

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 renforcement en AEP de la ville de M'Raeil et ses centres environnants (w. Boumerdes) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0002-20

APA Citation (توثيق APA):

Aissat, Abdallah (2020). Etude de renforcement en AEP de la ville de M'Raeil et ses centres environnants (w. Boumerdes)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتمكين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ETUDE DE RENFORCEMENT EN AEP DE LA VILLE DE
M'RAEIL ET SES CENTRES ENVIRONNANTS
(W.BOUMERDES)**

Présenté par :

AISSAT Abdallah

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
HEBBOUCHE Abdelhamid	M.C.B	Examineur
BELLABAS Salima	M.A.A	Examineur
HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Promoteur

Session Septembre 2020

Ξ Remerciements Ξ

Après avoir rendu grâce à Dieu Le Tout Puissant et Le Miséricordieux, je tiens à remercier vivement tous ce qui, de près ou de loin ont contribué à la rédaction de ce modeste document.

Je tiens tout d'abord à présenter mes plus sincères remerciements à mon promoteur M^r HACHEMI Abdelkader pour m'avoir accompagné tout au long de l'élaboration de ce travail, pour sa disponibilité, ses conseils très constructifs et encore plus pour sa confiance.

Toute ma gratitude à l'ensemble des professeurs de l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique qui m'ont guidé tout le long de la formation d'ingénieur, et mes respects aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Mes derniers remerciements s'adressent à tous les membres de ma famille et proches pour la compréhension et les encouragements qu'ils ont manifestés tout au long de mon parcours.

المخلص

يهدف مشروعنا إلى تزويد بمياه الشرب منطقة مراييل والمراكز المحيطة بها بمياه الشرب التي تعاني من نقص المياه عن طريق خزان ماء سعته 2000 م³ في بلدية تجلابين التابعة لدائرة وولاية بومرداس

تتمحور هذه الدراسة في تحديد ابعاد نظام التزويد بمياه الشرب لأفق عام 2050 وكذلك تحجيم محطات الضخ، مع إبراز نظام حماية الانابيب ضد ظاهرة مطرقة الماء بعد عرض المنطقة وتقدير الاحتياجات المائية للمواقع المعنية. وأخيرا تخطيط منهجية لتنفيذ هذا المشروع

Résumé

Notre projet a pour objectif le renforcement en alimentation en eau potable de la ville de M'raeil et ses centres environnants souffrant d'un manque d'eau à partir du réservoir R2000 m³ de commune de Tidjelabine appartenant à la daïra et wilaya de Boumerdès.

Cette étude consiste au dimensionnement d'un système d'adduction à l'horizon futur de 2050 ainsi que les stations de pompage, tout en projetant un système de protection des conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier après avoir établi une présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau des sites concernés, et enfin planifier une méthodologie de la bonne mise en œuvre et l'exécution de ce projet.

Abstract

Our project aims to strengthen the supply of drinking water from the R2000 m³ reservoir in Tidjelabine, Boumerdes, to the city of M'raeil and its surrounding areas which suffer from a lack of water.

This study consists in dimensioning a water supply system on the study horizon of 2050, taking into consideration the pumping stations as well as the projection of protection a system of the pipes after having established a presentation of the study area and an estimation of the water needs of the sites concerned. Finally, the cost of the project was estimated.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction.....	1
I.2. Situation géographique.....	1
I.2.1. Carte de la wilaya de Boumerdes.....	2
I.2.2. Plan de situation du projet (Support photographique aérien Google Earth).....	2
I.2.3. Plan de situation du projet (Support cartographique)	3
I.3. Analyse du site.....	4
I.3.1 La Géologie.....	4
I.3.2 Situation topographique.....	4
I.3.3 La séismicité.....	4
I.3.4 Le climat.....	5
I.3.5 La pluviométrie.....	5
I.3.6 Les températures.....	6
I.3.7 Les vents.....	6
I.3.8 L'humidité relative.....	6
I.4. Situation hydraulique.....	7
I.5. Présentation du projet et de l'étude de cas.....	7
I.6. Situation démographique.....	8
I.7. Conclusion.....	8

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction.....	9
II.2. Evaluation de la population.....	9
II.3. Estimation des besoins en eau de d'agglomération.....	11
II.3.1 Calcul des besoins en eau.....	11

II.4. Consommation maximale journalière.....	13
II.5. Bilan de comparaison – ressource mobilisée/besoins.....	14
II.6. Conclusion.....	15

Chapitre III : Etude d’adduction

III.1. Introduction.....	16
III.2. Type d’adduction.....	16
III.2.1 Adduction gravitaire.....	16
III.2.2 Adduction par refoulement.....	16
III.2.3 Adduction mixte.....	16
III.3 Choix du tracé.....	17
III.4 Choix des matériaux de canalisation.....	17
III.5 Etude des variantes.....	19
III.5.1 Première Variante.....	19
III.5.2 Deuxième Variante.....	20
III.6 Calcul hydraulique.....	23
III.7 Application numérique de l’étude technico-économique de l’adduction par refoulement.....	28
III.8. Comparaison entre les variantes.....	41
III.9. Dimensionnement de la bache de reprise de la station de reprise (SR1).....	41
III.10. Conclusion.....	42

Chapitre VI : Etude de pompage

IV.1 Introduction.....	43
IV.2 Définition d’une pompe.....	43
IV.3 Couplage des pompes.....	43
IV.3.1 Couplage en série.....	44

IV.3.2 Couplage en parallèle.....	44
IV.4 Choix du type de pompe.....	44
IV.5 Choix du nombre de pompes.....	44
IV.6 Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement.....	45
IV.7 Caractéristiques de la pompe.....	45
IV.7.1 Point de fonctionnement des pompes.....	45
IV.8 Type et mode de réglage.....	46
IV.9 Étude de la cavitation.....	48
IV.9.1 Le fonctionnement en charge.....	50
IV.9.2 Le fonctionnement en aspiration.....	52
IV.10 Calage de la pompe.....	52
IV.11 Etude de pompage.....	53
IV.11.1 Le refoulement (R1-SR1).....	53
IV.11.2 Le refoulement (SR1-R2).....	59
IV.11.3 Le refoulement (R2-R3).....	65
IV.12 Protection des conduites contre le coup de bélier.....	71
IV.12.1 Problèmes liés au régime transitoire.....	71
IV.12.2 Description du phénomène transitoire.....	72
IV.13 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	73
IV.14 Calcul des réservoirs d'air.....	74
IV.15 Conclusion.....	78

Chapitre V : organisation de chantier

V.1 Introduction.....	79
V.2 Travaux de l'adduction.....	79
V.2.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	79

V.2.2 Nivellement de la plate-forme de pose.....	79
V.2.3 Excavation des tranchées.....	79
V.2.4 Pose de la canalisation.....	82
V.2.5 Remblaiement des tranchées.....	83
V.2.6 Calcul du temps d'exécution.....	84
V.2.7 Détermination du volume des travaux de l'adduction.....	84
V.2.8 Détermination du temps d'exécution des travaux de l'adduction.....	84
V.3 Travaux de la station de pompage.....	85
V.3.1 Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage.....	85
V.3.2 Détermination de la capacité du godet.....	88
V.3.3 Calcul des volumes.....	88
V.4 Planification des travaux de l'adduction.....	92
V.4.1 Définitions des tâches et leurs durées.....	92
V.4.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM).....	93
V.4.3 Choix des engins de terrassement.....	95
V.5 Evaluation financière du projet.....	96
V.6 Conclusion.....	98

Conclusion générale

Bibliographie

Annexe

Liste des tableaux

Numéro	Titre	Page
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude		
I-1	Précipitations moyennes mensuelles (période 1985-2010) de la station pluviométrique de Thenia w.Boumerdes	5
Chapitre II : Estimation des besoins en eau		
II-1	Estimation de la population pour les différents horizons	10
II-2	Détermination des besoins à moyen et à long terme	12
II-3	Détermination des débits maximaux journaliers	13
II-4	Bilan de comparaison- ressources mobilisées/besoins	14
Chapitre III : Etude d'adduction		
III-1	Calcul HMT du tronçon (R1-SR1)	29
III-2	Frais d'exploitation du tronçon (R1-SR1)	30
III-3	Frais d'amortissement du tronçon (R1-SR1)	30
III-4	Bilan global des frais du tronçon (R1-SR1)	31
III-5	Calcul HMT du tronçon (SR1-R2)	32
III-6	Frais d'exploitation du tronçon (SR1-R2)	33
III-7	Frais d'amortissement du tronçon (SR1-R2)	33
III-8	Bilan global des frais du tronçon (SR1-R2)	34
III-9	Calcul HMT du tronçon (R2-R3)	35
III-10	Frais d'exploitation du tronçon (R2-R3)	36
III-11	Frais d'amortissement du tronçon (R2-R3)	36
III-12	Bilan global du tronçon (R2-R3)	37
III-13	Calcul HMT du tronçon (R1-R2)	38
III-14	Frais d'exploitation du tronçon (R1-R2)	39
III-15	Frais d'amortissement du tronçon (R1-R2)	39
III-16	Bilan global du tronçon (R1-R2)	40
III-17	Comparaison des deux variantes proposées	41
III-18	Les dimensions de la bache de reprise pour une forme rectangulaire de la (SR1)	42
Chapitre IV : Etude de pompage		
IV-1	Tableau représentatif des valeurs de la tension de vapeur H_v pour différentes températures	51
IV-2	Résultats de choix des pompes pour le refoulement (R1-SR1)	53

IV-3	Caractéristiques de la pompe pour le refoulement (R1-SR1)	54
IV-4	Caractéristiques du moteur de la pompe pour le refoulement (R1-SR1)	55
IV-5	Variation de la charge en fonction du débit de la conduite pour le refoulement (R1-SR1)	56
IV-6	Résultats de choix des pompes pour le refoulement (SR1-R2)	59
IV-7	Caractéristiques de la pompe pour le refoulement (SR1-R2)	60
IV-8	Caractéristiques du moteur de la pompe pour le refoulement (SR1-R2)	61
IV-9	Variation de la charge en fonction du débit de la conduite pour le refoulement (SR1-R2)	62
IV-10	Résultats de choix des pompes pour le refoulement (R2-R3)	65
IV-11	Caractéristiques de la pompe pour le refoulement (R2-R3)	66
IV-12	Caractéristiques du moteur de la pompe pour le refoulement (R2-R3)	67
IV-13	Variation de la charge en fonction du débit de la conduite pour le refoulement (R2-R3)	68
IV-14	Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction	77
IV-15	Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction	77
IV-16	Calcul de la capacité des réservoirs d'air des différents tronçons de l'adduction	77
Chapitre V : Organisation de chantier		
V-1	Les normes de la capacité du godet en fonction du volume de terrassement	81
V-2	Détermination des différents volumes des travaux de l'adduction	84
V-3	Détermination des différents temps d'exécution des travaux de l'adduction	85
V-4	Les dimensions de la station de reprise	87
V-5	Choix du bulldozer selon les normes de la capacité du godet	88
V-6	Calcul volume de décapage et son temps d'exécution pour une station de pompage	89
V-7	Les volumes des différentes opérations et leur temps d'exécution pour une station de pompage	91
V-8	Temps de réalisation des opérations à exécuter de l'adduction	93
V-9	La tâche qui succède et précède chaque opération de l'adduction	94
V-10	Devis estimatif du projet	97

Liste des figures

Numéro	Titre	Page
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude		
I-1	Photo aérienne (Google Earth) de la zone d'étude	2
I-2	Photo aérienne (Google Earth) de la zone d'étude	2
I-3	Histogramme des précipitations de la zone d'étude	6
Chapitre III : Etude d'adduction		
III-1	Tracé de la première variante	20
III-2	Tracé de deuxième la variante	21
III-3	Bilan global en fonction des diamètres extérieurs du tronçon (R1-SR1)	31
III-4	Bilan global en fonction des diamètres extérieurs du tronçon (SR1-R2)	34
III-5	Bilan global en fonction des diamètres extérieurs du tronçon (R2-R3)	37
III-6	Bilan global en fonction des diamètres extérieurs du tronçon (R1-R2)	40
Chapitre IV : Etude de pompage		
IV-1	Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement	46
IV-2	Roues soumises à la cavitation	49
IV-3	Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage pour le refoulement (R1-SR1) de type PM 100/ 8 A	55
IV-4	Le point de fonctionnement de la pompe du refoulement (R1-SR1)	57
IV-5	Courbe représentant la plage de bon fonctionnement pour le refoulement (R1-SR1)	57
IV-6	Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage pour le refoulement (SR1)-(R2) de type PM 80/ 6 A	61
IV-7	Le point de fonctionnement de la pompe du refoulement (SR1-R2).	63
IV-8	Courbe représentant la plage de bon fonctionnement pour le refoulement (SR1-R2)	63
IV-9	Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage pour le refoulement (R2-R3) de type PM 65/ 9 A	67
IV-10	Le point de fonctionnement de la pompe du refoulement (R2-R3).	69
IV-11	Courbe représentant la plage de bon fonctionnement pour le refoulement (R2-R3)	69
Chapitre V : Organisation de chantier		
V-1	Figure V-1 : le réseau à nœud (CPM) de l'adduction.	94

Liste des planches

Planches 1 : Levé topographique et tracé du réseau d'adduction.

Planches 2 : Profil en long du premier tronçon d'adduction (R2000 m³ – SR1).

Planches 3 : Profil en long du deuxième tronçon d'adduction (SR1 – R2).

Planches 4 : Profil en long du troisième tronçon d'adduction (R2 – R3).

Introduction générale.

Introduction générale

L'eau est indispensable à l'existence, au développement et à la vie de l'homme, tout le long de son histoire il a utilisé cette eau comme étant une source de vie. Le mécanisme de gestion de cette dernière tel que la production, la distribution et l'assainissement s'appelle l'hydraulique appliquée, celle-ci traite tous les problèmes posés par l'alimentation des villes et des zones rurales en eau et par le rejet de ces eaux jusqu'à un exutoire naturel.

Les perturbations dans l'alimentation en eau potable se font plus récurrentes et commencent à peser sur le quotidien des habitants de notre pays, c'est dans ce cadre que s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé : Etude de renforcement en AEP de la ville de M'raeil et ses centres environnants (W.Boumerdes) ; qui consiste à améliorer la situation de l'alimentation en eau potable de 11 villages faisant partie de la commune de Tidjelabine souffrant du problème d'insuffisance et d'instabilité du volume d'eau alloué à l'horizon futur 2050.

Pour cela on procédera à notre travail par une présentation de la zone d'étude avant de s'intéresser à l'évaluation des besoins en eaux potable en recensant les habitants afin d'avoir notre volume journalier à desservir qui satisfera les besoins des villages concernés par notre étude. Par la suite on s'intéressera à l'étude d'adduction et le calcul hydraulique pour faire le choix convenable du réseau d'adduction à projeter et le dimensionner par le biais d'une étude technico-économique. Après la détermination des diamètres économiques l'accent sera porté sur deux points essentiels l'étude de pompage en premier lieu dans un but d'assurer le débit appelé à une hauteur manométrique totale entre deux ouvrages à l'aide d'un logiciel de simulation, et en deuxième lieu, l'étude de protection des conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier. Enfin la dernière partie du travail sera réservée à l'organisation de chantier et des opérations nécessaires à la réalisation de notre projet.

CHAPITRE I :

Présentation de la zone d'étude.

I.1. Introduction

En vue de réaliser une étude d'un projet d'alimentation en eau potable, nous devons préliminairement bien examiner notre zone d'étude afin de faire une reconnaissance des lieux, collecter des données de base et définir cette dernière d'un point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

I.2. Situation géographique

La commune de Tidjelabine dépend de la daïra de Boumerdes, et fait partie des communes principales de la wilaya de Boumerdes, elle est très connue sur tout le territoire Algérien par son marché hebdomadaire qui fait le rassemblement chaque samedi des acheteurs et des vendeurs de voiture.

La commune couvre une superficie de 42,18 km² pour une population de 17368 habitants selon le recensement de 2008.

Elle est située à 45 km à l'est d'Alger et de et de 4 km du chef-lieu de wilaya de Boumerdes.

Elle constitue de ce fait le passage obligatoire de la Mitidja vers la Kabylie et Constantine grâce à sa position vis-à-vis de la route Nationale RN05.

Elle est limitée :

- Au nord par la Commune de Boumerdes.
- A l'est par la commune de Thénia.
- Au sud par les communes de Bouzegza, Keddara et Beni Amrane.
- A l'Ouest par Corso.

I.2.1. Carte de la wilaya de Boumerdes

La figure suivante représente une carte géographique de la wilaya de Boumerdes, ainsi que les limites de la région d'étude :



Figure I-1 : Carte géographique de la wilaya de Boumerdes.

[<https://www.wilaya-boumerdes.dz>]

I.2.2. Plan de situation du projet (Support photographique aérien Google Earth)

La figure suivante est une photo aérienne de la région d'étude :



Figure I-2 : Photo aérienne (Google Earth) de la zone d'étude.

I.3. Analyse du site

La réalisation de notre étude de renforcement nécessite essentiellement une analyse rigoureuse des actions sismiques et climatiques de la région en question, ainsi on doit prendre en considération tous les facteurs suivants au cours des travaux.

I.3.1 La Géologie

La région d'étude se rapporte à la zone tellienne, faisant partie du massif ancien de la Kabylie du Djurdjura vers l'ouest, cet ensemble se rattache au domaine interne des maghrébides.

Notre région d'étude est constituée essentiellement de faciès rocheux en calcaires liasiques escarpés en crêtes dentelées et en pitons aigus.

L'importance de la définition de la géologie est de déterminer les caractéristiques mécaniques des terrains avant la réalisation du projet.

I.3.2 Situation topographique

La topographie est un acteur majeur de la conception d'un système d'alimentation en eau potable, en effet le tracé d'alimentation varie selon le relief et suivant le terrain, dans notre étude de cas nous avons un terrain accidenté ce qui engendre des dénivelées considérables avec une côte minimale de 219 m et une côte maximale de 591 m d'altitude, de ce fait un système de refoulement s'impose pour le renforcement.

I.3.3 La séismicité

Le nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle modérée, liée aux mouvements des plaques parasismiques algériennes, le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques :

- Zone O : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité forte

La commune de Tidjelabine est classée en zone III sismicité forte. (Voir annexe 1).

Après l'implantation secousse tellurique qu'a subi notre pays le 21 mai 2003, le ministère de l'habitat et de l'urbanisme a chargé le groupe technique spécialisé (GTS) pour procéder à la révision « à court terme » du RPA 99 (Règles Parasismiques Algérienne).

Ainsi la présente révision « à court terme » du RPA 99 intitulé ADDENDA au RPA 99, porte essentiellement sur deux volets :

- Révision du zonage sismique du RPA 99.
- Nouvelles prescriptions, plus restrictives pour le système de portiques auto stables en béton armé (système poteaux –poutres).

I.3.4 Le climat

Le climat est de type méditerranéen à tendance humide à deux saisons contractées s'étendant sur un semestre chacune :

- L'hiver s'étend du mois d'octobre jusqu'au mois mars.
- L'été s'étend du mois d'avril jusqu'au mois de septembre.

Ces dernières années, on assiste à un prolongement de la saison chaude jusqu'au mois de janvier, car les précipitations se font rares.

I.3.5 La pluviométrie

L'irrégularité des pluies est caractéristique du climat méditerranéen qui est saisonnière, annuelle et interannuelle.

Suivant les prélèvements de station pluviométriques de Thénia on note les précipitations suivantes :

Tableau I-1 : Précipitations moyennes mensuelles (période : 1985 - 2010) de la station pluviométrique de Thenia W. Boumerdes.

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Févr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
mm	35	72	125	143	130	91	87	59	52	18	1	3

(Source : ANRH), Blida.

Le total est de 816 mm tombant en 90 jours.

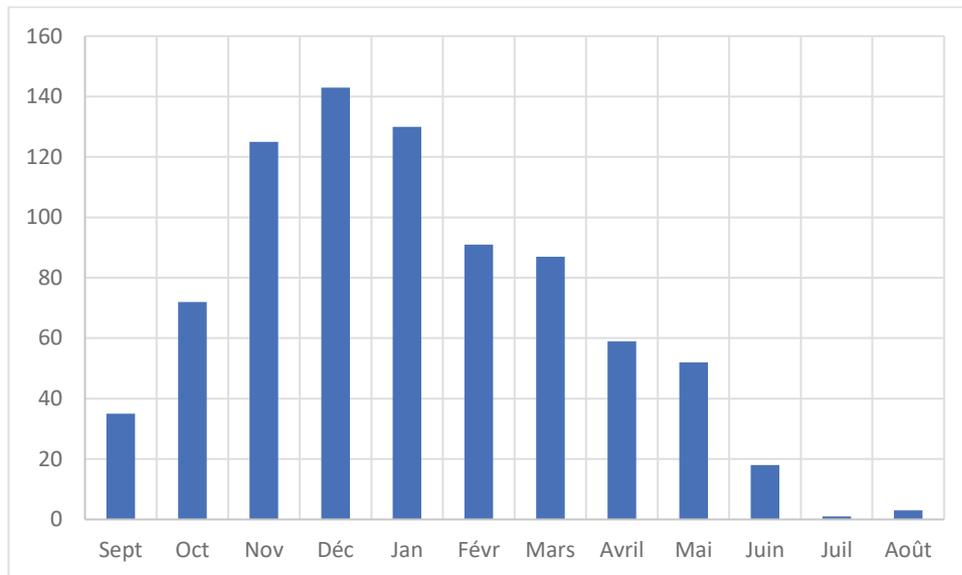


Figure I-3 : Histogramme des précipitations de la zone d'étude.

I.3.6 Les températures

- La température moyenne annuelle est de 17,65 °C
- La température moyenne annuelle des mois les plus chauds est de 21,99°C (d'avril à septembre)
- La température moyenne annuelle des mois les plus froids est de 13,35°C (octobre à mars)

I.3.7 Les vents

Les vents dominants sont les vents du sud-ouest (26,6 %), ceux du nord (20,3 %) et au Nord-Est est (18 %), en hiver rassemblant (64,96 %) du total. Les autres variations se répartissent sur le long de l'année (surtout de Sud –Est).

