
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	PE80	10 Bars	164,45	192,41
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	PE80	10 Bars	260,13	304,35
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	PE80	10 Bars	367,77	430,29
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	420,42	491,89
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	626,34	732,82
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	797,94	933,59
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	1 307,02	1 529,21
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	2 044,90	2 392,53
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	3 174,60	3 714,28
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	5 062,20	5 922,77
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	8 122,40	9 503,21
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	12 066,60	14 117,92
11 007 6301	Tube PEHD	630	37,4	PE 100	10 Bars	19 110,00	22 358,70

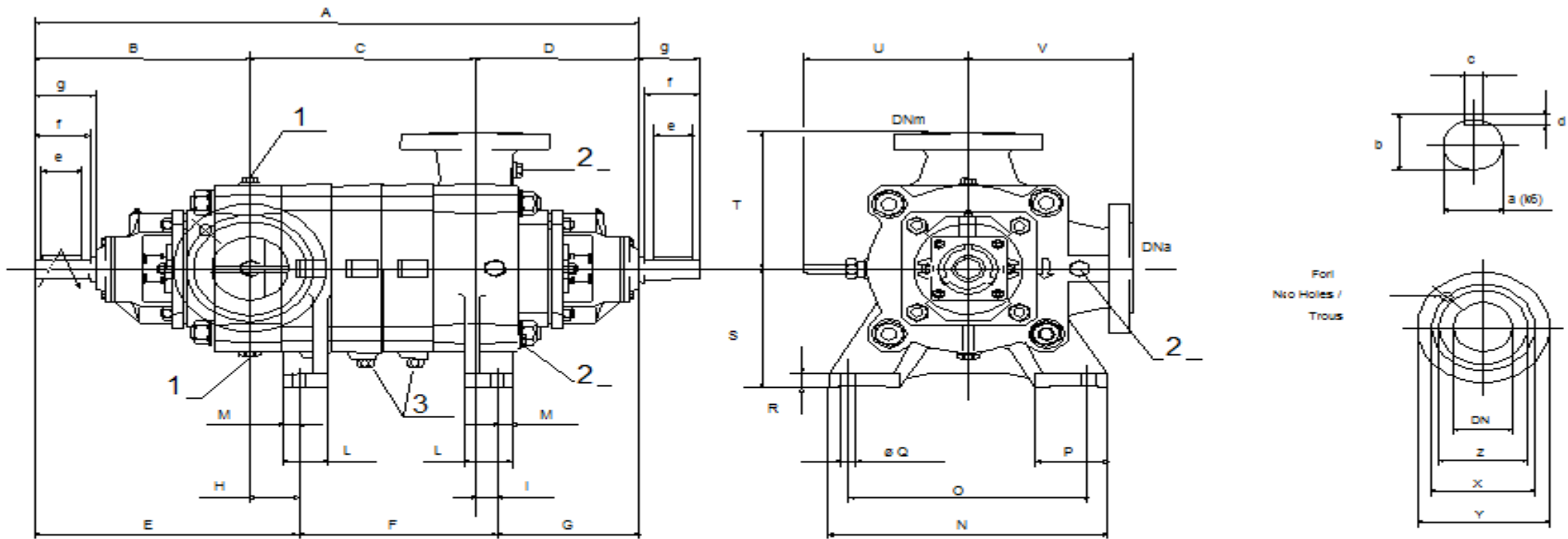
ANNEXE II: TUBE PEHD EAU POTABLE PN16

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	39,47	46,18
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	62,79	73,46
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	98,67	115,44
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	152,49	178,41
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	236,21	276,37
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	376,74	440,79
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	529,23	619,20
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	614,90	719,43
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	912,34	1 067,44
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	1 181,18	1 381,98
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 930,50	2 258,69
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	3 031,60	3 546,97
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	4 690,40	5 487,77
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	7 436,00	8 700,12
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	12 012,00	14 054,04
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	17 881,50	20 921,36
11 008 6301	Tube PEHD	630	57,2	PE100	16 Bars	28 392,00	33 218,64

ANNEXE III: Abaque de COLEBROOK



ANNEXE IV: Pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal



Dimensions

a = 35	D = 293	E = 419	H = 54	No = 8	T = 270	Y _s = 270
A = 903	d = 8	e = 70	I = 33	O = 400	U = 275	Z _d = 160
B = 365	d _d = 22	F = 224	L = 85	P = 117	V = 270	Z _s = 188
b = 38	d _s = 22	f = 90	M = 32	Q = 24	X _d = 190	
c = 10	DNa = 125	g = 104	N = 460	R = 30	X _s = 220	
C = 245	DNm = 100	G = 260	No = 8	S = 225	Y _d = 250	

ANNEXE V.1: Tableau des caractéristiques de fonctionnement des soupapes NEYRTEC

Corps	A	B	C	D
∅ ressort mm	6 à 12	14 à 18	20 à 28	32 à 40
∅ buse mm				
50	PN 10 (1)	PN 16 (1) ou 25 (1)		
80	PN 10 (2)	PN 10 (2)	PN 16 (2) ou 25 (2)	
125		PN 10 (3)	PN 10 (3)	PN 16 (3) ou 25 (4)
200			PN 10 (5)	PN 10 (5)
H hauteur mm	400	520	730	940
D diamètre mm	550	800	1000	1500
Masse (dont capot) Kg	44 à 49 (12)	94 à 109 (30)	186 à 241 (58)	476 à 549 (136)