I.3.8 L'humidité relative

L'humidité relative de l'air est modérée tout au long de l'année avec une valeur moyenne d'environ 70,66 %, l'importance du chiffre est tributaire du climat, du brouillard et de la proximité de la mer méditerranéenne.

I.4. Situation hydraulique

L'alimentation des 11 villages concernées par notre étude est assurée par le réservoir qui se situe à Djebel Ahmed à 570 m de hauteur avec une capacité de stockage de 1000 m³, c'est à partir de ce dernier que démarre une série d'adduction gravitaire et de distribution via des réservoirs projeté sur 11.145 km suivant cette procédure :

De ce dernier commence une conduite de 200 mm de diamètre jusqu'aux limites de Tidjelabine, cette dernière se divise en deux bras le premier vers Ghazibaouen et le second vers Ouled Ben Djelloul, par la suite cette conduite continue son chemin avant d'être branchée vers le réservoir R300 m³ Rebarbia à une cote de 555,8 m avec un diamètre de 150 mm en fonte et on trouve un autre branchement vers Ouled Boumerdes aussi de même caractéristique que le branchement précédent.

La conduite principale continue jusqu'à Berraghlou ou la population s'alimente directement à partir de la conduite d'adduction, et enfin arrive au réservoir de M'Raiel d'une capacité de 300 m³ à une cote de 476m.

On peut dire que notre zone d'étude est divisée en deux parties :

- **Zone haute** alimentée à partir du réservoir R300 m³ de Rebarbia concernant les villages de Rebarbia, Ouled Ben Djelloul, Ouled Boumerdes, Berraghlou et Ouled Meziane.
- **Zone basse** alimentée à partir de réservoir R300 m³ de M'raeil et concerne les villages M'raiel, Beni Fouda, Ighil Aissa Yahia, Ahl El Oued, Ouled Djemia et Madjber.

I.5. Présentation du projet et de l'étude de cas

L'objet du projet est le renforcement en AEP de la ville de M'raeil et ses centres environnants (W.Boumerdes), il est passé sur avis d'appel d'offres ouvert à la concurrence nationale et fait l'objet d'une ouverture publique des offres.

Pour ce qui concerne les agglomérations concernées par l'étude en question, elles se situent à la partie sud de la commune, et notre travail prend naissance à côté du réservoir R2000 m³ installé à Tidjelabine alimenté à partir du barrage d'eau Taksebt (W.Tizi-ouzou) et s'achève à la limite administrative avec la commune de Beni Amrane.

D'où notre étude consiste à projeter une adduction à partir du réservoir R2000 m³ vers le réservoir R300 m³ de Rebarbia.

I.6. Situation démographique

D'après le recensement élaboré par le RGPH pendant l'année 2008, la population de la commune de Tidjelabine à été de l'ordre de 17368 habitants, alors qu'elle était de l'ordre 13 888 habitants en l'an 1998, et selon un document élaboré par les services de la direction DPAT le taux d'accroissement pour la wilaya de Boumerdes a été estimé à 1.96%.

I.7. Conclusion

Ce chapitre englobe les données nécessaires topographiques, géologiques, démographiques ainsi qu'hydrauliques, ces dernières nous permettront de connaître la situation actuelle de l'alimentation en eau potable et nous servira de support de base pour continuer notre étude.

CHAPITRE II :

Estimation des besoins en eau.

II.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons évaluer les besoins en eau potable des deux zones d'études du projet, tout en calculant le débit journalier moyen et le débit journalier maximum. L'estimation des besoins en eau impose de fixer une norme unitaire appelée dotation et définit comme étant un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur, cette dernière dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, niveau de vie de la population, type d'agglomération ... etc.) et aussi il faut préciser qu'elle évolue dans le temps.

II.2. Evaluation de la population

Le calcul des besoins en eau potable porte sur l'estimation des effectifs à desservir c'est-à-dire la population concernée par le réseau, et elle est également liée au développement démographique et à l'élévation du niveau de vie, donc elle doit être faite en fonction de l'évaluation de la population à différents horizons.

Le calcul de l'évolution démographique dépend toujours de la nature du projet, et sa durée de vie, concernant les réseaux d'alimentation en eau potable on l'estime à 30ans, d'où l'horizon d'étude pour notre projet est l'an 2050, en prenant l'an 2008 comme étant l'année de référence du travail, et par considération d'un taux d'accroissement égal à 1.96% et un taux d'occupation par logement égal à 6 personnes.

Pour ce qui concerne la population touchée par le projet d'étude, et suite aux districts élaborées par les services de recensement, les deux parties regroupent :

- **Partie haute (A) :** elle englobe les villages Rebarbia, Ouled Boumerdes, Ouled Ben Djelloul, Berraghlou et Ouled Meziane, cette partie a été recensée en l'an 2008 avec un total de **864** habitants répartis sur 144 logements.
- **Partie basse (B) :** cette partie concerne les habitants des villages de Beni Fouda, M'raiel, Ighil Aissa Yahia, Ahl El Oued, Ouled Djemia, et Medjber, d'après le recensement nous avons dans cette partie-là un nombre plus important par rapport à l'autre à la partie haute (A) avec un total de **1572** habitants répartis sur 262 logements.

Le calcul de la population se fera par la formule usuelle :

$$P_n = P_0 (1+T)^n \dots\dots\dots(\text{II-1})$$

Avec :

P_n : Nombre d'habitant aux horizons d'étude (2020, 2035, 2050).

P_0 : Nombre d'habitant de l'année de référence (2008).

T= Taux d'accroissement de la population exprimé en (%) T= 1.96 %

n = nombre d'année séparant l'année de référence et celle de l'horizon d'étude.

Tableau II-1 : Estimation de la population pour les différents horizons.

Horizon	2008	2020	2035	2050	
Population	Nombre de logts	Population			
Partie haute A	144	864	1029	1377	2465
Partie basse B	262	1 572	1 872	2505	4484
A+B Globale	406	2436	2901	3 882	6949

Les calculs des besoins en eau s'articuleront par la suite sur la population de l'horizon 2050 avec un nombre de 2465 habitants pour la partie haute (A), 4484 habitants pour la partie basse (B), et donc un total de 6949 habitants.

II.3. Estimation des besoins en eau de d'agglomération

La consommation moyenne journalière de la population dépend toujours comme cité auparavant du niveau de vie des citoyens en question, elle atteint parfois les 300 l/j/hab, mais cela dans les pays européens, par contre en l'Afrique là où il y'a un manque de la ressource en eau la dotation peut chuter à un niveau alarmant à voir moins de 50 l/j/hab.

Heureusement que notre pays se limite par la mer Méditerranée et bénéficie de l'évaporation de cette dernière, qui engendre des pluies et des averses le long des zones côtières, et jouant un rôle dans le remplissage des barrages par les cours d'eaux, et l'augmentation des stocks de la nappe phréatique d'où la consommation moyenne de l'habitant au nord Algérien varie entre 100 et 200 litre/jour.

Dans notre cas on estime la dotation de la région d'application à 180 l/j/hab, vu que les villages qui font l'objet de cette étude ont un caractère rural.

II.3.1 Calcul des besoins en eau

En se basant sur une dotation de 180 l/hab/j , et des besoins des équipements (Ecoles, Sièges administratif, Centre de soins) égale à 10 % de la consommation domestique dans les villages on aura les résultats suivants :

Tableau II-2 : Détermination des besoins à moyen et à long terme.

Année	Agglomération	Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	Besoins Domestiques (m ³ /j)	Besoins non Domestiques (m ³ /j)	Besoins Totaux (m ³ /j)
2008	Zone haute (A)	864	180	155,52	15,552	171,072
	Zone basse (B)	1572	180	282,96	28,296	311,256
	Total	2436	180	438,48	43,848	482,328
2020	Zone haute (A)	1029	180	185,22	18,522	203,742
	Zone basse (B)	1873	180	337,14	33,714	370,854
	Total	2902	180	522,36	52,236	574,596
2035	Zone haute (A)	1377	180	247,86	24,786	272,646
	Zone basse (B)	2505	180	450,9	45,09	495,99
	Total	3882	180	698,76	69,876	768,636
2050	Zone haute (A)	2465	180	443,7	44,37	488,07
	Zone basse (B)	4484	180	807,12	80,712	887,832
	Total	6949	180	1250,82	125,082	1375,902

D'après ce tableau, on conclut que la population a besoin de **1375,902 m³/j**.

II.4. Consommation maximale journalière

La consommation maximale journalière est calculée par la formule suivante :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy}j} \cdot K_{\max j} \dots\dots\dots(\text{II-2})$$

Avec :

$Q_{\max j}$: Débit maximum journalier en (m³/j).

$Q_{\text{moy}j}$: Débit moyen journalier en (m³/j).

$K_{\max j}$: Coefficient d'irrégularité, Il tient compte des gaspillages et des fuites occasionnées dans le réseau. C'est un rapport de variation entre un débit moyen et un débit $Q_{\max j}$.

($K_{\max j} = 1,2-1,4$). Pour notre cas on prend $K_{\max j} = 1,3$

Et le tableau suivant nous donne les consommations maximales journalières pour les horizons d'étude des deux zones :

Tableau II-3 : Détermination des débits maximaux journaliers

Année	Agglomération	Population (hab)	Besoins totaux(m ³ /j)	Qmaxj (m ³ /j)	Qmaxj (l/s)
2008	Zone haute	864	171,07	222,39	2,57
	Zone basse	1572	311,26	404,64	4,68
	Total	2436	482,33	627,03	7,26
2020	Zone haute	1029	203,74	264,86	3,07
	Zone basse	1873	370,85	482,11	5,58
	Total	2902	574,60	746,98	8,65
2035	Zone haute	1377	272,65	354,45	4,10
	Zone basse	2505	496	644,80	7,46
	Total	3882	768,64	999,23	11,57
2050	Zone haute	2465	488,07	634,49	7,34
	Zone basse	4484	887,83	1154,18	13,36
	Total	6949	1375,9	1788,67	20,70

D'après ce tableau, on conclut que le débit maximal journalier est de **20,7 l/s**.

II.5. Bilan de comparaison – ressources mobilisées/besoins

Pour avoir un bilan de comparaison entre les volumes disponibles et les besoins en matière de stockage d'eau, on doit ressortir le $Q_{\max j}$ de toute la population concernée par les réservoirs de Rebarbia et M'raiel.

Et d'après le document « Hydraulique urbaine Tome 2, établi par André DUPONT – page 342 » montre clairement qu'en alimentation urbaine la capacité théorique du réservoir d'une adduction continue (24/24) doit être prise au minimum égale à 50 % de la plus forte consommation journalière plus les besoins de lutte contre l'incendie 120 m^3 .

Et d'autre part, nous avons une capacité de stockage qui sera calculée par l'accumulation des volumes des réservoirs de Rebarbia et M'raiel donc :

$$V = 300 + 300 = 600 \text{ m}^3.$$

Tableau II-4 : Bilan de comparaison – ressources mobilisées/besoins.

Année	Agglomération	Popu	Dotation	Besoins domestique	Besoins non domestique	Besoins totaux	Besoins en Stockage	Capacité actuelle de Stockage	Déficit
		(Hab)	(l/j/hab)	(m^3/j)	(m^3/j)	(m^3/j)	m^3	m^3	m^3
2008	Zone Haute (A)	864	180	155,52	15,55	171,07			
	Zone basse (B)	1 572	180	282,96	28,3	311,26			
	Total	2436	180	438,48	43,85	482,33	361	600	-239
2020	Zone Haute (A)	1029	180	185,22	18,52	203,74			
	Zone basse (B)	1873	180	337,14	33,71	370,85			
	Total	2902	180	522,36	52,24	574,3	408	600	-192
2035	Zone Haute (A)	1377	180	247,86	24,79	272,65			
	Zone basse (B)	2505	180	450,9	45,09	495,99			
	Total	3882	180	698,76	69,88	768,64	505	600	-95
2050	Zone Haute (A)	2465	180	443,7	44,37	488,07			
	Zone basse (B)	4484	180	807,12	80,71	887,83			
	Total	6949	180	1250,82	125,08	1375,90	808	600	208

D'après ce tableau, l'agglomération à un déficit de 208 m³ à long terme, par contre à moyen terme l'augmentation des capacités de stockage n'est pas nécessaire.

Il faut donc prévoir l'implantation d'un réservoir d'une capacité de 300 m³ à long terme.

II.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons évalué les besoins en eaux des zones à alimenter de 1375,902 (m³/j) à l'horizon de calcul 2050, et par la suite nous avons également calculé le débit maximum journalier estimé à 1788,67 (m³/j) afin de desservir cette quantité aux consommateurs et dimensionner les ouvrages d'adduction qu'on énumérera dans le prochain chapitre.

CHAPITRE III :

Etude d'adduction.

III.1. Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau des régions à alimenter, on doit faire le choix convenable du réseau d'adduction à projeter. Le transport de l'eau se fait par une adduction par refoulement qui nécessitera une étude technico-économique qui prendra plusieurs facteurs en considération afin de choisir la meilleure variante pour le transfert de l'eau du point de départ au point d'arrivé.

III.2. Type d'adduction

Les adductions sont classées selon leur principe de fonctionnement et on distingue trois catégories suivantes :

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

III.2.1 Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, l'écoulement est à la faveur d'une dénivelée permettant d'amener l'eau à l'aide d'une ou plusieurs conduites depuis sa source qui se situe à une altitude supérieure à celle du point d'arrivé sous l'effet de la gravité.

III.2.2 Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement comme dans notre cas, l'écoulement est à la faveur d'un apport d'énergie externe (pompe) permettant ainsi d'élever l'eau à l'aide d'une ou plusieurs conduites en charge depuis sa source qui se situe à une altitude inférieure à celle du point d'arrivé.

III.2.3 Adduction mixte

C'est une adduction qui regroupe les deux citées ci-dessus, en outre une conduite gravitaire se transforme en conduite par refoulement et vice-versa, assurée par un ouvrage susnommé réservoir tampon qui constitue un relais entre les deux adductions.

III.3 Choix du tracé

Le tracé d'une conduite d'adduction doit pour le bon fonctionnement et la facilité de l'entretien du réseau respecter certaines conditions suivantes :

- Avoir un itinéraire aussi court et direct que possible.
- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous les dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien.
- Eviter le passage par des terrains privés.
- Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air pouvant être difficile à évacuer.
- Eviter les surprofondeurs et les ouvrages coûteux ou fragiles : traversées des rivières, routes, chemin de fer.
- Eviter la traversée des massifs boisés.
- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

III.4 Choix des matériaux de canalisation

Le choix du matériau de canalisation dépend de plusieurs contraintes et particulièrement de la nature du terrain où elle sera posée, le marché Algérien propose de nombreux types de tuyaux pour constituer une conduite, on peut citer : les conduites en fonte, les conduites en acier et les conduites en matière de plastique tels que : le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié), le PEHD (polyéthylène à haute densité) et le PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre).

- **Conduite en fonte**

La fonte a été sans doute un des premiers matériaux de canalisations et un des plus répandus dans le monde pour véhiculer l'eau potable publique. Elle n'est pas résistible à la corrosion, nécessite beaucoup de pièces spéciales et une protection lorsque sa pose se fait dans un terrain agressif, ce qui rend son prix élevé mais correct tenant compte de sa longévité qui peut dépasser les 100 ans et sa grande résistance aux grandes pressions.

- **Conduite en acier**

L'acier est un matériau sans doute résistible aux grandes pressions ainsi qu'aux efforts de flexion, néanmoins il est sensible aux actions de la corrosion de même une protection cathodique s'impose en présence d'un terrain agressif.

- **Conduite en matière de plastique**

Ce sont les tuyaux qui dominent le marché du petit et moyen diamètre en raison de leur faible rugosité, leur inertie, des facilités de pose adaptées à chaque type et d'un cout global généralement surprenant :

- **Conduite en PVC (Polychlorure de vinyle)**

Le PVC résiste bien à la corrosion et il présente une forte inertie électrique tant dis que sa tenue mécanique sous chaussées en ville et sa longévité dans le temps se sont avérées très satisfaisantes.

- **Conduite en PEHD (polyéthylène)**

Le polyéthylène est un polymère non cassant, plus ou moins souple, résistant aux chocs, possède une bonne flexibilité, facile à couper, à poser et à souder en tenant compte des précautions nécessaires. En résumé il présente de bonnes propriétés mécaniques et hydrauliques pour la réalisation d'un projet d'AEP.

- **Conduite en PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)**

Composé de résine therm durcissable et de sable de silice renforcé de fibres de verre, un tuyau en PRV est un matériau composite très flexible adaptable à plusieurs champs d'application dont l'alimentation en eau potable. L'avantage de ce matériau réside sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai.

N.B : Dans notre étude nous avons opté pour le choix des conduites en PEHD en vue des avantages techniques et économiques qu'elles présentent comparant aux conduites en fonte et en acier :

- La disponibilité sur le marché.
- La résistance aux grandes pressions.
- Transport facile et économique.
- La souplesse, la continuité et la flexibilité permettent la facilité de pose sur de grande longueur et dans des trajectoires courbées.
- Son adaptation aux reliefs plus au moins accidentés.

III.5 Etude des variantes

III.5.1 Première Variante

III.5.1.1 Description de la première variante

La variante N° 01 a comme principe d'avoir une adduction par refoulement avec une longueur totale de 5854,26 m repartie en trois phases, la première phase prend naissance au réservoir R2000 m³ de Tidjelabine par la projection d'une station de pompage à côté, cette dernière assurera le refoulement vers une station de reprise qui sera implantée après l'accès du village Igil Issa Yahia. Le tracé de cette première partie de la variante est allongé sur la route communale goudronnée avec une longueur de 1665,83 m.

La deuxième partie dans cette variante fait la liaison par refoulement entre la station de reprise projetée et le réservoir R300 m³ de M'raiel. La conduite de refoulement traverse la partie Est du village M'raeil, puis elle reprend son cheminement initial de la route communale Tidjelabine vers Beni-Amrane, Jusqu'à son arrivée au réservoir 300 m³ de M'Raiel avec une longueur de 2321,24 m.

La troisième partie de cette variante s'agit d'un refoulement à partir d'une station de refoulement qui sera projetée à côté du réservoir R300 m³ de M'Raiel avec des capacités de pompage qui puissent assurer l'arrivée de l'eau jusqu'au réservoir R300 m³ au niveau de la crête de Rebaibia avec une longueur de 1867,19 m.

III.5.1.2 Tracé de la première variante

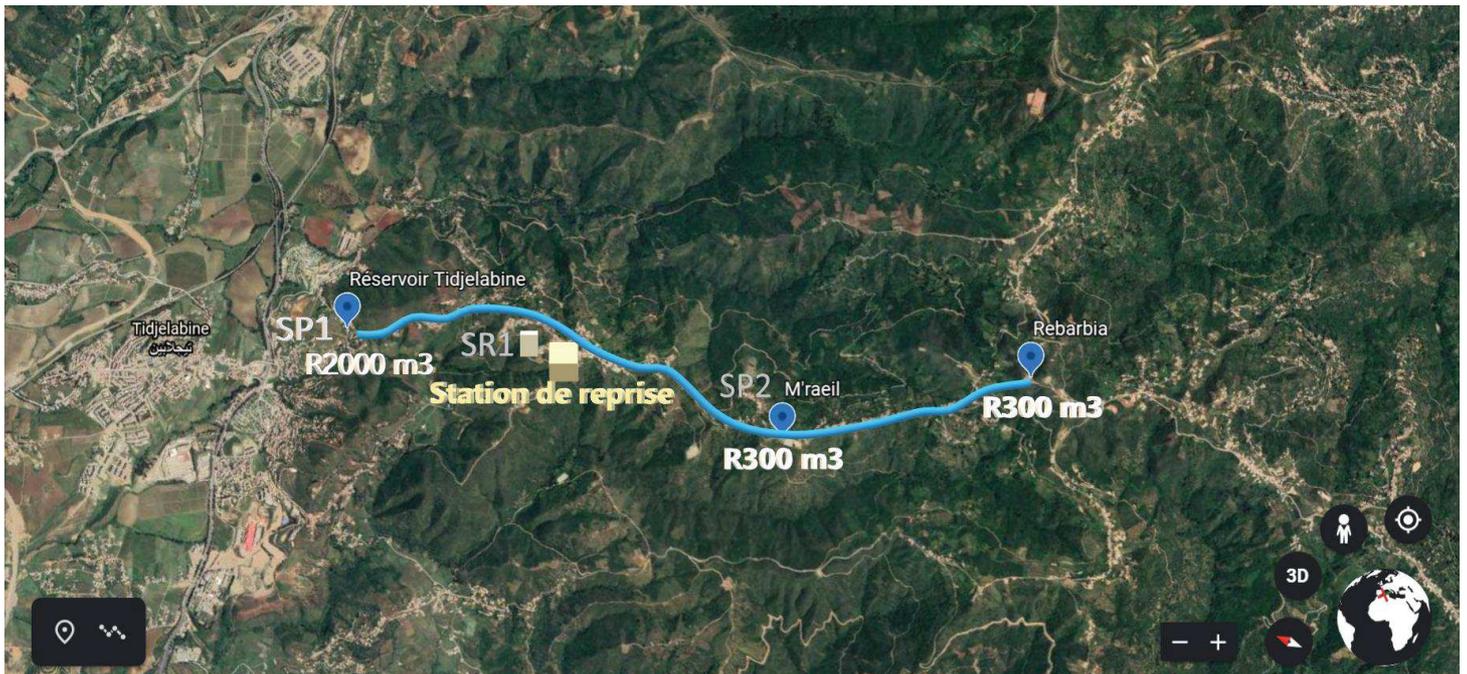


Figure III-1 : Tracé de la première variante.

III.5.2 Deuxième Variante

III.5.2.1 Description de la deuxième variante

La deuxième variante propose un refoulement direct vers le réservoir R300 m³ M'Raiel à partir du réservoir R2000 m³ de Tidjelabine, par une seule station de pompage qui sera obligatoirement dosée d'un équipement hydromécanique puissant vu la différence de côte et la longueur de canalisation importantes estimée à 3987,07 m.

Le relai entre le réservoir R300 m³ de M'raeil et le réservoir de crête R300 m³ de Rebaibia est identique avec la première variante.

III.5.2.2 Tracé de la deuxième variante

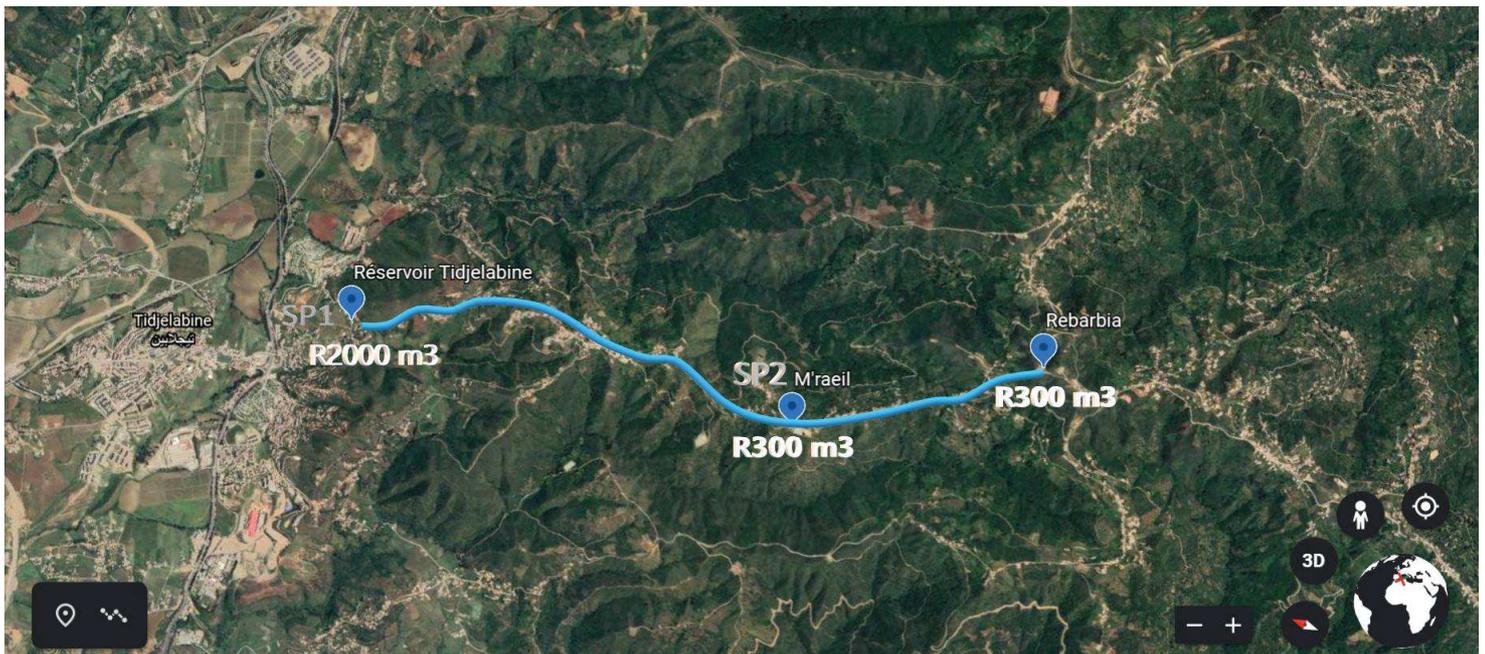


Figure III-2 : Tracé de deuxième la variante.

III.5.3 Avantages et inconvénients des deux variantes proposées

III.5.3.1 Avantages de la première variante

Cette variante assure l'alimentation par refoulement en deux parties avec une HMT répartie ce qui permet de réduire les mesures de sécurité en ce qui concerne la pression nominale de la conduite :

- Un réservoir anti-bélier moins important au niveau de la station de R2000 m³.
- Des pompes moins caractéristiques assez faibles par rapport à la deuxième variante.
- Le tracé de cette conduite maîtrise la réduction des pertes de charges singulières, créées par le changement d'itinéraire et cette variante élimine deux changements brusques de direction, ainsi la réduction de la HmT des pompes et de protection de la conduite contre les déboitements.

III.5.3.2 Inconvénients de la première variante

- Malgré le partage de la hauteur manométrique totale entre le R2000 m³ et le R300 m³ M'Raiel en deux parties, elle reste importante et demande une canalisation et un appareillage pouvant supporter de grandes pressions à savoir dépasser les 12 bars.
- La projection d'une station de reprise intermédiaire entre le réservoir R2000 m³ et réservoir R300 m³ de M'Raiel nécessite une réservation du terrain et son expropriation.
- Une gestion assez complexe d'avoir à gérer une adduction avec une station intermédiaire.
- Un coût de réalisation génie-civil important par rapport à la deuxième variante.

III.5.3.3 Avantages de la deuxième variante

- Cette variante a pour premier avantage l'élimination de la station de reprise entre réservoir R2000 m³ et réservoir R300 m³ de M'Raiel qui nécessite la réservation du terrain, et son expropriation.
- Gestion plus facile, par rapport à la première variante.

III.5.3.4 Inconvénients de la deuxième variante

- Cette variante à une canalisation de pression nominale trop élevée pour la première partie, vu que la HmT dépasserait les 25 Bars, ce qui augmentera le coût de fourniture des équipements et des conduites.
- Nécessite d'installation des pompes puissante qui donnent une HmT qui avoisine les 30 Bars, et cela veut dire augmentation du coût.
- Cette variante nécessite aussi un réservoir de protection anti-bélier au niveau du réservoir R2000 m³ important, vu la longueur d'adduction importante.
- La HmT élevée augmente les risques des déboitements et augmentes les coûts de protection des conduites.

III.6 Calcul hydraulique

Le calcul de dimensionnement d'une conduite d'adduction s'établit en mettant au point une étude technico-économique déterminant un diamètre économique qui nous permet de trouver un compromis entre les frais d'investissement qui croissent avec l'augmentation du diamètre et les frais d'exploitation qui décroissent quand le diamètre augmente. En d'autres termes, le diamètre économique est celui qui minimise les coûts d'exploitation du couple conduite-pompe.

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

III.6.1 Détermination du diamètre économique

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé approximativement par rapport à une fourchette de vitesse à respecter.

III.6.2 Calcul des pertes de charge

On rencontre deux types de pertes de charges dans une conduite d'adduction :

- Perte de charge linéaire.
- Perte de charge singulières.

III.6.2.1 Calcul des pertes de charge linéaires

Le gradient des pertes de charge unitaires est déterminé à partir de la formule de DARCY WEISBACH qui s'exprime par

$$\Delta H_l = \frac{\lambda \cdot l}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \dots \dots \dots (III-3)$$

Avec :

ΔH_l : Perte de charge en (m).

V : Vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).

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

λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK.

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

III.6.2.2 Détermination du coefficient de frottement linéaire

Le coefficient de frottement linéaire est en fonction de deux paramètres :

$$\lambda = f\left(Re, \frac{\varepsilon}{D}\right) \dots \dots \dots (III-4)$$

Où :

Re : Nombre de Reynolds.

ε : Rugosité absolue en (m).

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v \cdot D} \dots \dots \dots (III-5)$$

Sachant que :

Q : Débit véhiculé en (m³/s).

v : Viscosité cinématique de l'eau à 20° C, ($v = 1,01 \cdot 10^{-6}$ m²/s).

En première approximation la valeur de λ est déterminée par la formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D}\right)^{-2} \dots \dots \dots (III-6)$$

Par des itérations successives on calcul la valeur approchée du coefficient de frottement par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \dots \dots \dots (III-7)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge.

D : Diamètre de la conduite.

V : Vitesse d'écoulement en m/s.

g : Accélération de pesanteur. (g=9,81 m/s²).

Re : Nombre de REYNOLDS.

Remarque : On prend pour notre cas une rugosité égale à 0,1 mm.

III.6.2.3 Calcul des pertes de charge singulières

On considère généralement que les pertes de charge singulières sont égales à 10% jusqu'à 15 % des pertes de charge linéaires.

Dans notre cas on prend $\Delta H_s = 15\% \times \Delta H_L = 0,15 \times \Delta H_L$

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

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s = 1,15 \times \Delta H_L$$

Avec :

ΔH_T : Perte de charge totale (m)

ΔH_s : Perte de charge singulière (m)

ΔH_L : Perte de charge linéaire (m).

III.6.3 Hauteur manométrique total HMT

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

$$\text{HMT} = \text{H}_g + \Delta\text{H}_T \dots \dots \dots \text{(III-8)}$$

Avec :

ΔH_T : Perte de charge totale.

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

III.6.4 Puissance des pompes

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

$$\text{P} = \frac{\text{g} \cdot \text{Q} \cdot \text{H}_{\text{MT}}}{\eta} \text{ (kW)} \dots \dots \dots \text{(III-9)}$$

Avec :

Q : Débit de la pompe (m^3/s).

η : Rendement de la pompe On prend $\eta = 85 \%$.

H_{MT} : Hauteur manométrique totale de la pompe (m).

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

III.6.5 Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule :

$$\text{E}_a = \text{P} \cdot \text{t} \cdot 365 \text{ (kWh)} \dots \dots \dots \text{(III-10)}$$

Avec :

t : Temps de fonctionnement des pompes t = 24 heures.

E_a : Energie totale dépensée par la pompe.

III.6.5.1 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (KWh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante :

$$Fa = C \cdot Ea \dots \dots \dots (III-11)$$

Avec :

C : Tarif de l'énergie DA (DA/KWh)

Ea : Energie totale dépensée par la pompe.

III.6.6 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 30 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A"

$$A = I + \frac{I}{(1+I)^n - 1} \dots \dots \dots (III-12)$$

Avec :

I : Taux d'annuité (égale à 8% en Algérie).

Donc :

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

$$A = 0,089 \text{ DA}$$

On déduit les frais d'amortissement annuels en multipliant les prix de revient de la canalisation par l'annuité "A"

III.7 Application numérique de l'étude technico-économique de l'adduction par refoulement

III.7.1 Variante 01

Le calcul d'adduction se fait en se basant du débit maximal journalier.

III.7.1.1 Tronçon (01)

Ce tronçon relie le réservoir R2000 m³ de Tidjelabine avec la station de reprise SR1 sur une longueur de 1665,83 m.

➤ Données de base

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{maxj}}}{3600 \times T} \dots\dots\dots(\text{III-13})$$

$Q_{\text{max,j}}$: le débit maximal journalier en (m³/j).

T : le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en heure.

En supposant que la station de pompage fonctionne 20h par jour on aura un débit d'exploitation :

$$Q_{\text{exp}} = 24,84 \text{ l/s}$$

$$L_{\text{R1-SR1}} = 1665,83 \text{ m}$$

$$\text{Niveau dynamique du plan de pompage } C_{\text{Pe-R1}} = 217 \text{ m}$$

$$\text{Cote de trop plein } C_{\text{Tp-SR1}} = 384,25 \text{ m}$$

$$\text{La hauteur géographique } H_g = C_{\text{Tp-SR1}} - C_{\text{Pe-R1}} = 384,25 - 217 = 167,25 \text{ m}$$

$$\text{La rugosité absolue } \varepsilon = 0,1 \text{ mm}$$

En appliquant la formule de BRESSE et de BONIN on aura les diamètres suivants :

Pour une meilleure optimisation on considère les diamètres normalisés suivants :

D= 110 mm ; D= 125 mm ; D= 160 mm ; D= 200 mm ; D= 250 mm ; D= 315 mm

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après et nous avons opté pour la gamme de produit PE 100 PN 20.

- **Détermination de la hauteur manométrique totale**

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau suivant :

En prenant la viscosité cinématique de l'eau à 20°C $\nu = 1,01.10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Tableau III-1 : Calcul HMT du tronçon (R1-SR1).

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nombre de Reynolds	λ Colebrook	Longueur (m)	Hauteur géographique (m)	$\Delta H_{\text{Linéaire}}$ (m)	ΔH_{Total} (m)	HmT (m)
110	12,3	85,4	4,34	366861,97	0,0211397	1665,83	167,25	395,64	454,99	622,24
125	14	97	3,36	322989,81	0,0206794	1665,83	167,25	204,73	235,44	402,69
160	17,9	124,2	2,05	252254,52	0,0199752	1665,83	167,25	57,46	66,08	233,33
200	22,4	155,2	1,31	201868,63	0,0195753	1665,83	167,25	18,48	21,25	188,50
250	27,9	194,2	0,84	161328,59	0,0194192	1665,83	167,25	5,98	6,87	174,12
315	35,2	244,6	0,53	128086,72	0,0195295	1665,83	167,25	1,90	2,18	169,43

- **Etude économique**

- **Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-2 : Frais d'exploitation du tronçon (R1-SR1).

D _{extérieur} (mm)	HmT (m)	Puissance (KW)	Energie totale (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation (da)
110	622,24	178,39	1562659,63	4,82	7532019,44
125	402,69	115,44	1011282,49	4,82	4874381,58
160	233,33	66,89	585974,11	4,82	2824395,19
200	188,50	54,04	473398,30	4,82	2281779,82
250	174,12	49,92	437283,58	4,82	2107706,84
315	169,43	48,57	425498,44	4,82	2050902,49

➤ Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-3 : Frais d'amortissement du tronçon (R1-SR1).

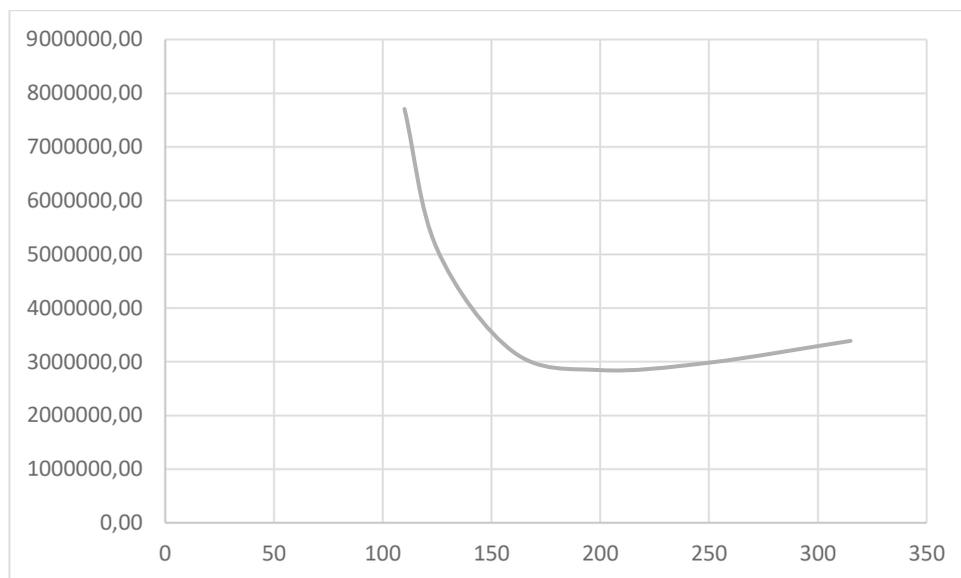
D _{extérieur} (mm)	Prix unitaire (DA)	Longueur (m)	Prix Total (DA)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
110	1175,74	1665,83	1958582,96	8,9	174313,88
125	1490,27	1665,83	2482536,47	8,9	220945,75
160	2423,58	1665,83	4037272,27	8,9	359317,23
200	3793,42	1665,83	6319192,84	8,9	562408,16
250	5900,88	1665,83	9829862,93	8,9	874857,80
315	9015,89	1665,83	15018940,04	8,9	1336685,66

• Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on déduit le bilan global des frais, qui est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III-4 : Bilan global des frais du tronçon (R1-SR1).

D _{extérieur} (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
110	7532019,44	174313,88	7706333,32
125	4874381,58	220945,75	5095327,33
160	2824395,19	359317,23	3183712,42
200	2281779,82	562408,16	2844187,99
250	2107706,84	874857,80	2982564,64
315	2050902,49	1336685,66	3387588,15

**Figure III-3** : Bilan global en fonction des diamètres extérieurs du tronçon (R1-SR1)

Nous allons prendre un diamètre extérieur de 200 mm offrant une vitesse de 1,31 m/s.

III.7.1.2 Tronçon (02)

Ce tronçon relie la station de reprise SR1 avec le réservoir R300 m³ de M'raeil sur une longueur de 2321,24 m.

- **Données de base**
- $Q_{\text{exp}}=24,84$ l/s

$$L_{\text{SR1-R2}}=2321,24 \text{ m}$$

Niveau dynamique du plan de pompage $C_{\text{Pe-SR1}}= 380,25$ m

Cote de trop plein $C_{Tp-R2} = 471$ m

La hauteur géographique $H_g = C_{Tp-R2} - C_{Pe-SR1} = 471 - 380,25 = 90,75$ m

La rugosité absolue $\varepsilon = 0,1$ mm

Pour une meilleure optimisation on considère les diamètres normalisés suivants :

$D = 110$ mm ; $D = 125$ mm ; $D = 160$ mm ; $D = 200$ mm ; $D = 250$ mm ; $D = 315$ mm

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après et nous avons opté pour la gamme de produit PE 100 PN 16.

- **Détermination de la hauteur manométrique totale**

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau suivant :

En prenant la viscosité cinématique de l'eau à 20°C $\nu = 1,01 \cdot 10^{-6}$ m²/s

Tableau III-5 : Calcul HMT du tronçon (SR1-R2).

$D_{\text{extérieur}}$ (mm)	Epaisseur (mm)	$D_{\text{intérieur}}$ (mm)	Vitesse (m/s)	Nombre de Reynolds	λ Colebrook	Longueur (m)	Hauteur géographique (m)	$\Delta H_{\text{Linéaire}}$ (m)	ΔH_{Total} (m)	HmT (m)
110	10	90	3,91	348111,24	0,0209425	2321,24	90,75	420,15	483,17	573,92
125	11,4	102,2	3,03	306555,89	0,0205093	2321,24	90,75	217,91	250,60	341,35
160	14,6	130,8	1,85	239526,09	0,0198616	2321,24	90,75	61,46	70,67	161,42
200	18,2	163,6	1,18	191503,74	0,0195158	2321,24	90,75	19,73	22,69	113,44
250	22,7	204,6	0,76	153128,11	0,0194198	2321,24	90,75	6,42	7,38	98,13
315	28,6	257,8	0,48	121528,36	0,0195934	2321,24	90,75	2,04	2,34	93,09

➤ Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-6 : Frais d'exploitation du tronçon (SR1-R2).

D _{extérieur} (mm)	HmT (m)	Puissance (KW)	Energie totale (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation (DA)
110	573,92	164,53	1441304,42	4,82	6947087,29
125	341,35	97,86	857242,65	4,82	4131909,60
160	161,42	46,28	405389,80	4,82	1953978,85
200	113,44	32,52	284875,73	4,82	1373101,02
250	98,13	28,13	246435,54	4,82	1187819,31
315	93,09	26,69	233791,11	4,82	1126873,16

➤ Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-7 : Frais d'amortissement du tronçon (SR1-R2).

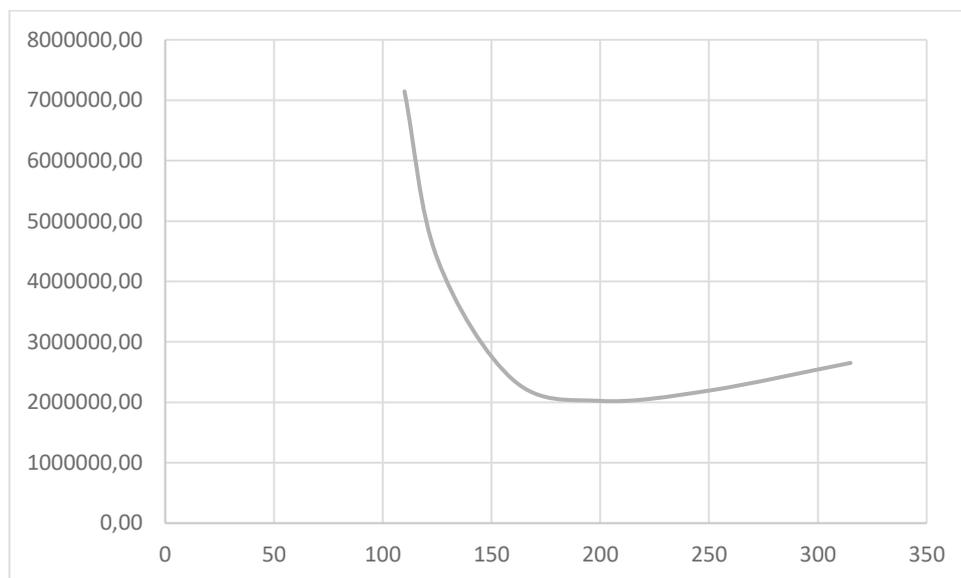
D _{extérieur} (mm)	Prix unitaire (DA)	Longueur (m)	Prix Total (DA)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
110	962,02	2321,24	2233079,30	8,9	198744,06
125	1 226,87	2321,24	2847859,72	8,9	253459,51
160	2005,18	2321,24	4654504,02	8,9	414250,86
200	3148,88	2321,24	7309306,21	8,9	650528,25
250	4871,85	2321,24	11308733,09	8,9	1006477,25
315	7381,96	2321,24	17135300,83	8,9	1525041,77

• Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on déduit le bilan global des frais, qui est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III-8 : Bilan global des frais du tronçon (SR1-R2).

D _{extérieur} (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
110	6947087,29	198744,06	7145831,34
125	4131909,60	253459,51	4385369,11
160	1953978,85	414250,86	2368229,71
200	1373101,02	650528,25	2023629,27
250	1187819,31	1006477,25	2194296,56
315	1126873,16	1525041,77	2651914,93

**Figure III-4** : Bilan global en fonction des diamètres extérieurs du tronçon (SR1-R2).

Nous allons prendre un diamètre extérieur de 200 mm offrant une vitesse de 1,18 m/s.

III.7.1.3 Tronçon (03)

Ce tronçon relie le réservoir R300 m³ de M'raeil avec le réservoir R300 m³ de REBAIBIA sur une longueur de 1867,19 m.