PN en Bar

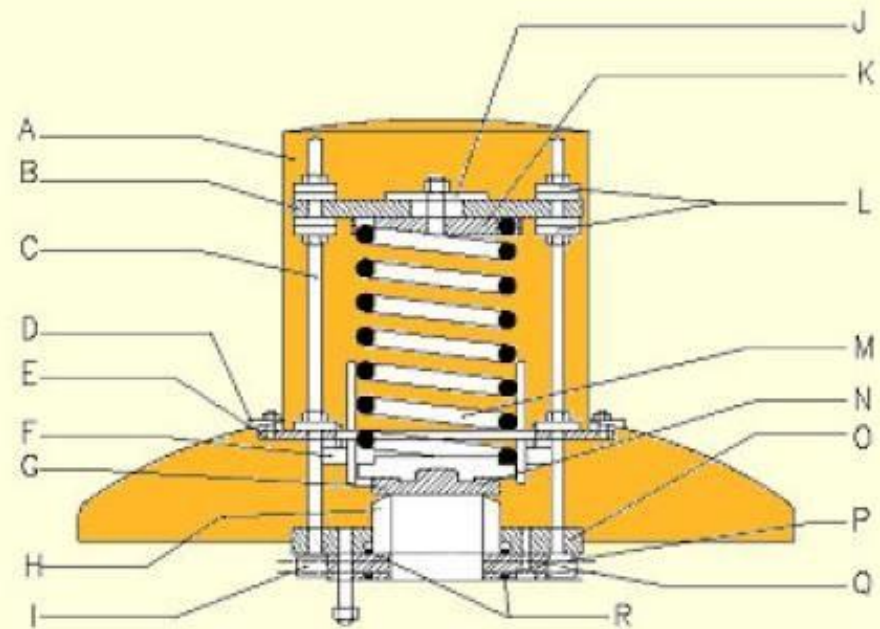
ANNEXE V.2: Tableau des caractéristiques de fonctionnement des soupapes NEYRTEC

DN 50 mm					DN 80 mm					DN 125 mm					DN 200 mm				
Ø Ressort mm	Pression d'étanchéité max. mca	Débit max. l/s	Pression soupape ouverte mce	Surpression correspondante mce	Ø Ressort mm	Pression d'étanchéité max. mca	Débit max. l/s	Pression soupape ouverte mce	Surpression correspondante mce	Ø Ressort mm	Pression d'étanchéité max. mca	Débit max. l/s	Pression soupape ouverte mce	Surpression correspondante mce	Ø Ressort mm	Pression d'étanchéité max. mca	Débit max. l/s	Pression soupape ouverte mce	Surpression correspondante mce
					6	9	51	15	6	10	11	133	17	6	16	11	342	17	6
					8	18	68	26	8	12	17	160	24	7	18	14	386	21	7
					10	31	85	41	10	14	24	187	33	9	20	18	428	26	8
					16	33	214	43	10	16	33	214	43	10	22	23	470	32	9
6	28	32	38	10	18	40	234	51	11	18	40	234	51	11	22	23	470	32	9
8	54	43	67	13	20	55	266	67	12	20	55	266	67	12	25	31	534	41	10
					12	44	100	56	12	22	67	294	81	14	28	38	583	49	11
					14	67	119	80	13	22	67	294	81	14	32	55	685	67	12
10	89	53	105	16	16	89	136	105	16	36	71	770	85	14	36	71	770	85	14
					18	108	149	126	18	25	89	334	104	15	40	89	855	105	16
					28	277	232	304	27	28	108	364	125	17	40	28	294	81	14
12	124	62	143	19	20	144	170	163	19	40	243	535	268	25	36/25				
14	183	75	205	22	22	176	187	198	22	32	151	428	171	20	40/25	104	947	129	25
16	243	85	268	25	22	176	187	198	22	36	194	480	216	22	40/25	120			
18	294	93	322	28	25	231	213	256	25	40	243	535	268	25	40/28	115	990	142	27
					28	277	232	304	27	40/25	289	590	328	39	40/38	130	1040	156	26
					40/25	289	590	328	39	40/38	130	1040	156	26					
20	387	107	418	31	32	387	272	418	31	40/25	331								
22	472	117	506	34	36	494	306	529	35	40/28	320	620	351	41					
25	614	133	653	39	40	580	331	618	38	40/28	355	650	397	41					
28	735	145	779	44															

Corps A
 Corps B
 Corps C
 Corps D

ANNEXE V.3: Soupape de décharge NEYRTEC

- A Capot
- B Bride supérieure
- C Colonnette
- D Cale de capot
- E Anneau intermédiaire
- F Butée
- G Plaque obturatrice
- H Buse
- I Bossage pour raccordement d'une pompe d'épreuve
- J Plaque d'arrêt
- K Coupelle supérieure
- L Cales biaises
- M Ressort
- N Coupelle inférieure
- O Bride d'appui
- P Contre bride
- Q Bossage pour prise de pression
- R Jointes annulaires



Soupape de décharge NEYRTEC®

ANNEXE VI : Qualité des eaux de forage.

Paramètres	Unité de mesure	Maximum	Minimum	Moyen
T	°C	28	27.5	27.8
PH		7.46	6.97	7.1
Conductivité	µs/cm	88	76.5	65
Turbidité	NTU	477	76.5	196.2
TH	°F	4.25	2.35	3
Ca²⁺	Mg/l	8.34	4.43	6.8
Mg²⁺	Mg/l	3.84	2.67	3.1
Na⁺	Mg/l	8.5	4	6.8
K⁺	Mg/l	3.25	1.25	2.2
M.O	Mg/l	2.11	0.59	1.3
NO₃⁻	Mg/l	1.33	0.18	0.67
NO₂⁻	Mg/l	0.019	0.003	0.03
NH₄⁺	Mg/l	0.51	0.023	0.18
Fer	Mg/l	0.48	0.002	0.136
CF	N/100ml	0	0	0
SF	N/100ml	1500	25	660