Au niveau de cette partie du projet, et par la même plage de fonctionnement 20/24 heures, le débit pompé sera celui des besoins de la zone haute $Q = 7,34$ l/s

- **Données de base**

$$Q_{\text{exp}} = 8,81 \text{ l/s}$$

$L_{R2-R3} = 1867,19 \text{ m}$

Niveau dynamique du plan de pompage $C_{Pe-R2} = 467 \text{ m}$

Cote de trop plein $C_{Tp-R3} = 559,4 \text{ m}$

La hauteur géographique $H_g = C_{Tp-R3} - C_{Pe-R2} = 559,4 - 467 = 92,4 \text{ m}$

La rugosité absolue $\varepsilon = 0,1 \text{ mm}$

Pour une meilleure optimisation on considère les diamètres normalisés suivants :

$D = 90 \text{ mm}$; $D = 110 \text{ mm}$; $D = 125 \text{ mm}$; $D = 160 \text{ mm}$; $D = 200 \text{ mm}$; $D = 250 \text{ mm}$

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après et nous avons opté pour la gamme de produit PE 100 PN 16.

- **Détermination de la hauteur manométrique totale**

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau suivant :

En prenant la viscosité cinématique de l'eau à 20°C $\nu = 1,01 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Tableau III-9 : Calcul HMT du tronçon (R2-R3).

$D_{\text{extérieur}}$ (mm)	Epaisseur (mm)	$D_{\text{intérieur}}$ (mm)	Vitesse (m/s)	Nombre de Reynolds	λ Colebrook	Longueur (m)	Hauteur géographique (m)	$\Delta H_{\text{Linéaire}}$ (m)	ΔH_{Total} (m)	HmT (m)
90	10,1	69,8	2,30	159195,01	0,0228695	1867,19	92,4	165,46	190,27	282,67
110	12,3	85,4	1,54	130114,89	0,0223252	1867,19	92,4	58,91	67,75	160,15
125	14	97	1,19	114554,76	0,0221007	1867,19	92,4	30,85	35,48	127,88
160	17,9	124,2	0,73	89467,08	0,0219451	1867,19	92,4	8,90	10,24	102,64
200	22,4	155,2	0,47	71596,73	0,0221326	1867,19	92,4	2,95	3,39	95,79
250	27,9	194,2	0,30	57218,39	0,0226337	1867,19	92,4	0,98	1,13	93,53

- **Etude économique**

- **Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-10 : Frais d'exploitation du tronçon (R2-R3).

D _{extérieur} (mm)	HmT (m)	Puissance (KW)	Energie totale (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation (DA)
90	282,67	28,74	251776,64	4,82	1213563,42
110	160,15	16,28	142644,76	4,82	687547,74
125	127,88	13,00	113899,68	4,82	548996,46
160	102,64	10,44	91417,56	4,82	440632,66
200	95,79	9,74	85318,31	4,82	411234,28
250	93,53	9,51	83306,52	4,82	401537,42

- **Frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-11 : Frais d'amortissement du tronçon (R2-R3).

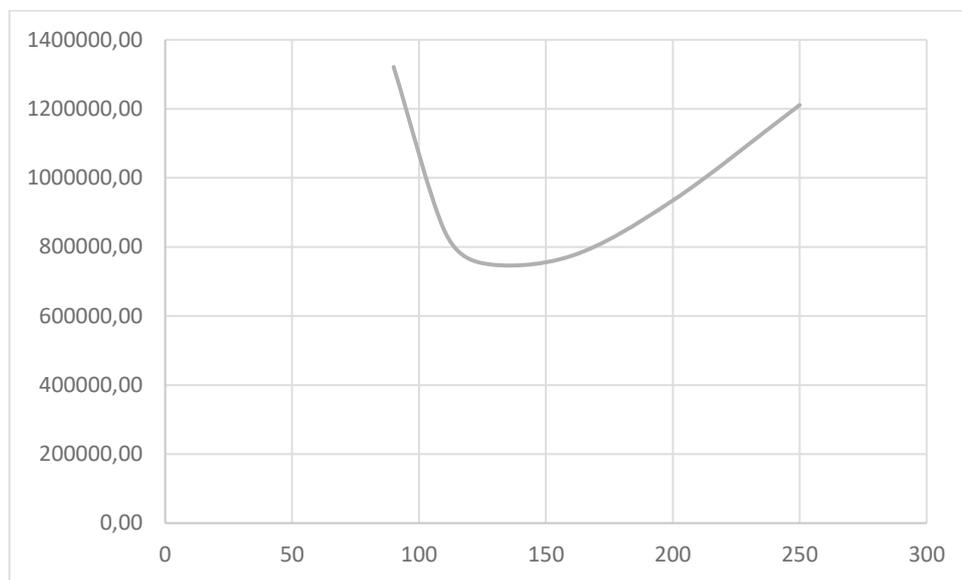
D _{extérieur} (mm)	Prix unitaire (DA)	Longueur (m)	Prix Total (DA)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
90	648,38	1867,19	1210648,65	8,9	107747,73
110	962,02	1867,19	1796274,12	8,9	159868,40
125	1 226,87	1867,19	2290799,40	8,9	203881,15
160	2005,18	1867,19	3744052,04	8,9	333220,63
200	3148,88	1867,19	5879557,25	8,9	523280,60
250	4871,85	1867,19	9096669,60	8,9	809603,59

- **Bilan global des frais**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on déduit le bilan global des frais, qui est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III-12 : Bilan global des frais du tronçon (R2-R3).

D _{extérieur} (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
90	1213563,42	107747,73	1321311,15
110	687547,74	159868,40	847416,14
125	548996,46	203881,15	752877,60
160	440632,66	333220,63	773853,29
200	411234,28	523280,60	934514,87
250	401537,42	809603,59	1211141,02

**Figure III-5** : Bilan global en fonction des diamètres extérieurs du tronçon (R2-R3).

Nous allons prendre un diamètre extérieur de 125 mm offrant une vitesse de 1,19 m/s.

III.7.2 Variante 02

III.7.2.1 Tronçon (01)

Ce tronçon relie le réservoir R2000 m³ de Tidjelabine avec le reservoir R300 m³ de M'raeil sur une longueur de 3987,07 m.

- **Données de base**

$$Q_{\text{exp}}=24,84 \text{ l/s}$$

$$L_{R1-R2}=3987,07 \text{ m}$$

Niveau dynamique du plan de pompage $C_{Pe-R1} = 217$ m

Cote de trop plein $C_{Tp-R2} = 471$ m

La hauteur géographique $H_g = C_{Tp-R2} - C_{Pe-R1} = 471 - 217 = 254$ m

La rugosité absolue $\varepsilon = 0,1$ mm

Pour une meilleure optimisation on considère les diamètres normalisés suivants :

$D = 100$ mm ; $D = 125$ mm ; $D = 150$ mm ; $D = 200$ mm ; $D = 250$ mm ; $D = 300$ mm

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après, vu la hauteur manométrique totale importante qui sera fournis par la station de pompage on opte pour une adduction en fonte.

- **Détermination de la hauteur manométrique totale**

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau suivant :

En prenant la viscosité cinématique de l'eau à 20°C $\nu = 1,01 \cdot 10^{-6}$ m²/s

Tableau III-13 : Calcul HMT du tronçon (R1-R2).

$D_{\text{extérieur}}$ (mm)	Epaisseur (mm)	$D_{\text{intérieur}}$ (mm)	Vitesse (m/s)	Nombre de Reynolds	λ Colebrook	Longueur (m)	Hauteur géographique (m)	$\Delta H_{\text{Linéaire}}$ (m)	ΔH_{Total} (m)	HmT (m)
100	6	88	4,09	356022,86	0,0210257	3987,07	254	810,69	932,29	1186,29
125	6	113	2,48	277256,74	0,0202137	3987,07	254	223,24	256,73	510,73
150	6	138	1,66	227029,07	0,0197569	3987,07	254	80,32	92,37	346,37
200	6,3	187,4	0,90	167182,56	0,0194268	3987,07	254	17,10	19,67	273,67
250	6,8	236,4	0,57	132529,66	0,0194957	3987,07	254	5,37	6,18	260,18
300	7,2	285,6	0,39	109698,92	0,0197587	3987,07	254	2,12	2,43	256,43

- **Etude économique**

- **Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-14 : Frais d'exploitation du tronçon (R1-R2).

D _{extérieur} (mm)	HmT (m)	Puissance (KW)	Energie totale (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation (DA)
100	1186,29	340,09	2979190,06	4,82	14359696,08
125	510,73	146,42	1282606,88	4,82	6182165,18
150	346,37	99,30	869858,38	4,82	4192717,42
200	273,67	78,46	687275,01	4,82	3312665,56
250	260,18	74,59	653398,35	4,82	3149380,07
300	256,43	73,52	643991,42	4,82	3104038,66

- **Frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III-15 : Frais d'amortissement du tronçon (R1-R2).

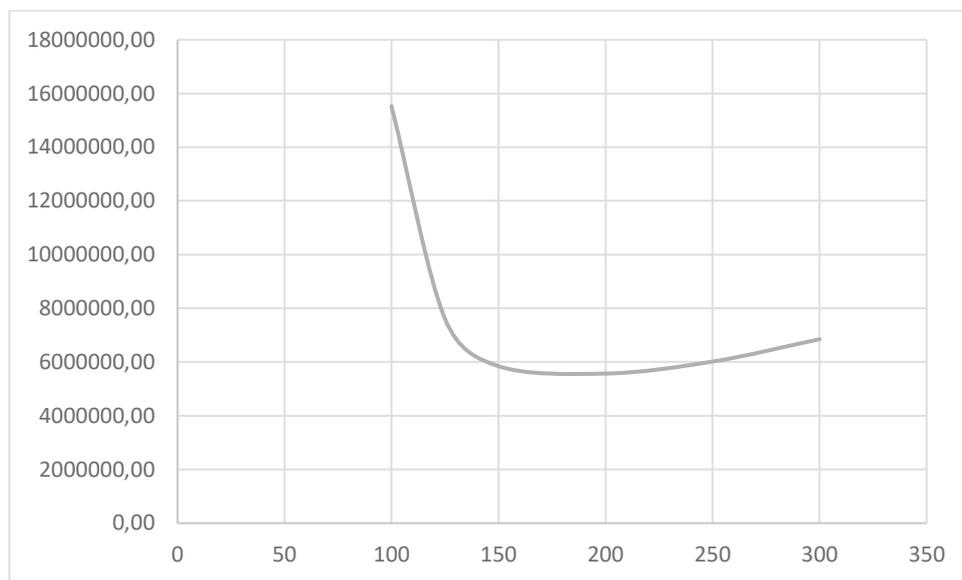
D _{extérieur} (mm)	Prix unitaire (DA)	Longueur (m)	Prix Total (DA)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
100	3289,23	3987,07	13114390,26	8,9	1167180,73
125	4020,65	3987,07	16030613,00	8,9	1426724,56
150	4 657,68	3987,07	18570496,20	8,9	1652774,16
200	6359,22	3987,07	25354655,29	8,9	2256564,32
250	8079,35	3987,07	32212934,00	8,9	2866951,13
300	10551,8	3987,07	42070765,23	8,9	3744298,11

- **Bilan global des frais**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on déduit le bilan global des frais, qui est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III-16 : Bilan global des frais du tronçon (R1-R2).

D _{extérieur} (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
100	14359696,08	1167180,73	15526876,82
125	6182165,18	1426724,56	7608889,74
150	4192717,42	1652774,16	5845491,58
200	3312665,56	2256564,32	5569229,88
250	3149380,07	2866951,13	6016331,19
300	3104038,66	3744298,11	6848336,76

**Figure III-6** : Bilan global en fonction des diamètres extérieurs du tronçon (R1-R2).

Nous allons prendre un diamètre extérieur de 200 mm offrant une vitesse de 0,9 m/s.

III.8. Comparaison entre les variantes

Afin de choisir la variante adéquate à notre projet nous devons établir une comparaison des bilans global des frais :

Tableau III-17 : Comparaison des deux variantes proposées.

Variante	Bilan global des frais (DA)
Variante 01	5620694,86
Variante 02	6322107,48

La variante retenue est la première qui présente un coût minimal à ce projet et qui le divise en trois phases de refoulement avec une station de reprise entre le réservoir R2000 m³ et le réservoir R300 m³ de M'raeil implantée à une côte de terrain de 380m. La première et la deuxième phase seront assurées par des conduites de diamètre Ø200 mm, tandis que la troisième phase sera assurée par une conduite de Ø125 mm.

III.9. Dimensionnement de la bache de reprise de la station de reprise (SR1)

La bache de reprise joue un rôle transitoire entre l'amont et l'aval pour le transfert d'eau. Le dimensionnement de cette dernière se repose essentiellement sur le temps nécessaire pour maintenir la pompe en charge qui est estimé dans la majorité des cas estimé à un quart d'heure.

Le volume de la bache de reprise est défini par la relation suivante :

$$VBâche = \frac{Q_{max,j} \times t}{T} \dots\dots\dots(III-13)$$

Avec :

$Q_{max,j}$: Le débit maximal journalier total.

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

t : le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t= 0,25h).

$$V_{\text{Bâche}} = \frac{2146,18 \times 0,25}{20} = 26,8 \text{ m}^3$$

Tableau III-18 : Les dimensions de la bâche de reprise pour une forme rectangulaire de la (SR1).

Bâche de reprise	Volume (m ³)	L (m)	H (m)	l (m)	S (m ²)
SR1	27	3	3	3	9

III.10. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pu déterminer les diamètres appropriés aux conduites de refoulement de notre adduction de par le biais d'une étude technico-économique qui a abouti à trouver un compromis des frais d'amortissements et les frais d'exploitations les deux premiers refoulements seront assurés par des conduites de Ø200 mm tandis que le dernier tronçon sera équipé d'une conduite de Ø125 mm

Par la suite nous avons également dimensionné la bâche de reprise de la (SR1) qui aura un volume de 27 m³.

CHAPITRE IV :

Etude de pompage.

IV.1 Introduction

Ce chapitre a pour objet en premier lieu, l'étude de pompage, en outre le choix adéquat des pompes à utiliser dans notre projet dans un but d'assurer le débit appelé à une hauteur manométrique totale entre deux ouvrages maintenus le long d'une adduction tout en garantissant le bon fonctionnement des pompes.

En deuxième lieu, les conduites de refoulement doivent être protégées contre la brutalité du phénomène du coup de bélier, pour cela une étude de protection sera donc indispensable.

IV.2 Définition d'une pompe

Une pompe est une machine destinée à assurer l'élévation de l'eau d'un point d'une altitude ou d'un point de pression inférieur à un autre avec une altitude ou une pression plus élevée avec un débit Q donné, et ce en transformant l'énergie mécanique en une énergie hydraulique à l'aide d'un moteur électrique.

La pompe peut être :

- Une pompe à axe horizontal.
- Une pompe à axe vertical.

IV.3 Couplage des pompes

Lorsque qu'une pompe ne peut répondre au problème posé qu'il soit le débit appelé ou la charge exigible pour l'élévation de l'eau, on procède dans ce cas au couplage des pompes.

On trouve deux couplages possibles, le couplage en série et celui que l'on pourrait appeler en parallèle :

Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé à l'effet d'augmenter la charge (hauteur d'élévation) de la pompe.

Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé à l'effet d'augmenter le débit Q refoulé de la pompe.

IV.3.1 Couplage en série

Le couplage de deux pompes en série permet d'augmenter fortement la hauteur de refoulement. Si l'on conserve le débit initial d'une pompe seule, la hauteur manométrique totale sera égale à la somme des hauteurs d'élévations de chaque pompe.

IV.3.2 Couplage en parallèle

Dans ce cas, deux conduites de refoulement conduisent à une seule conduite générale. Le débit total est égal à la somme des deux débits de chaque pompe pour une même hauteur manométrique totale.

IV.4 Choix du type de pompe

Afin de bien choisir la pompe adéquate pour notre projet nous devons vérifier les critères de base suivants :

- Assurer la hauteur manométrique totale appelée ainsi que le débit appelé.
- La vérification de la condition de non-cavitation.
- Avoir le meilleur rendement.
- Avoir une puissance absorbée minimale.
- Avoir la vitesse de rotation la plus élevée.
- Encombrement et poids les plus faibles.

IV.5 Choix du nombre de pompes

Le choix du nombre de pompe est important lors d'une installation d'une station de pompage et ce dernier se fait essentiellement en respectant les critères suivants :

- Nombre de pompes n minimal.
- Meilleur rendement.
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale.
- Nombre d'étage minimal.
- Vitesse de rotation élevée (tr/min).
- Puissance absorbée minimale.

IV.6 Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement

La courbe caractéristique d'une conduite est la courbe représentant la perte de charge totale en fonction du débit d'une canalisation de diamètre D et de longueur L donnés, la formule de cette courbe est la suivante :

$$H_c = H_g + RQ^2 \dots\dots\dots (IV-1)$$

Avec :

H_g : la hauteur géométrique (m).

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

R : Résistance de la conduite (s²×m-5).

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

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge.

L : Longueur de la conduite(m).

g : Accélération de la pesanteur (m²×s⁻¹).

D : Diamètre de la conduite(m).

IV.7 Caractéristiques de la pompe

IV.7.1 Point de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est obtenu par l'intersection de deux courbes caractéristiques ; la courbe caractéristique de la pompe installée [H-Q] (fournie par le constructeur) et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement [H_c-Q] (fournie par l'installateur). Ce dernier permet d'indiquer le débit qu'elle est capable de fournir pour une HMT donnée.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non-cavitationnelle et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

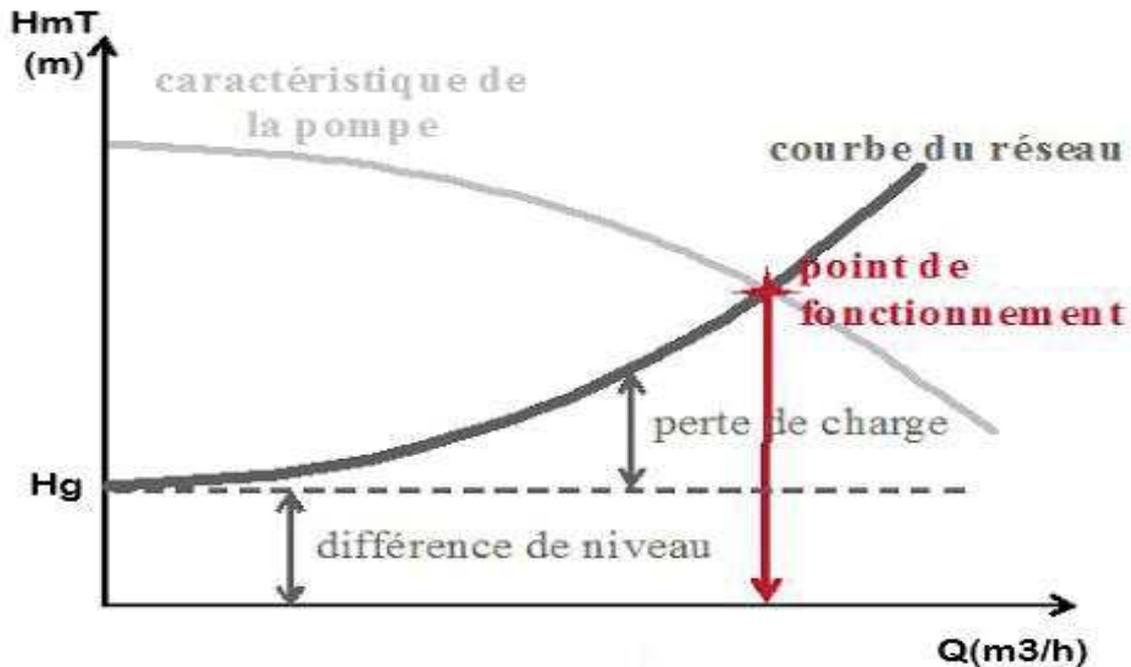


Figure IV-1 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement.

[www.gpip.cnam.fr/ressourcespedagogiquesouvertes/hydraulique/co/3grain_courbeReseau.html]

IV.8 Type et mode de réglage

Nous introduisons des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement des pompes afin que notre pompe fonctionne dans les conditions optimales et cela généralement lorsque le point de fonctionnement ne situe pas dans la plage du rendement maximal, alors la pompe ne fonctionnera pas dans de bonnes conditions d'utilisation.

Le mode de réglage se fait en fonction du débit appelé en le comparant avec le débit disponible ; alors il existe deux cas possible suivants :

IV.8.1 Débit du point de fonctionnement > Débit appelé

Si le débit de la pompe est supérieur au débit demandé, on corrige le surplus par l'un des modes de réglage suivants :

- **Réglage qualitatif (diminution de la vitesse de rotation de la pompe)**

C'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable. Ce procédé a pour but de trouver une vitesse de rotation n de manière à ce que la courbe $H = a \times Q^2$ passe par le point de fonctionnement.

Les lois de similitudes pour ce réglage sont :

$$\frac{Q_{app}}{Q} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q} \dots\dots\dots(IV-3)$$

Avec :

N : la vitesse initiale de la pompe.

n : la nouvelle vitesse de la pompe.

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

Avec :

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} \dots\dots\dots(IV-4)$$

- **Réglage quantitatif (le vannage)**

Appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement. Cette méthode permet de créer des pertes de charges singulières afin d'avoir le débit désiré pour une même hauteur d'élévation.

Le rendement de l'installation après vannages est :

$$\eta_{ap,va}^{inst} = \eta_{av,va}^{inst} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + H_v} \dots\dots\dots(IV-5)$$

Avec :

$\eta_{ap,va}^{inst}$: Rendement de l'installation après le vannage (%).

$\eta_{av,va}^{inst}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%).

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m).

h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée.

$$H_v = H' - H_{app}$$

Avec :

H' : hauteur correspondante à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de pompe (H-Q) en (m).

- **La diminution du temps de pompage**

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir. Le nouveau temps de pompage s'obtiendra ainsi :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t \dots\dots\dots(IV-6)$$

Avec :

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

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

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

IV.8.2 Débit point de fonctionnement < Débit appelé :

Dans ce cas, il existe deux types de réglage possible :

- **Qualitatif** : il se fait par l'augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe**

NB : afin de bien choisir le mode de réglage occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible, on doit étudier les différents modes possibles.

IV.9 Étude de la cavitation

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

Ce phénomène s'agit d'une ébullition locale de liquide en raison d'une baisse de la pression statique. Généralement, cette faible pression est la conséquence d'une augmentation locale de la vitesse d'écoulement, il 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) puis elles sont transportées vers les zones de pressions plus fortes où se produit leurs décondensations. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées.

La cavitation se manifeste par différents effets dont les implications sont plus ou moins dommageables entraînant des graves incidences tels que :

- La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de la roue, lorsque la pression remonte.
- Implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue.
- Vibrations anormales.
- Bruit anormal (pompage de caillou).
- Destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations.
- Arrachement de matière dans les zones d'implosion.
- Chute du débit pompé lorsqu'il apparaît le phénomène de cavitation.

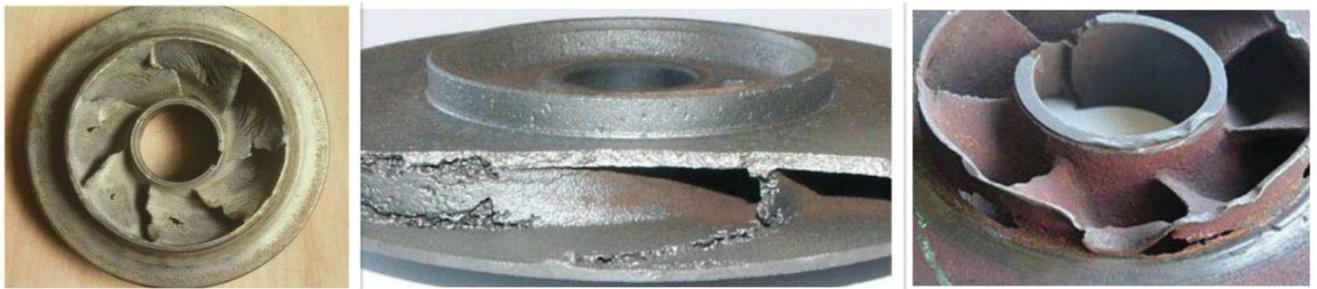


Figure IV-2 : Roues soumises à la cavitation.

[https://www.azprocede.fr/Cours_GC/pompe_cavitation.html]

Pour éviter le phénomène de cavitation et que la pompe fonctionne dans de bonne condition la condition de non-cavitation suivante doit être respectée :

$$(NPSH)_{\text{disponible}} > (NPSH)_{\text{requis}}$$

Tel que :

$(NPSH)_{\text{disponible}}$: charge nette d'aspiration disponible (Net positive Section Head) elle est fournie par l'installateur.

$(NPSH)_{\text{requis}}$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.

$$(NPSH)_{\text{disponible}} = (NPSH)_{\text{requis}} + r \dots \dots \dots (IV-7)$$

Avec :

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

La valeur (NPSH) mesure la différence entre la pression du liquide en ce point et sa pression de vapeur saturante et elle est calculée selon le type d'installation de la pompe :

IV.9.1 Le fonctionnement en charge

La formule de calcul est la suivante :

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)_{\text{requis}} + r - P_{at} + T_v + \frac{V_{asp}^2}{2g} + \Delta h_p \dots \dots \dots (IV-8)$$

Avec :

V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s).

Pat : pression atmosphérique (m)

$Pat = 10,33 - 0,00139 \times H$.

H : altitude de la station (m).

T_v : tension de vapeur d'eau (m)

La tension de vapeur varie en fonction de la température, comme le montre le tableau ci-après :

Tableau IV-1 : Tableau représentatif des valeurs de la tension de vapeur Hv pour différentes températures.

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

[MFE : Etude d’adduction d’eau potable de la commune de Bordj Emir Abdelkader (W.Tissemsilt)]

La tension vapeur de l’eau sera choisie pour une température de 20 °C.

Δh_p^{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration.

Tel que :

$$\Delta h_p^{asp} = (1,05 - 1,1) \times \Delta h_{asp}^{lin} \dots \dots \dots (IV-9)$$

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

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 \times \left(\frac{L_r \times Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r \times Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \dots \dots \dots (IV-10)$$

Avec :

Lr : longueur du collecteur d'aspiration, Lr = 5 m.

lr : longueur de la conduite d’aspiration, lr = 1,5 m.

Qa : débit refoulé par une seule pompe (m3/s).

Dc : diamètre du collecteur d’aspiration (m).

Da : diamètre de la conduite d’aspiration.

Tel que :

$$Qa = \frac{Q_{app}}{n}$$

Avec :

n : nombre de pompes en parallèles.

$$Dc = \sqrt{\frac{4 \times Q_{app}}{\pi \times V_c}} \dots \dots \dots (IV-11)$$

Avec :

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

$Da = (1,2 : 1,5) da$

Da doit vérifier la vitesse admissible à l'aspiration.

Avec :

da : Diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

Da : Diamètre de la conduite d'aspiration (mm).

IV.9.2 Le fonctionnement en aspiration

Dans ce cas, La formule de calcul est la suivante :

$$h_{adm}^{asp} = -(NPSH)_{requis} - r + P_{at} - T_v - h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} \dots \dots \dots (IV-12)$$

IV.10 Calage de la pompe

Le calage de la pompe est la détermination de la cote de l'axe de la pompe par rapport au niveau du plan d'eau d'aspiration pour éviter le phénomène de la cavitation.

Pour les installations en charge on applique la formule suivante :

$$V_{axe} = V_{min} - h_{adm}^{asp} + r \dots \dots \dots (IV-13)$$

Avec :

V_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA).

V_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA).

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

Avec :

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

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

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

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

IV.11 Etude de pompage

IV.11.1 Le refoulement (R1-SR1)

En s'appuyant sur un logiciel de simulation, on fait une étude afin de sélectionner la pompe qui convient à notre projet assurant les critères cités auparavant.

En introduisant les données de base, le débit appelé, la hauteur manométrique totale ainsi que la hauteur géométrique qui sont respectivement 24,84 l/s, 188,5 et 167,25, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Résultats de choix des pompes pour le refoulement (R1-SR1) .

n	Q appelé (l/s)	HmTappelée (m)	Type de pompe	Rendement (%)	Hmt (m)	Vitesse (Tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nombre d'étage
1	25,5	188,5	PM 100/ 8 A	75,9	189	1750	61,9	2,17	8
2	14,4	188,5	PM 80/ 11 A	74,4	196	1750	37,4	1.94	11
3	9.25	188,5	PM 65/ 13 A	68.9	194	1750	25.6	1.41	13
4	7.11	188,5	PM 65/ 14 B	66.1	195	1750	20.7	1.32	14

D'après le tableau on déduit que la variante avec une seule pompe est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et le nombre de pompe qui sont tous minimaux.

On opte alors pour un choix d'une pompe en plus d'une autre pompe de secours identiques de type : **PM 100/ 8 A**.

➤ **Description de la pompe PM 100/ 8 A**

- 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 / Caractéristiques**

Tableau IV-3 : Caractéristiques de la pompe pour le refoulement (R1-SR1).

Données techniques	Caractéristiques
Q	25.5 (l/s)
H	189 (m)
Rendement	75,9 (%)
Puissance absorbée	61,9 kW
(NPSH) requis	2,17 (m)
Diamètre de refoulement	DN 100 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	DN125 (UNI PN25)
Nombre de pompe	1+1 (de secours)

Tableau IV-4 : Caractéristiques du moteur de la pompe pour le refoulement (R1-SR1).

Moteur	Données techniques
n. pôles	4
Fréquence	50 Hz
Puissance moteur	75 kW
Monophasé / Triphasé	3~
Tension nominale	460 V
Vitesse nominale	1750 tr/min

[Catalogue Caprari]

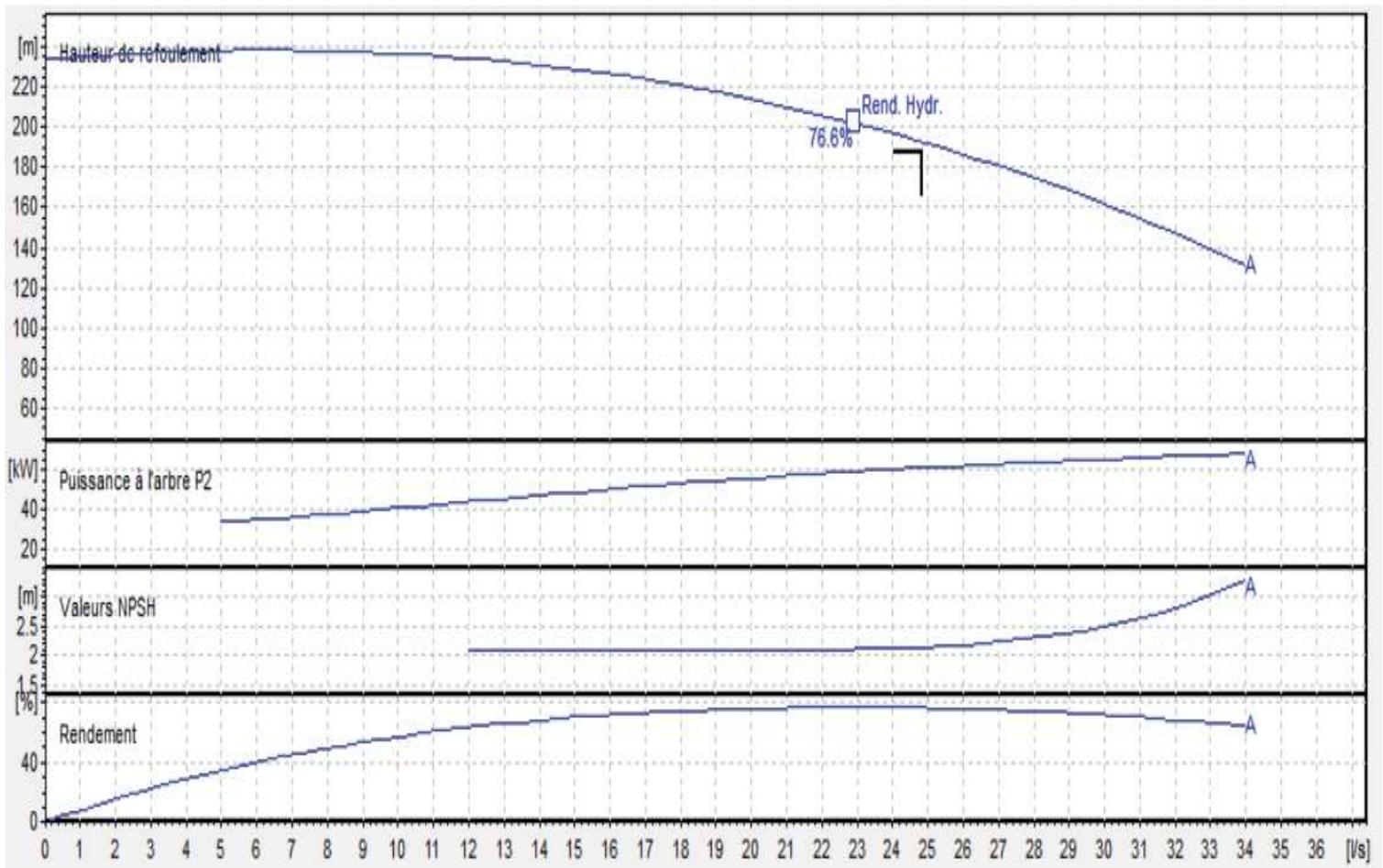


Figure IV-3 : Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage pour le refoulement (R1-SR1) de type PM 100/ 8 A.

➤ **Courbe caractéristique de la conduite du refoulement (R1-SR1)**

Nous avons les données suivantes :

$Q = 24,84$ l/s; $L = 1665,83$ m; $HMT = 188,50$ m; $H_g = 167,25$ m; $D = 155,2$ mm;

$\lambda = 0,0195753$

Selon la formule : $R = 32948,44$

$$H_c = 167,25 + (32948,44 \times Q^2)$$

Tableau IV-5 : Variation de la charge en fonction du débit de la conduite pour le refoulement (R1-SR1).

Q(l/s)	Hc (m)
0	167,25
4	167,78
8	169,36
12	171,99
16	175,68
20	180,43
24	186,23
28	193,08
32	200,99
36	209,95
40	219,97
44	231,04

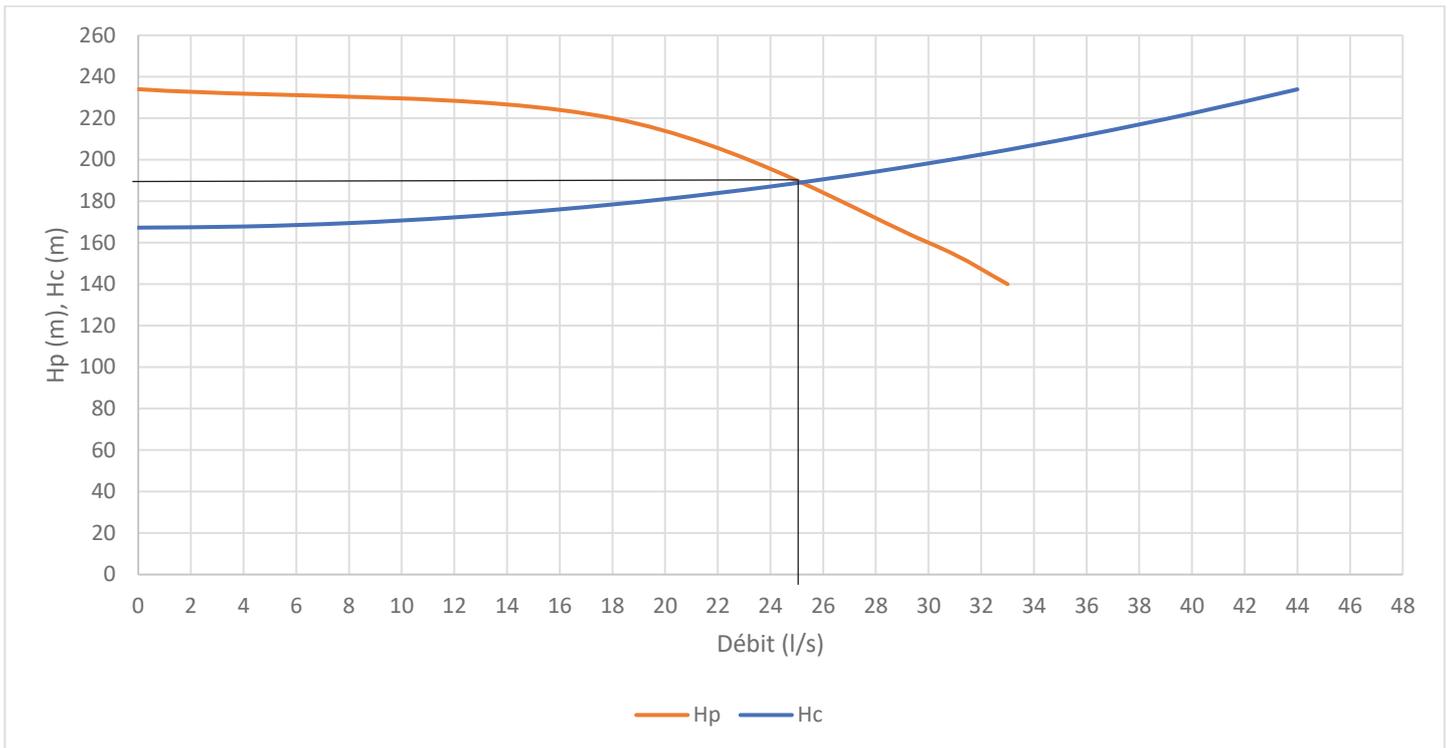


Figure IV-4 : le point de fonctionnement de la pompe du refoulement (R1-SR1)

D'après le graphe on détermine la hauteur H_p et le débit Q_p du point de fonctionnement :

$H_p = 189 \text{ m}$ et $Q_p = 25 \text{ l/s}$.

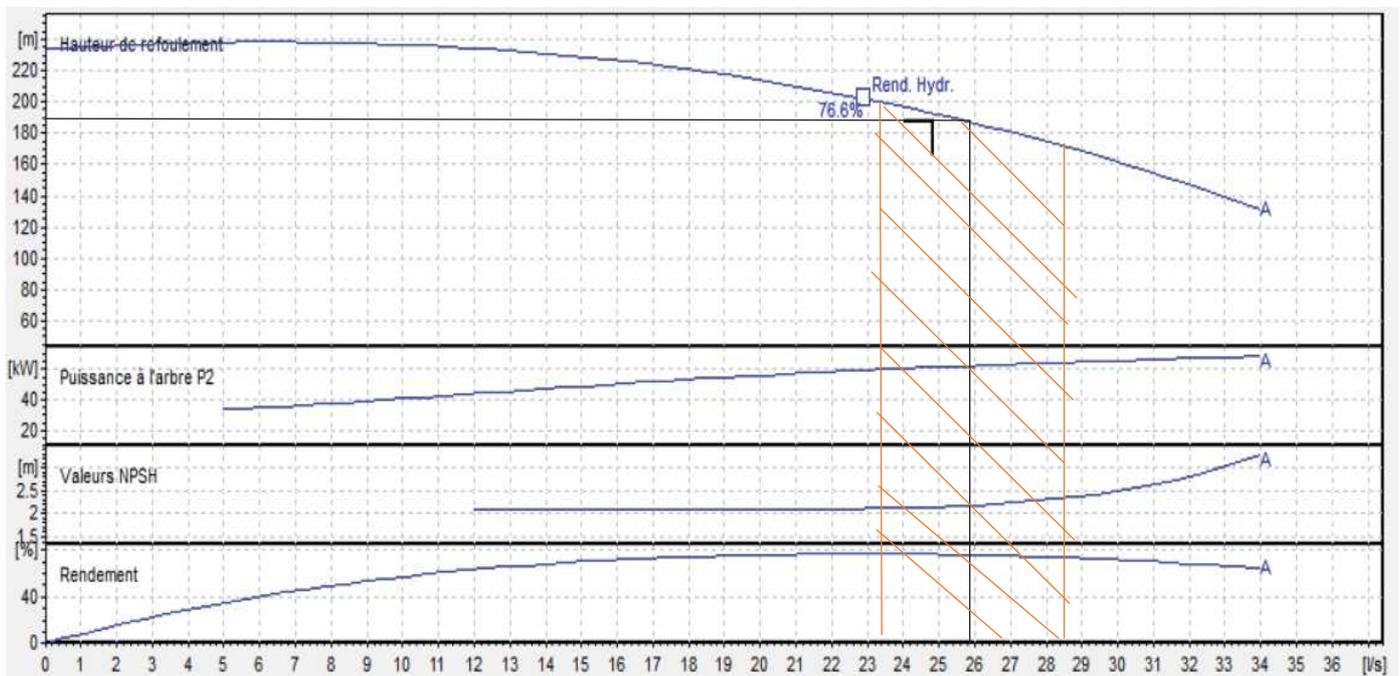


Figure IV-5 : Courbe représentant la plage de bon fonctionnement pour le refoulement (R1-SR1)

Le débit Q_p se situe dans la plage de bon fonctionnement de la pompe ($\pm 10\% Q_n$), en conséquence la pompe fonctionne dans de conformes conditions et ne nécessite aucun mode de réglage.

➤ **Etude de la cavitation pour le refoulement (R1-SR1)**

Données de base :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,17$ m.
- La pression atmosphérique : $Pat = 10,33 - 0,00139 \times 219,83$; $Pat = 10,02$ mce.
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C ; $T_v = 0,24$ mce.
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $Da = 1,5$ da

tel que :

$$da = 100 \text{ mm} ; Da = 1,5 \times 100$$

Donc : $Da = 150$ mm.

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 0,0255}{\pi \times 0,15^2} = 1,44$ m/s.
- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 0,0255}{3,14 \times 1,44}} = 0,172 \text{ m.}$$

On pose : $D_c = 0,18$ m ; on aura $V_c = \frac{4 \times 0,0255}{\pi \times 0,18^2} = 1$ m/s.

La vitesse est admissible donc on prend $D_c = 180$ mm.

- La perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 \times \left(\frac{5 \times 0,0255^2}{0,18^{5,3}} + \frac{1,5 \times 0,0255^2}{0,15^{5,3}} \right) = 0,089 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_p^{asp} = 1,1 \times \Delta h_{asp}^{lin} = 1,1 \times 0,089 = 0,098 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 2,17 + 0,3 - 10,02 + 0,24 + \frac{1,44^2}{2 \times 9,81} + 0,098 = - 7,11 \text{ m.}$$

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

$$h_{adm}^{asp} = - 2,17 - 0,3 + 10,02 - 0,24 - \frac{1,44^2}{2 \times 9,81} - 0,098 = 7,11 \text{ m.}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 222 - 5 + 0,6 = 217,6 \text{ m.}$$

- La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 217,6 + 7,11 - 0,3 = 224,5 \text{ m}$$

IV.11.2 Le refoulement (SR1-R2)

Pour le même débit que le premier refoulement et une hauteur manométrique totale de 113,44 m, on aura :

Tableau IV-6 : Résultats de choix des pompes pour le refoulement (SR1-R2) .

n	Q appelé (l/s)	HmTappelée (m)	Type de pompe	Rendement (%)	Hmt (m)	Vitesse (Tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nombre d'étage
1	26.2	113.44	PM 100/ 5 A	75.5	116	1750	39.1	2.2	5
2	12.5	113.44	PM 80/ 6 A	72.6	114	1750	19.3	1.81	6
3	9.27	113.44	PM 65/ 8 A	68.9	119	1750	15.8	1.41	8
4	6.98	113.44	PM 65/ 10 C	65.7	119	1750	12.7	1.31	10

D'après le tableau on déduit que la variante avec une deux pompes est la meilleure en assurant le débit et la HmT demandés tout en ayant la puissance absorbée minimale.

On opte alors pour un choix de deux pompes en plus d'une autre pompe de secours identiques de type : **PM 80/ 6 A**

➤ **Description de la pompe PM 80/ 6 A**

- 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.
- 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 / Caractéristiques**

Tableau IV-7 : Caractéristiques de la pompe pour le refoulement (SR1-R2).

Données techniques	Caractéristiques
Q	12,5 (l/s)
H	114 (m)
Rendement	72.6 (%)
Puissance absorbée	19,3 kW
(NPSH) requis	1,81 (m)
Diamètre de refoulement	DN 80 (UNI PN 40)
Raccord d'aspiration	DN100 (UNI PN25)
Nombre de pompe	2+1 (de secours)

Tableau IV-8 : Caractéristiques du moteur de la pompe pour le refoulement (SR1-R2).

Moteur	Données techniques
n. pôles	4
Fréquence	50 Hz
Puissance moteur	22 kW
Monophasé / Triphasé	3~
Tension nominale	460 V
Vitesse nominale	1750 tr/min

[Catalogue Caprari]

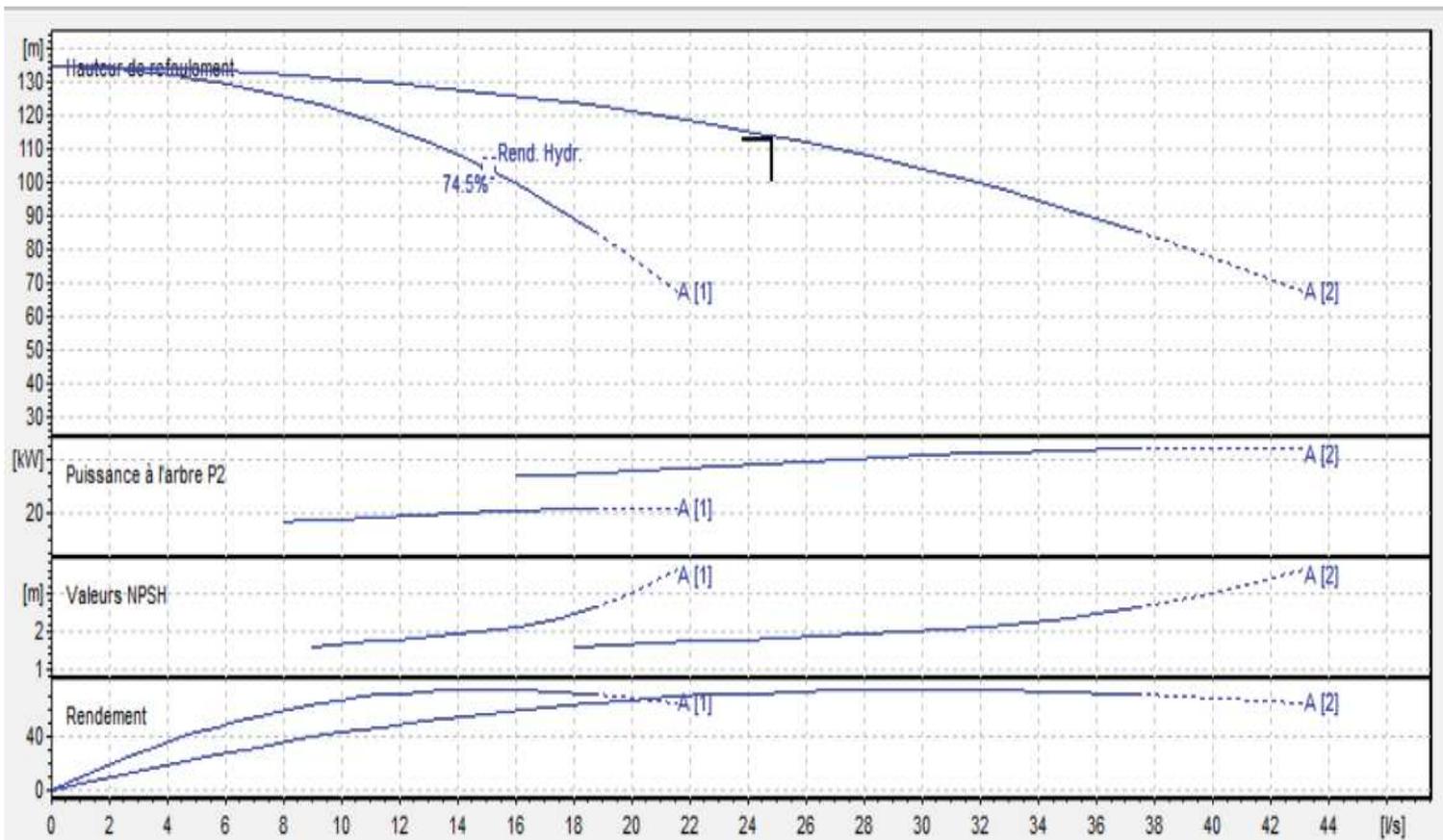


Figure IV-6 : Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage pour le refoulement (SR1)-(R2) de type PM 80/ 6 A.

➤ **Courbe caractéristique de la conduite du refoulement (SR1) - (R2)**

Nous avons les données suivantes :

$Q = 24,84$ l/s; $L = 2321,24$ m; $HMT = 113,44$ m; $H_g = 90,75$ m; $D = 163,6$ mm;

$\lambda = 0,0195158$

Selon la formule : $R = 35167,73$

$$H_c = 90,75 + (35167,73 \times Q^2)$$

Tableau IV-9 : Variation de la charge en fonction du débit de la conduite pour le refoulement (SR1-R2).

Q(l/s)	Hc (m)
0	90,75
4	91,31
8	93,00
12	95,81
16	99,75
20	104,82
24	111,01
28	118,32
32	126,76
36	136,33
40	147,02
44	158,83

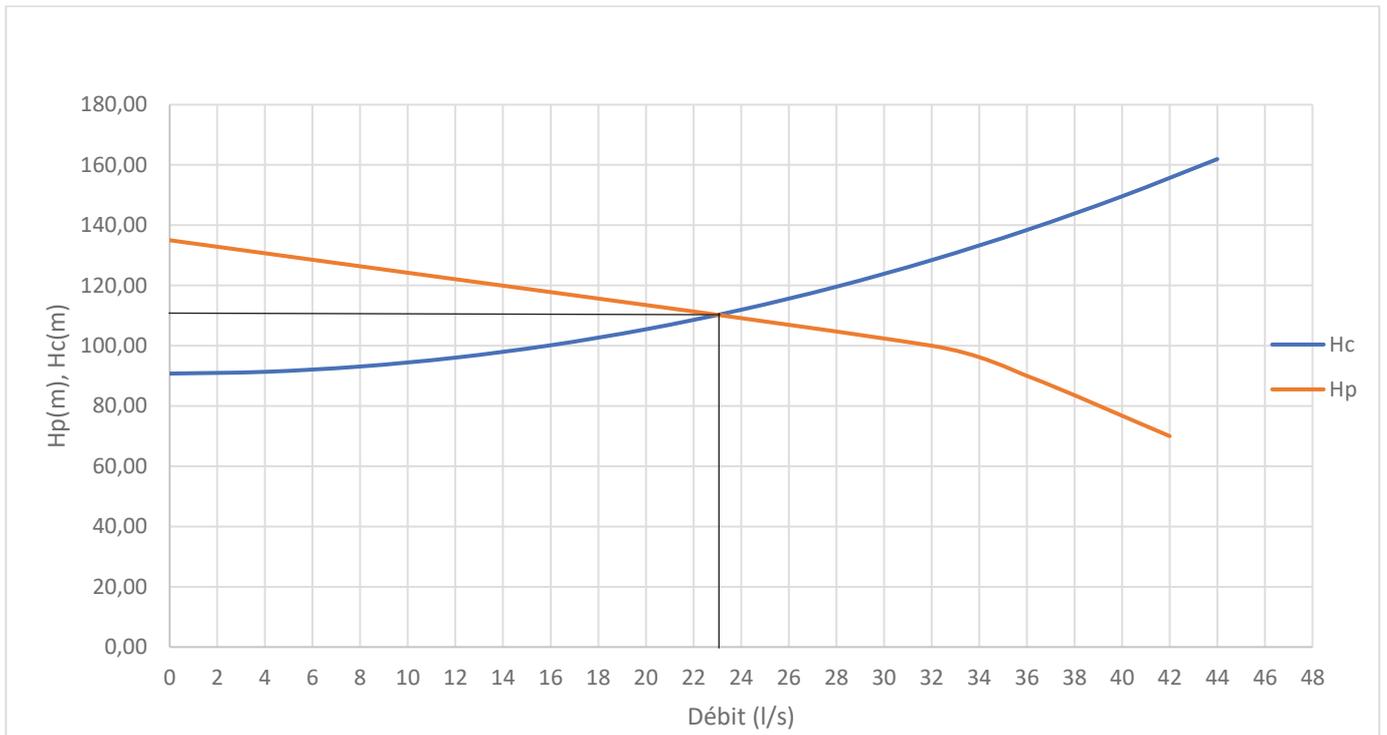


Figure IV-7 : le point de fonctionnement de la pompe du refoulement (SR1-R2).

D'après le graphe on détermine la hauteur H_p et le débit Q_p du point de fonctionnement :

$H_p = 114 \text{ m}$ et $Q_p = 23,3 \text{ l/s}$.

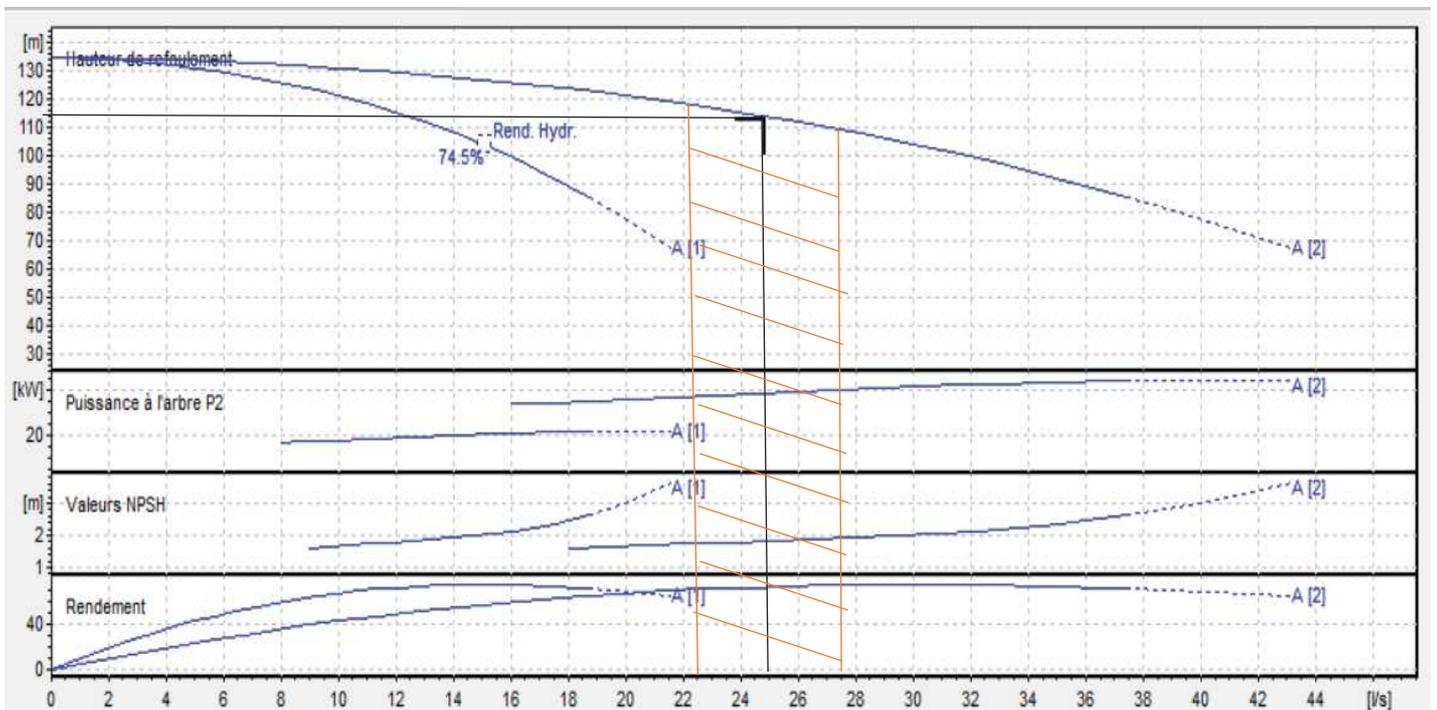


Figure IV-8 : Courbe représentant la plage de bon fonctionnement pour le refoulement (SR1-R2).

Le débit Q_p se situe dans la plage de bon fonctionnement de la pompe ($\pm 10\% Q_n$), en conséquence la pompe fonctionne dans de conformes conditions et ne nécessite aucun mode de réglage.

➤ **Etude de la cavitation pour le refoulement (SR1-R2)**

Données de base :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1,81$ m.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times 381,9$; $P_{at} = 9,8$ mce.
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C ; $T_v = 0,24$ mce.
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5$ da

tel que :

$$d_a = 80 \text{ mm} ; D_a = 1,5 \times 80 = 120 \text{ mm.}$$

Donc : $D_a = 125$ mm.

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 0,0125}{\pi \times 0,125^2} = 1,02$ m/s.
- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 0,025}{3,14 \times 1,02}} = 0,176 \text{ m.}$$

On pose : $D_c = 0,18$ m ; on aura $V_c = \frac{4 \times 0,025}{\pi \times 0,18^2} = 1$ m/s.

La vitesse est admissible donc on prend $D_c = 180$ mm.

- La perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 \times \left(\frac{5 \times 0,025^2}{0,18^{5,3}} + \frac{1,5 \times 0,0125^2}{0,125^{5,3}} \right) = 0,073 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_p^{asp} = 1,1 \times \Delta h_{asp}^{lin} = 1,1 \times 0,073 = 0,080 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 1,81 + 0,3 - 9,8 + 0,24 + \frac{1,02^2}{2 \times 9,81} + 0,080 = - 7,32 \text{ m.}$$

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

$$h_{adm}^{asp} = - 1,81 - 0,3 + 9,8 - 0,24 - \frac{1,02^2}{2 \times 9,81} - 0,080 = 7,32 \text{ m.}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 384,25 - 4 + 1,5 = 381,75 \text{ m.}$$

- La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 381,75 + 7,32 - 0,3 = 388,77 \text{ m}$$

IV.11.3 Le refoulement (R2-R3)

Pour un débit de 8,81 (l/s) et une hauteur manométrique totale de 127.88 m, on aura :

Tableau IV-10 : Résultats de choix des pompes pour le refoulement (R2-R3).

n	Q appelé (l/s)	HmT appelée (m)	Type de pompe	Rendement (%)	Hmt (m)	Vitesse (Tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nombre d'étage
1	8,81	127.88	PM 65/ 9 A	68.8	128	1750	16,1	1.33	9
2	4.5	127.88	PM 125/ 4 D	16.3	129	1750	41	8.03	4
3	3.02	127.88	PM 125/ 4 D	11.1	130	1750	40.8	9.13	4
4	2.55	127.88	PM 100/ 7 D	20.4	140	1750	19.8	2.86	7

D'après le tableau on déduit que la variante avec une seule pompe est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et le nombre de pompe qui sont tous minimaux.

On opte alors pour un choix d'une pompe en plus d'une autre pompe de secours identiques de type : **PM 65/ 9 A.**

➤ Description de la pompe PM 65/ 9 A

- 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.
- 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 / Caractéristiques

Tableau IV-11 : Caractéristiques de la pompe pour le refoulement (R2-R3).

Données techniques	Caractéristiques
Q	8,81 (l/s)
H	128 (m)
Rendement	68.8 (%)
Puissance absorbée	16.1 kW
(NPSH) requis	1.33 (m)
Diamètre de refoulement	DN 65 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	DN80 (UNI PN25)
Nombre de pompe	1+1 (de secours)

Tableau IV-12 : Caractéristiques du moteur de la pompe pour le refoulement (R2-R3).

Moteur	Données techniques
n. pôles	4
Fréquence	50 Hz
Puissance moteur	22 kW
Monophasé / Triphasé	3~
Tension nominale	460 V
Vitesse nominale	1750 tr/min

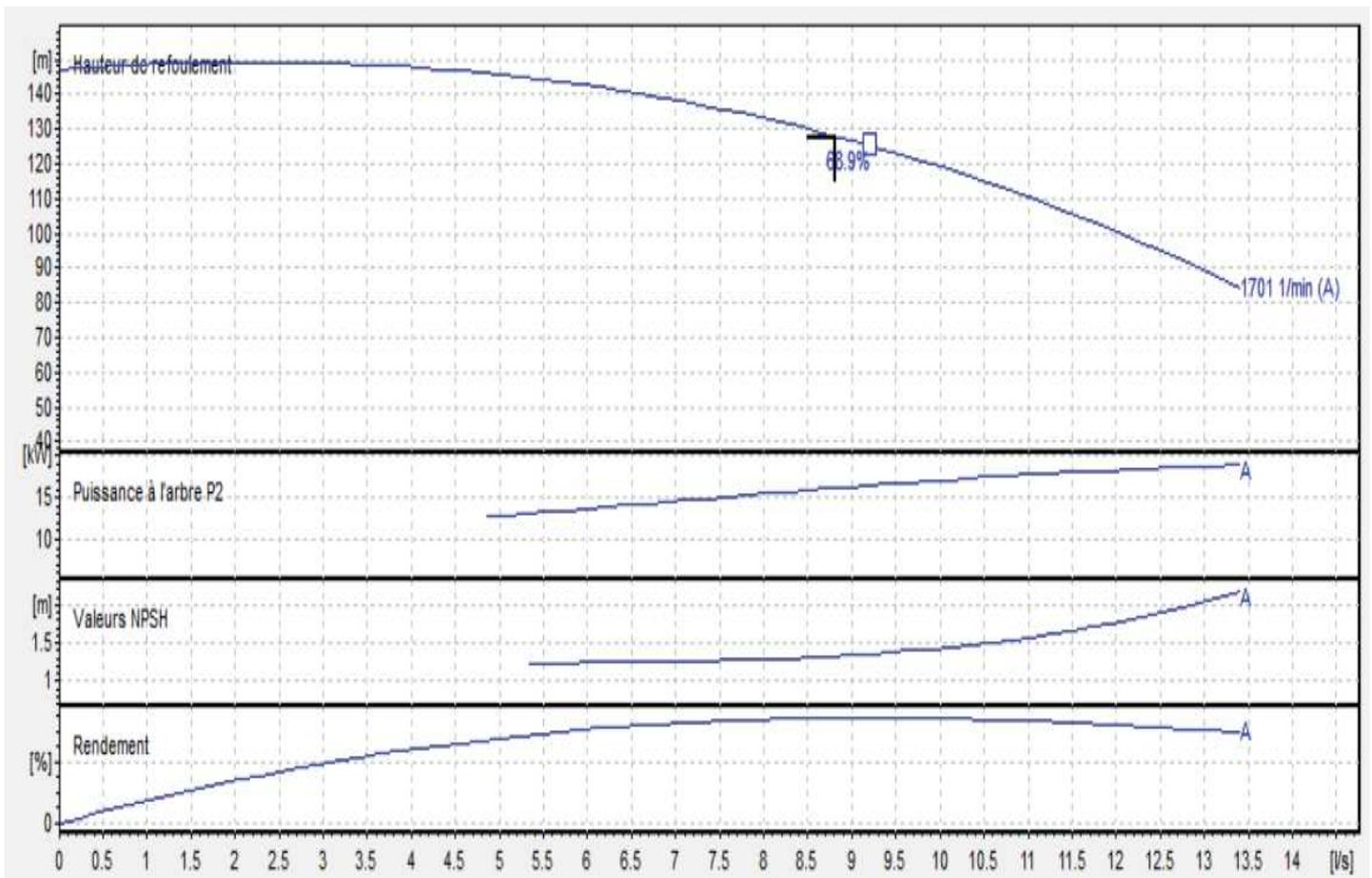


Figure IV-9 : Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de pompage pour le refoulement (R2-R3) de type PM 65/ 9 A.

➤ **Courbe caractéristique de la conduite du refoulement (R2) - (R3)**

Nous avons les données suivantes :

$Q = 8,81 \text{ l/s}$; $L = 1867,19 \text{ m}$; $HMT = 127,88 \text{ m}$; $H_g = 92,4 \text{ m}$; $D = 97 \text{ mm}$;

$\lambda = 0,0221007$

Selon la formule : $R = 437210,15$

$$H_c = 90,75 + (437210,15 \times Q^2)$$

Tableau IV-13 : Variation de la charge en fonction du débit de la conduite pour le refoulement (R2-R3).

Q(l/s)	Hc (m)
0	92,40
4	99,40
8	120,38
12	155,36
16	204,33
20	267,28
24	344,23
28	435,17
32	540,10
36	659,02
40	791,94
44	938,84

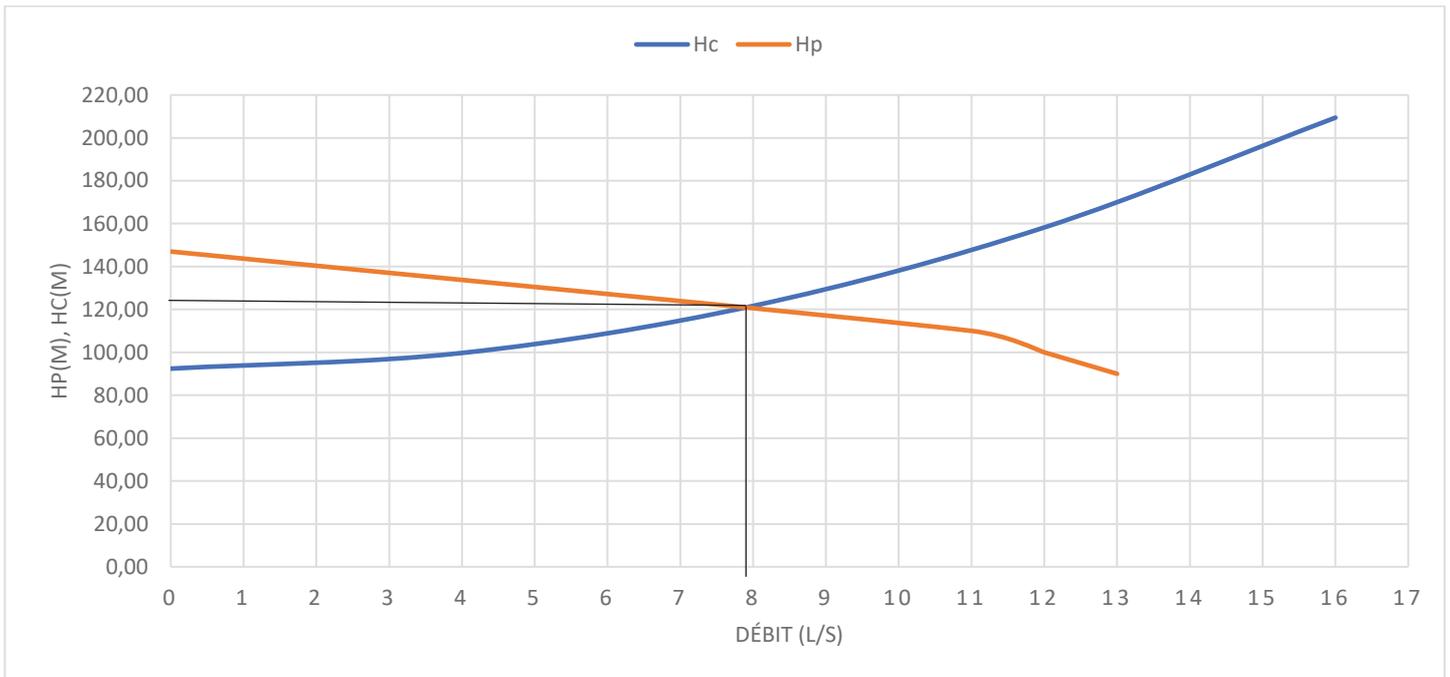


Figure IV-10 : le point de fonctionnement de la pompe du refoulement (R2-R3).

D'après le graphe on détermine la hauteur H_p et le débit Q_p du point de fonctionnement :

$H_p = 127 \text{ m}$ et $Q_p = 7,9 \text{ l/s}$.

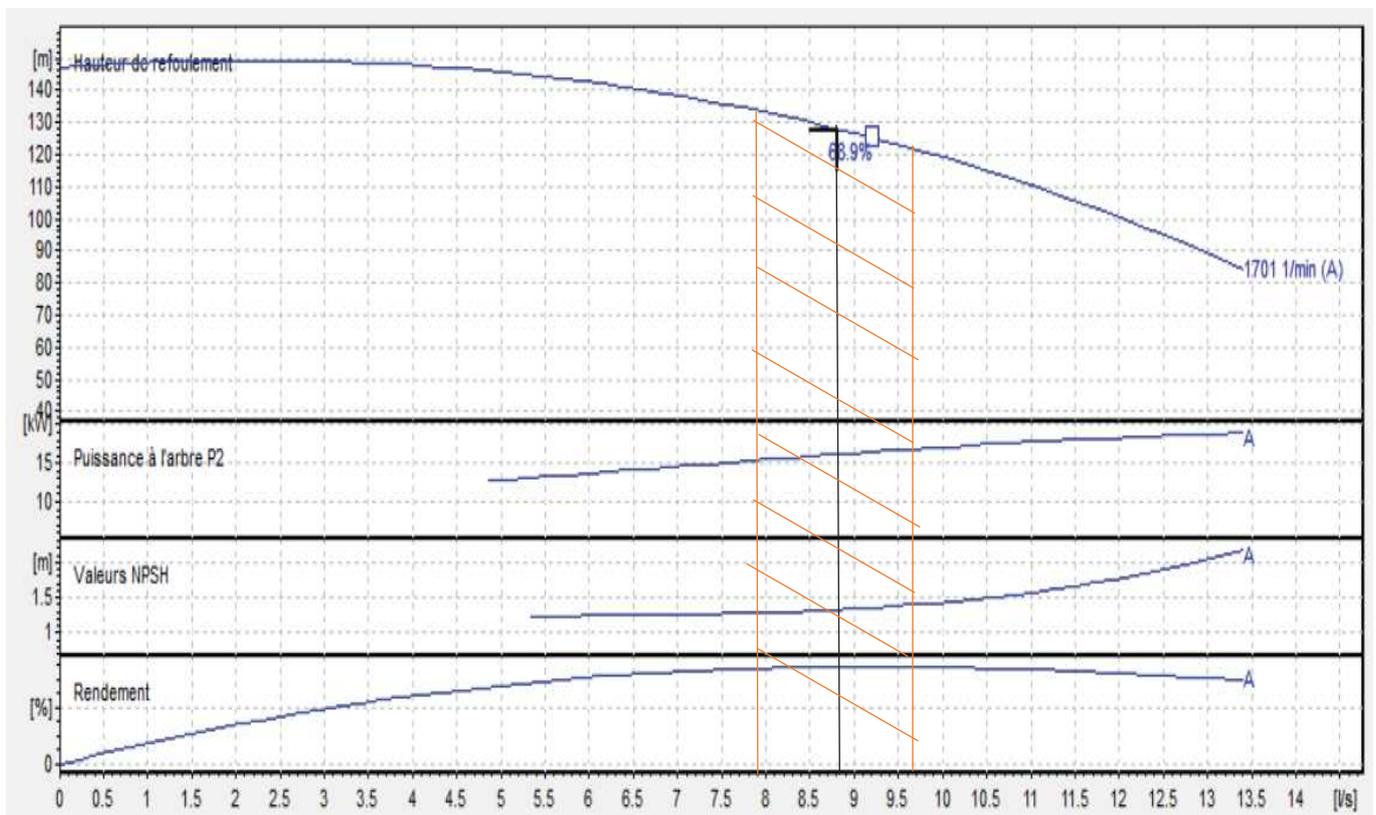


Figure IV-11 : Courbe représentant la plage de bon fonctionnement pour le refoulement (R2-R3).

Le débit Q_p se situe pas dans la plage de bon fonctionnement de la pompe ($\pm 10\% Q_n$), en conséquence la pompe fonctionnera dans de conformes conditions et ne nécessite aucun mode de réglage.

➤ **Etude de la cavitation pour le refoulement (R2-R3)**

Données de base :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1.33$ m.
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times 468,14$; $P_{at} = 9,68$ mce.
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C ; $T_v = 0,24$ mce.
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5$ da

tel que :

$$d_a = 65 \text{ mm} ; D_a = 1,5 \times 65 = 97,5 \text{ mm.}$$

Donc : $D_a = 100$ mm.

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 0,00881}{\pi \times 0,1^2} = 1,12$ m/s.

- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 0,00881}{3,14 \times 0,9}} = 0,112 \text{ m.}$$

On pose : $D_c = 0,125$ m ; on aura $V_c = \frac{4 \times 0,00881}{\pi \times 0,125^2} = 0,72$ m/s.

La vitesse est admissible donc on prend $D_c = 125$ mm.

- La perte de charge linéaire à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 \times \left(\frac{5 \times 0,00881^2}{0,125^{5,3}} + \frac{1,5 \times 0,00881^2}{0,1^{5,3}} \right) = 0,081 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_p^{asp} = 1,1 \times \Delta h_{asp}^{lin} = 1,1 \times 0,081 = 0,089 \text{ m}$$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 1,33 + 0,3 - 9,8 + 0,24 + \frac{1,12^2}{2 \times 9,81} + 0,089 = - 7,78 \text{ m.}$$

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

$$h_{adm}^{asp} = - 1,33 - 0,3 + 9,8 - 0,24 - \frac{1,12^2}{2 \times 9,81} - 0,089 = 7,78 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 471 - 4 + 1,5 = 468,5 \text{ m}$$

- La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 468,5 + 7,78 - 0,3 = 475,98 \text{ m}$$

IV.12 Protection des conduites contre le coup de bélier

Le coup de bélier est un cas particulier du régime transitoire, par définition c'est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement par la propagation d'une onde de pression caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques rencontrées.

Contrairement au cas du régime permanent, le régime transitoire est caractérisé par des variations de pressions et de vitesses dans le temps. Ces variations sont accompagnées par le phénomène de propagation d'ondes de pression qui parcourent le réseau pendant un certain temps jusqu'à leur amortissement et l'établissement d'un nouveau régime permanent.

Ces événements peuvent survenir suite à des manœuvres normales sur la canalisation ou à des incidents (panne d'une pompe, erreur de manipulation des vannes par exemple).

Dans notre étude de cas, une protection des conduites contre ce phénomène est primordiale.

IV.12.1 Problèmes liés au régime transitoire

Lors d'un coup de bélier, des efforts de pression très importants interviennent. Les effets sont particulièrement néfastes pour les tuyaux qui ne peuvent supporter des variations de pression trop grandes.

Les conséquences principales sont :

- Aspiration des joints, fuite, détérioration du revêtement interne de la conduite ou rupture de la conduite dans les cas extrêmes, toutes ces conséquences sont dues à la sensibilité des conduites aux surpressions et aux dépressions surtout au niveau des joints.

- Lorsque l'onde de pression se forme, si la pression devient inférieure à la pression de vapeur saturante, le phénomène de la cavitation fait son apparition.
- Le phénomène de vibrations sera d'autant plus fort que :

La vitesse de l'eau est élevée.

La longueur de la canalisation est importante.

Le diamètre de la canalisation est petit.

La fermeture de la vanne est rapide.

IV.12.2 Description du phénomène transitoire

Il survient après un arrêt instantané de la pompe ou la fermeture brusque d'une vanne.

Lors de la fermeture brutale de la vanne, les particules liquides trouvent devant elles un obstacle infranchissable, leur énergie cinétique se transforme donc en énergie potentielle qui se manifeste dans la compression du liquide et la dilatation de la conduite, la masse volumique de l'eau va alors légèrement augmenter.

Prenons l'exemple d'un arrêt instantané d'une pompe pour étudier les phases du phénomène du coup de bélier :

- **Phase 01**

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par « a ». Si la distance entre la pompe et le réservoir est « L », alors le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $t=L/a$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

- **Phase 02**

Par suite et par le biais de l'élasticité la conduite, cette dernière reprend son diamètre primitif, la pression également et cela se fait graduellement. L'eau se déplace alors dans le sens inverse du sens initial jusqu'à son arrivée au clapet de la pompe. Cette propagation dure du temps $t=L/a$ au temps $t=2L/a$.

- **Phase 03**

En raison de l'arrêt de la première tranche d'eau en contact avec le clapet cela va entraîner une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps $t=L/a$ c'est-à-dire à $3L/a$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée.

- **Phase 04**

Egalement par le biais de l'élasticité de la conduite, cette dernière reprend son état initial et s'équilibre à partir du réservoir vers la pompe, son diamètre primitif et la pression sont donc à nouveau normaux. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $t=L/a$ c'est-à-dire à $4L/a$ depuis l'origine et de ce fait nous retrouvons la même situation de départ qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc de $t=4L/a$.

Nous pouvons ainsi définir d'une autre manière le coup de bélier comme étant un phénomène oscillatoire de période $4L/a$ qui se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas ralenti par les pertes de charges dues aux frottements de l'eau dans la conduite.

IV.13 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents remèdes et installations actuellement contre le coup de bélier on peut citer :

- **Les réservoirs d'air anti-bélier**

C'est un réservoir à air comprimé et fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau.

- **La cheminée d'équilibre**

Lorsque les conditions topographiques et les hauteurs géométriques le permettent, il peut être envisagé d'introduire une cheminée d'équilibre, constituée par un réservoir en contact avec la surface libre. Ce dispositif permet de réduire les effets du coup de bélier. Il est toutefois à noter que ce dispositif anti-bélier est plutôt réservé pour les transferts d'eau brute et les forts débits.

- **Volant d'inertie**

L'utilisation d'un volant d'inertie monté sur l'arbre du groupe électropompe peut permettre l'augmentation du temps d'arrêt. Economiquement, cette solution n'est viable que pour les conduites de refoulement de quelques centaines de mètres ; de plus grandes conduites nécessiteraient des volants de taille exagérée ou impliqueraient des appels d'intensité de courant lors des phases de démarrage trop importants.

- **Les soupapes de décharge**

Elles permettent de réguler la pression en laissant s'échapper un certain débit.

- **Les ventouses**

Une entrée d'air est possible dans les cas de dépression.

Dans ce projet on opte pour une installation des réservoirs d'air anti-bélier pour la protection des conduites de refoulement qui assureront deux rôles :

- Atténuer les surpressions et les dépressions pour réduire la fatigue de la conduite.
- Alimentation de la veine liquide après arrêt du pompage.

IV.14 Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet d'estimer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Pour les méthodes de calcul on distingue :

- **Méthode de VIBERT**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes Installations.

- **Méthode de BERGERON**

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

IV.14.1 Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de VIBERT

Pour un fonctionnement normal nous avons :

La célérité de l'onde élastique est en fonction du fluide écoulé (eau), des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, la célérité « C » correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau. Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue.

Elle est donnée par la formule publiée par M^r B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite qui est la suivante :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \mu_m^2) * (1 - \mu_s)}{(1 - \mu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \mu_s)}}$$

Avec :

C : célérité d'onde en (m/s).

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³.

E_m : module de Young du matériau de la conduite, E_m = 3*10⁹ Pascal pour le PEHD.

E_s : module de Young du sol ; E_s = 2*10⁸ Pascal.

μ_m : coefficient de poisson du matériau, μ_m=0,46 pour le PEHD.

μ_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite, μ_s =0.33.

e_m : Epaisseur de la conduite (m) .

a : rayon intérieur de la conduite (m).

➤ La formule de la charge tenant compte du coup de bélier est la suivante :

$$Z = H_g + \frac{C * v_0}{g}$$

Avec :

V₀ : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de pesanteur.

H_g : la hauteur géométrique(m).

➤ La formule de la charge statique absolue est la suivante :

$$Z_0 = H_g + 10$$

Avec :

Z_0 = la pression absolue au refoulement en m.c.e.

➤ La formule de la charge maximale absolue est la suivante :

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C * v_0}{g}$$

D'où :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ \\ h_0 = \frac{v_0^2}{2 * g} \end{array} \right\} \rightarrow \text{abaque de VIBERT} \rightarrow \frac{U_0}{LS} ; \frac{Z_{min}}{Z_0}$$

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}}$$

Avec :

U_{max} : Volume max du réservoir d'air.

Les caractéristiques des adductions sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV-14 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction.

N° du tronçon	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
01	PEHD	200	0,031	1,31	1665,83	167,25
02	PEHD	200	0,031	1,18	2321,24	90,75
03	PEHD	125	0,012	1,19	1867,19	92,40

IV.14.1.1 Calcul de la célérité d'onde « C »

Les résultats du calcul de la célérité d'onde sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-15 : Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction.

N° du tronçon	K (Pa) ($\times 10^9$)	P (Kg/m ³)	a (m)	μ_m	μ_s	E_s (Pa) ($\times 10^8$)	E_m (Pa) ($\times 10^9$)	e_m (m)	C (m/s)
01	2,07	1000	0,078	0,46	0,33	2	3	0,022	717,76
02	2,07	1000	0,082	0,46	0,33	2	3	0,018	667,1
03	2,07	1000	0,049	0,46	0,33	2	3	0,014	720,49

IV.14.1.2 Calcul de la capacité des différents réservoirs d'air

Les résultats du calcul de la capacité des réservoirs d'air sont représentés dans le tableau suivant : (Voir annexe 2)

Tableau IV-16 : Calcul de la capacité des réservoirs d'air des différents tronçons de l'adduction.

N° du tronçon	Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	g (m/s ²)	h_0 (m)	h_0/Z_0 ($\times 10^{-4}$)	U_0/LS ($\times 10^{-4}$)	Z_{min}/Z_0	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	V (Litre)
01	177,25	273,1	1,31	9,81	0,0875	4,94	65	0,69	0,34	0,49	500
02	100,75	181	1,18	9,81	0,0710	7,05	65	0,62	0,47	0,76	1000
03	102,40	190	1,19	9,81	0,0722	7,05	60	0,6	0,13	0,22	500

IV.15 Conclusion

Après l'étude de choix, on a adopté des pompes centrifuges multicellulaires à hautes pressions à axe horizontal. Ces dernières sont actionnées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tout en tenant compte des effets destructeurs de la cavitation.

Notre réseau de refoulement est également protégé par des réservoirs d'air contre le coup de bélier avec des capacités en litre de 500, 1000 et 500 respectivement aux premiers tronçons, deuxième tronçon et troisième tronçon.

CHAPITRE V :

Organisation du chantier.

V.1 Introduction

L'organisation d'un chantier demande et impose un rythme de travail et pour cela il faut une bonne utilisation des moyens humains et matériels dans le but de rechercher : la rapidité, la qualité et l'économie. Dans ce chapitre nous allons déterminer l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution des travaux de notre projet dans les meilleures conditions possibles, abaisser au maximum les coûts et dans les plus brefs délais.

Les étapes des différents travaux sur les chantiers de réalisation des adductions pour un projet d'A.E.P sont :

- Implantation des tracés des tranchées sur le terrain ;
- Nivellement de la plate-forme de pose ;
- Excavation des tranchées ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblaiement des tranchées.

V.2 Travaux de l'adduction

V.2.1 Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés espacés d'une distance de cinquante mètres par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont en conséquence bien déterminées.

V.2.2 Nivellement de la plate-forme de pose

Le nivellement est l'ensemble des opérations consistant à mesurer des différences de niveau, généralement pour déterminer des altitudes. En d'autres termes, le nivellement permet de mesurer des dénivelés puis de déduire l'altitude de repères ou de points caractéristiques du sol ou d'ouvrages.

V.2.3 Excavation des tranchées

En général, une excavation est un trou dans le sol causé par l'enlèvement de matériaux. Une tranchée est une excavation dont la profondeur dépasse la largeur. Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1.2m afin de :

- 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 définie de façon à ce que l'homme puisse intervenir, bouger et travailler sans gêne, elle dépend principalement du diamètre de la conduite à installer.

L'excavation requière la détermination de quelques paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (h).
- La largeur de la tranchée (b).

V.2.3.1 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 :

$$H = D + h + h_1 \dots \dots \dots (V-1)$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée en (m).

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite entre 80 et 120 cm, dans notre cas on prend $h = 1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,1$ m.

V.2.3.2 Largueur de la tranchée (b)

Elle est calculée par la formule suivante :

$$b = D + 0,6 \dots \dots \dots (V-2)$$

Avec :

b : la largeur de la tranchée en (m).

D : diamètre extérieur de la conduite en (m).

V.2.3.3 Section de la tranchée (St)

Les sections des tranchées sont calculées par la formule suivante :

$$St = H \times b \dots \dots \dots (V-3)$$

V.2.3.4 Détermination de la capacité du godet

La tranchée est exercée avec une pelle rétro, le tableau suivant regroupe les normes de la capacité du godet en fonction du volume de terrassement :

Tableau V-1 : Les normes de la capacité du godet en fonction du volume de terrassement.

Volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10 000	≤10 000	>20 000	>100 000
Capacité du godet (m ³)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

V.2.3.5 Calcul du rendement d'exploitation de la pelle

Le rendement est déterminé par la formule suivante :

$$R = G \times n \times Kr \times Ku \times (1/Kf) \dots \dots \dots (V-4)$$

Avec :

R : rendement d'exploitation de la pelle.

G : capacité du godet de l'excavation (m³).

n : nombre de cycle de l'excavateur = 3600/T où T = (15 - 20) secondes.

Dans notre cas on prend T= 20 secondes, alors : n = 3600/20 = 180 cycle/h.

Kr : coefficient de remplissage Kr = (0,6 à 0,8). Dans notre cas on prend Kr égal à 0,7.

Ku : coefficient d'utilisation de temps Ku = (0,7 à 0,9). Dans notre cas on prend Ku égal à 0,8.

Kf : coefficient de foisonnement Kf = 1,2.

V.2.4 Pose de la canalisation

V.2.4.1 Le principe de pose des canalisations

Le dilemme de la pose de canalisation se fait en fonction du relief de notre terrain on rencontre différents types de pose, on cite :

- Pose en terre.
- Pose dans un terrain peu consistant.
- Pose dans un terrain marécageux.
- Pose en galerie.
- Traversée d'une rivière.
- Pose en pente.

V.2.4.2 Aménagement du lit de pose

Le lit de pose est composé généralement de matériaux fin (sable) d'une couche de 10cm au minimum permettant ainsi le drainage du fond de la tranchée.

$$V_s = b \times e \times L$$

Avec :

V_s : Volume du lit de sable (m^3).

e : Epaisseur du lit de sable, $e = 10$ cm.

L : Longueur de la tranchée (m).

V.2.4.3 Introduction de la canalisation

Lors de la pose de la canalisation en tranchée, celle-ci doit être soumise à respecter quelques recommandations :

- S'assurer que la tranchée est dépourvue de corps étrangers pouvant ainsi causer des chocs à notre conduite.
- Le fond de la tranchée doit avoir été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite.
- De ne pas laisser les revêtements à endommager.
- Vérifier l'alignement.

V.2.4.4 Epreuve d'essai de pression des joints et des canalisations

Avant le remblaiement l'essai de pression des joints et des conduites est indispensable, et celui-ci se fait à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste à remplir la conduite avec de l'eau avec une pression de 1,5 fois la pression de service à la quelle la conduite sera soumise lors de son fonctionnement.

V.2.5 Remblaiement des tranchées

Une fois l'épreuve d'essai de pression achevée, l'étape suivante consiste au remblaiement de notre tranchée par le biais d'un engin et en utilisant la terre du déblai.

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable comme suivant :

$$V_r = V_d - V_s - V_c \dots\dots\dots(V-5)$$

$$S_c = \frac{\pi D^2}{4} \dots\dots\dots(V-6)$$

$$V_c = S_c \times L \dots\dots\dots(V-7)$$

Avec :

V_r : volume du remblai (m^3).

V_d : volume du déblai (volume excavé) (m^3).

V_c : volume occupé par la conduite (m^3).

S_c : section de la conduite (m^2).

D : diamètre de la conduite (m).

V.2.6 Calcul du temps d'exécution

Les engins ont une durée d'exécution et se calcule de la manière suivante :

$$T_{\text{ex}} = \frac{V}{R} \dots \dots \dots (V-8)$$

Avec :

T_{ex} : temps d'exécution (jour).

V : volume à enlever (m^3).

R : rendement de l'engin (m^3/jour).

V.2.7 Détermination du volume des travaux de l'adduction

Les résultats des différents volumes de travaux d'adduction sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-2 : Détermination des différents volumes des travaux de l'adduction.

Tronçon	D (mm)	L (m)	H (m)	b (m)	St (m^2)	Vd (m^3)	Vs (m^3)	Vc (m^3)	Vr (m^3)
01	200	1665,83	1,3	0,8	1,04	1732,46	133,26	52,33	1545,87
02	200	2321,24	1,3	0,8	1,04	2414,09	185,7	72,92	2155,47
03	125	1867,19	1,225	0,725	0,87	1624,46	135,37	22,91	1466,18
TOTAL						5771,01	454,33	148,16	5167,52

V.2.8 Détermination du temps d'exécution des travaux de l'adduction

Pour un godet de capacité $G = 0,25 \text{ m}^3$, on calcule le rendement :

$$R = 0,25 \times 180 \times 0,7 \times 0,8 \times (1/1,2) = 21 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Les résultats du temps d'exécution de chaque tache sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V-3 : Détermination des différents temps d'exécution des travaux de l'adduction.

Opération	Tronçon	Type de matériau	Volume (m ³)	Capacité du godet (m ³)	R (m ³ /h)	Tex (jour)
Décapage	01	PEHD	1732,46	0,25	21	3,44
	02	PEHD	2414,09	0,25	21	4,79
	03	PEHD	1624,46	0,25	21	3,22
Lit de sable	01	PEHD	133,26	0,25	21	0,26
	02	PEHD	185,7	0,25	21	0,37
	03	PEHD	135,37	0,25	21	0,27
Remblayage	01	PEHD	1545,87	0,25	21	3,07
	02	PEHD	2155,47	0,25	21	4,28
	03	PEHD	1466,18	0,25	21	2,91

V.3 Travaux de la station de pompage

V.3.1 Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage

La suivante note de calcul a pour objet de dimensionner les trois stations de pompage (Reprise : SR01, SR02, SR03) projetées dans le cadre de l'étude de renforcement en AEP de Mraiel et ses centres environnants.

V.3.1.1 La hauteur du bâtiment

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \dots \dots \dots (V-9)$$

Avec :

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

$h_{\text{réserve}} = 0,7 \text{ m}$.

$h_{\text{socle}} = (20 \text{ à } 60) \text{ cm}$; $h_{\text{socle}} = 25 \text{ cm}$.

h_p : Hauteur de la pompe est égale à $495 \text{ mm} = 0,5 \text{ m}$.

$h_5 = 0,5 + 0,25 + 0,7 = 1,45 \text{ m}$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme ; $h_6 = 2,5 \text{ m}$

h_7 : Hauteur du chariot ; $h_7 = 0,5 \text{ m}$

h_8 : Hauteur profilée ; $h_8 = 1 \text{ m}$

h_9 : Hauteur de sécurité ; $h_9 = 0,15$ m

$H_b = 1,45 + 2,5 + 0,5 + 1 + 0,15 = 5,6$ m.

V.3.1.2 Largeur du bâtiment

$$l_{rb} = N_p \times L_{rg} + (N_p - 1) D_{int} + D_{pm1} + D_{pm2} \dots \dots \dots (V-10)$$

Avec :

l_b : . Largeur du bâtiment

L_{rg} : Largeur du groupe électropompe = 1,2 m.

N_p : Nombre de pompe = 2

D_{int} : Distance entre deux pompe voisines = 1,5 m.

D_{pm1} : Distance entre la pompe et l'extrémité intérieure du mur du bâtiment = 1.8 m.

D_{pm2} : Distance entre la pompe et l'extrémité intérieure du mur du bâtiment = 2 m.

$l_{rb} = 2 \times 1,2 + (2 - 1) \times 1,5 + 1,8 + 2 = 7,7$ m.

V.3.1.3 Longueur du bâtiment

$$L_b = L_{bu} + L_g + L_{rcc} + L_{rcd} \dots \dots \dots (V-11)$$

Avec :

L_{bu} : Longueur du bureau est de 4,2 m.

L_g : Longueur du groupe électropompe est de 2,5 m.

L_{rcc} : Longueur réservée pour les caniveaux des câbles est de 1,5 m.

L_{rcd} : Longueur réservée pour les caniveaux de drainage et le regard de vidange est de 2 m

$L_b = 4,2 + 2,5 + 1,5 + 2 = 10,2$ m.

Tableau V-4 : Les dimensions de la station de reprise.

Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur du mur (m)	Portes (m)	Fenêtres (m)	
10,2	7,7	5,6	0,3	3 × 2	Principale	Secondaire
					2 × 1,6	1 × 0,8

En outre on a également les dimensions suivantes :

- Poteaux : $b \times h = 40 \times 40$ cm
- Poutres : $b \times h = 40 \times 40$ cm

Afin de fonder notre station de pompage, les travaux à exécuter sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton des poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures ainsi que la dalle.
- Maçonnerie et finition.

V.3.2 Détermination de la capacité du godet

Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites, son choix se fait en se basant sur la capacité du godet de l'excavateur.

Tableau V-5 : Choix du bulldozer selon les normes de la capacité du godet.

Classe du bulldozer selon la puissance du tracteur (kW)	40-60	70-118	120-140	150-300
Capacité du godet de la pelle (m ³)	0,3-0,65	0,75-1	1,25-1,5	2-3

Pour une capacité du godet de la pelle 0,35 m³, les caractéristiques du bulldozer sont les suivants :

Puissance du bulldozer ; P = 40 kW.

Largeur de la lame ; L = (2 – 3) m.

Hauteur de la lame ; H = (1 – 1,5) m.

V.3.3 Calcul des volumes

V.3.3.1 Décapage

$$Vd = L \times l \times e \dots \dots \dots (V-12)$$

Avec :

Vd : Volume à décaper (m³).

L : Longueur du bâtiment (m).

l : largeur du bâtiment (m).

e : épaisseur à décaper (m)

Tableau V-6 : Calcul volume de décapage et son temps d'exécution pour une station de pompage.

N	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur à décaper (m)	Vd (m ³)	R (m ³ /h)	Tex (min)
Station de pompage	10,2	7,7	5,6	0,1	7,85	25,2	18,69

V.3.3.2 Excavation (fouilles)

Pour une fouille $V = 1,4 \times 1,4 \times 1,5 = 2,94 \text{ m}^3$.

Pour 12 fouilles $V_{exc} = 2,94 \times 12 = 35,28 \text{ m}^3$.

$V_{exc} = \mathbf{35,28 \text{ m}^3}$.

V.3.3.3 Béton de propreté

Pour une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$V_{bp} = 1,4 \times 1,4 \times 0,1 = 0,196 \text{ m}^3$.

Pour 12 fouilles $V_{bpt} = 12 \times 0,196 = \mathbf{2,35 \text{ m}^3}$.

Avec :

V_{bp} : Volume du béton de propreté pour une fouille.

V_{bpt} : Volume total du béton de propreté.

V.3.3.4 Béton armé

- **Semelles**

$V_s = 0,4 \times 1,4 \times 1,4 = 0,78 \text{ m}^3$.

$V_{st} = 0,78 \times 12 = \mathbf{9,36 \text{ m}^3}$.

Avec :

V_s : Volume du béton armé pour une semelle.

V_{st} : Volume total du béton armé des semelles.

- **Demi-poteau**

$$V_{dp} = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 \text{ m}^3.$$

$$\text{On a 12 demi-poteaux : } V_{dpt} = 12 \times 0,16 = \mathbf{2,08 \text{ m}^3}.$$

Avec :

V_{dp} : Volume du béton armé pour un demi-poteau.

V_{dpt} : Volume total du béton armé des demi-poteaux.

- **Chape inférieure**

La chape inférieure à une épaisseur de 7cm, on aura donc :

$$V_{cinf} = 0,07 \times 10,2 \times 7,7 = \mathbf{5,5 \text{ m}^3}.$$

- **Poteaux**

$$V_p = 5,6 \times 0,4 \times 0,4 = 0,9 \text{ m}^3.$$

$$\text{Pour 12 poteaux : } V_{pt} = 0,9 \times 12 = \mathbf{10,8 \text{ m}^3}.$$

V.3.3.5 Remblai

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté.

- **Fouille**

$$V_r = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) \dots\dots\dots(V-14)$$

Avec :

V_0 : Le volume d'une fouille.

V_1 : Le volume occupé par le béton de propreté.

V_2 : Le volume occupé par le demi – poteau.

V_3 : Le volume occupé par la semelle.

Le volume du remblai pour chaque fouille est de :

$$V_r = 2,94 - (0,196 + 0,16 + 0,78) = 1,80 \text{ m}^3.$$

$$\text{Donc pour 12 semelles } V_{rt} = 1,80 \times 12 = 21,6 \text{ m}^3.$$

- **Remblai compacte de la dalle inférieure :**

$$V_{rc} = 0,9 \times 10,2 \times 7.7 = 70,69 \text{ m}^3$$

- **Remblai compacte total**

$$V_{rct} = 21,6 + 70,69 = 92,29 \text{ m}^3$$

Tableau V-7 : Les volumes des différentes opérations et leur temps d'exécution pour une station de pompage.

Opération	V (m3)	R (m3/h)	Tex (jour)
Décapage	7,85	25,2	0,013
Excavation	35,28	21	0,07
Remblai	92,29	21	0,183

Pour les 3 stations de pompage on aura un total de volume de travaux à exécuter de :

$$V_{\text{décapage}} = 23,55 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{excavation}} = 105,84 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{remblai}} = 276,87 \text{ m}^3.$$

V.3.4 Maçonnerie

V.3.4.1 Maçonnerie du mur

Les dimensions des briques à utiliser sont de (30 × 20 × 10).

$$S_b = 0,06 \text{ m}^2.$$

$$\text{Surface du mur } S = 2 \times 5,6 \times (10,2 + 7.7) = 200,48 \text{ m}^2.$$

$$N_b = 200,48 / 0,06 = 3342 \text{ Briques.}$$

Nombre de brique qu'il faut commander est :

$$N_b = 3342 + 100 = 3442 \text{ Briques.}$$

V.4 Planification des travaux de l'adduction

Avant d'entamer les travaux sur chantier, nous devons faire une planification des travaux qui consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utilisation avec économie les moyens humains, matériels ainsi que matériaux pour assurer l'efficacité de l'action entreprise.

L'objectif de la planification :

Le travail à entreprendre doit se faire :

- Dans un ordre correct (bonne succession des travaux).
- A temps (sans retard).
- Aussi économique que possible.

La méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode élaborée par les Américains où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement.

V.4.1 Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches des travaux d'adduction et leurs durées sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V-8 : Temps de réalisation des opérations à exécuter de l'adduction.

Indicateur	Opération à exécuter	Durée (jrs)
A	Exécution des tranchées pour le premier tronçon (PEHD)	5
B	Exécution des tranchées pour le deuxième tronçon (PEHD)	6
C	Exécution des tranchées pour le troisième tronçon (PEHD)	5
D	Pose du lit de sable pour le premier tronçon (PEHD)	2
E	Pose du lit de sable pour le deuxième tronçon (PEHD)	3
F	Pose du lit de sable pour le troisième tronçon (PEHD)	2
G	Pose de canalisation pour le premier tronçon (PEHD)	9
H	Pose de canalisation pour le deuxième tronçon (PEHD)	11
I	Pose de canalisation pour le troisième tronçon (PEHD)	10
J	Remblayage des tranchées pour le premier tronçon (PEHD)	5
K	Remblayage des tranchées pour le deuxième tronçon (PEHD)	6
L	Remblayage des tranchées pour le troisième tronçon (PEHD)	5

V.4.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

Le tableau suivant définit la relation d'une opération qui succède ou précède une autre opération donnée dans les travaux d'exécution d'un projet adduction :

Tableau V-9 : la tâche qui succède et précède chaque opération de l'adduction.

Opération	Précède	Succède
A	BD	-
B	EC	A
C	F	B
D	GE	A
E	HF	BD
F	I	EC
G	JH	D
H	KI	GE
I	L	HF
J	K	G
K	L	JH
L	-	KI

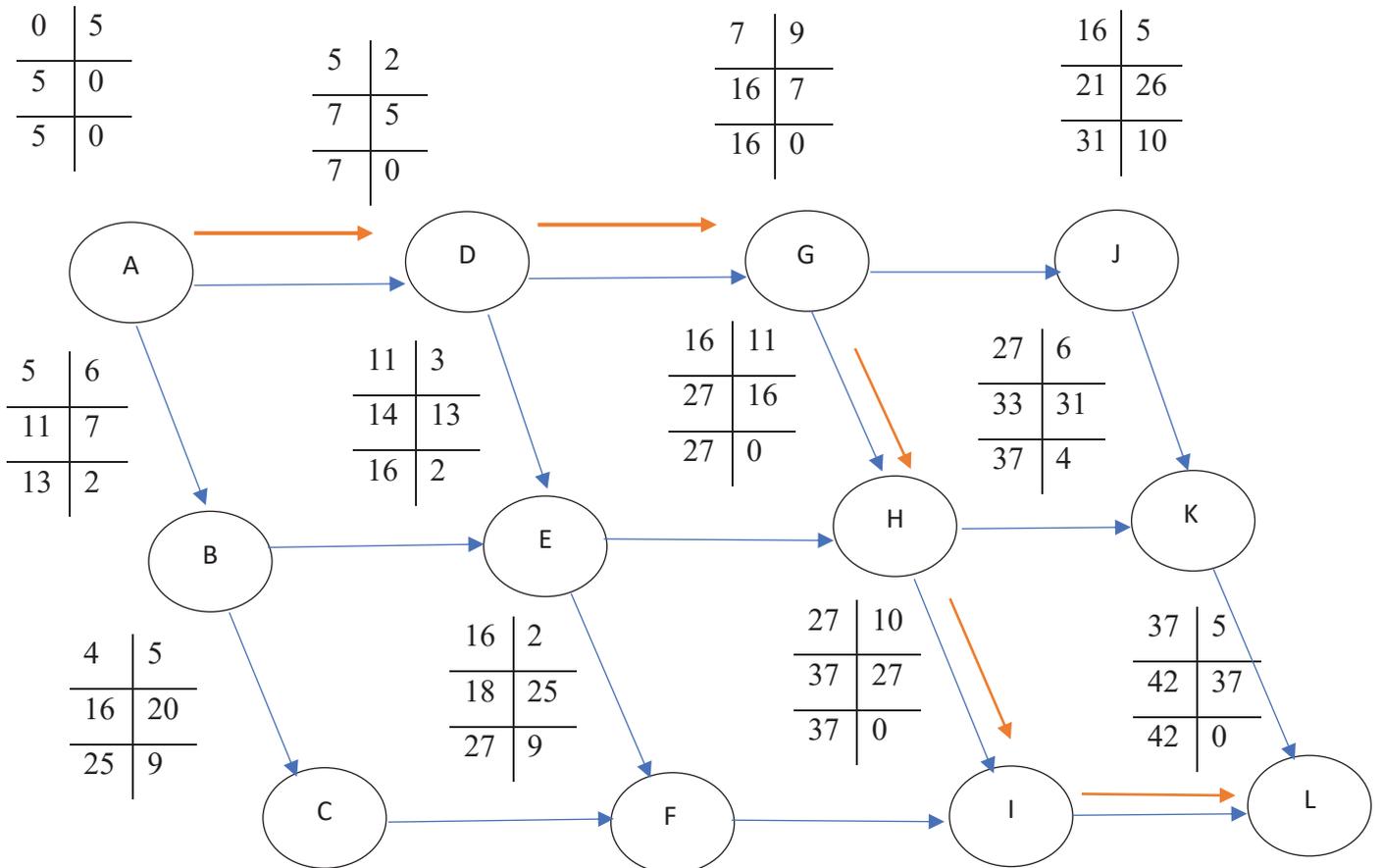
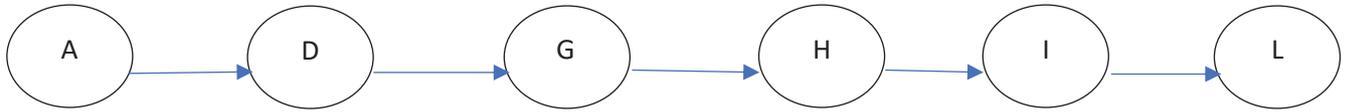


Figure V-1 : le réseau à nœud (CPM) de l'adduction.

Le temps de réalisation de notre projet d'adduction est de **42 jours**.

Le chemin critique est le suivant :



V.4.3 Choix des engins de terrassement

Les engins que nous allons choisir pour la réalisation de notre projet sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un dozer.
- Un chargeur.
- Un Compacteur.

➤ **Pelle hydraulique**

La pelle mécanique hydraulique est un engin de chantier également connu sous le nom de pelle hydraulique, pelleteuse ou excavatrice.

La pelle hydraulique est constituée d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus, surmonté d'une tourelle dotée d'une rotation continue sur 360 degrés. Cette tourelle porte le moteur, les organes hydrauliques (pompe, moteurs, vérins), le poste de conduite et l'équipement (bras, flèche, balancier et godet).

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydrauliques.

➤ **Dozer**

Le bulldozer est un tracteur à chenilles muni d'une lame frontale. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet de rabaisser ou de relever. Si la lame est en position basse, l'engin fait un terrassement par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm. En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régler des tas de déblais en couches d'épaisseur de 20 à 30 cm également. La position haute est une position de transport.

Dans certains engins, la lame est inclinable par pivotement autour d'articulations horizontales. Ce mouvement est commandé par des bras poussoirs hydrauliques.

➤ **Chargeur**

Très largement utilisé dans les chantiers de terrassement, il permet, outre le chargement des camions, de créer, modifier, et déplacer de manière rapide des tas de terres excavées.

➤ **Compacteur**

Le compacteur est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton », servant à tasser le sol support ou toute autre couche d'une voie carrossable.

V.5 Evaluation financière du projet

Cette opération consiste à déterminer les quantités de travaux à exécuter pour la réalisation de notre projet et par la suite définir le cout total en les multipliant par les prix unitaires de chaque tâche.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-10 : Devis estimatif du projet.

N° Lot	Désignation	Unité	Qté	P/U	Montant (DA)
01	Travaux de terrassement des conduites				
1.01	Décapage	m ³	5 771,01	300	1 731 303
1.02	Pose du lit de sable	m ³	454,33	1 200	545 196
1.03	Remblaiement des tranchées avec du TVO	m ³	5 167,52	300	1 550 256
02	Travaux de terrassement des stations de pompage				
2.01	Décapage	m ³	23,55	300	7 065
2.02	Excavation	m ³	105,84	200	21 168
2.03	Remblai	m ³	276,87	300	83 061
03	Canalisations				
03.1	Conduite PEHD Ø200 PN20	ml	1 665,83	1 707,37	2 844 187,99
03.2	Conduite PEHD Ø200 PN16	ml	2 321,24	871,78	2 023 629,27
03.3	Conduite PEHD Ø125 PN16	ml	1 867,19	403,21	752 877,60
04	Pompes				
04.1	Pompe pour la station de pompage 01	U	2	3 674 983,4	7 349 966,8
04.2	Pompe pour la station de pompage 02	U	3	2 766 183,2	8 298 549,6
04.3	Pompe pour la station de pompage 03	U	2	2 808 157	5 616 314
05	Réservoir anti-bélier				
05.1	Réservoir anti bélier 500 L	U	2	680 000	1 360 000
05.2	Réservoir anti bélier 1000 L	U	1	820 400	820 400
06	Robinetterie				
06.1	Ventouse	U	9	63 753,8	573 784,2
06.2	Robinet de vidange	U	10	34 320	343 200
Total HT					33 920 958,46
TVA 19%					6 444 982,11
TOTAL TTC					40 365 940,57

Nous estimons que le cout financier des travaux de ce présent projet s'élève à un montant de **40 365 490,57 DA** - quarante millions trois cent soixante-cinq mille neuf cent quarante virgule cinquante-sept (DA) -.

V.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons en premier lieu établi une étude quantitative des volumes de travaux de notre projet d'adduction, en second lieu nous avons entrepris une planification des travaux qui est essentiel au bon déroulement de la réalisation et enfin le choix des engins les plus appropriés et un devis financier estimatif a ce projet arrêté à **40 365 490,57 DA** - quarante millions trois cent soixante-cinq mille neuf cent quarante virgule cinquante-sept (DA).

Conclusion générale.

Conclusion générale

Au cours de ce travail, on a adopté les différentes techniques pour l'étude et la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. En effet, cette étude de renforcement en eau potable est projetée à un horizon futur 2050 dont la population des zones concernées a été estimée à 6949 habitants.

Les besoins maximums en eau de consommation qui ont été estimés portent un débit maximum journalier de 1788,67 m³/j soit 20,7 l/s pour répondre aux besoins des zones touchées à l'horizon d'étude.

Concernant le tracé et le dimensionnement de l'adduction dont la longueur totale est de 5854,26 m et compte tenu de la topographie du terrain qui est accidentée avec des dénivelées considérables soit de 372 m entre l'ouvrage de départ et celui de l'arrivée. Nous avons projeté des conduites en PEHD de 200 mm de diamètre pour le premier et le deuxième tronçon sur des longueurs de 1666,83 m et 2321,24 m respectivement, et pour le troisième tronçon nous avons opté pour un diamètre de 125 mm en PEHD sur une longueur de 1867,19 m.

Le transfert de l'eau est assuré par la projection de deux stations de pompage et une station de reprise. Afin de protéger nos conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, nous avons projeté des réservoirs d'airs anti-bélier dans chaque sortie de station de pompage.

Nous avons enfin pu déterminer les quantités de volumes, une planification et une estimation financière des coûts des travaux de notre projet qui s'élève à **40 365 490,57** de Dinars Algériens sur une durée de 42 jours.

Afin d'assurer la sécurité de notre réseau d'adduction, il est à retenir qu'il est indispensable de faire une maintenance préventive et périodiquement sur le système et ses constituants afin d'assurer une bonne gestion et la longévité du réseau.

Bibliographie

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : **DUPONT.A, 1988**,« Hydraulique urbaine », Tome II, Edition Eyrolles. Paris. France.

[2] : **SALAH.N,2014**, "Alimentation en potable des agglomérations "

[3] : **MFE** « Etude d'adduction d'eau potable de la commune de Bordj Emir Abdelkader (W.Tissemsilt) » **(2018)**

[Www.dpompe.fr](http://www.dpompe.fr) pour les prix des pompes.

CATALOGUE

[4] : Catalogue accessoire PEHD (GROUPE CHIALI 2019)

[5] : Catalogue CAPRARI (2011)

[6] : Générateur de prix (Fonte). Espace urbain. Algérie.

Catalogue BAYARD by TALIS "Tarif février 2019" pour les prix de la robinetterie.

Annexes

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

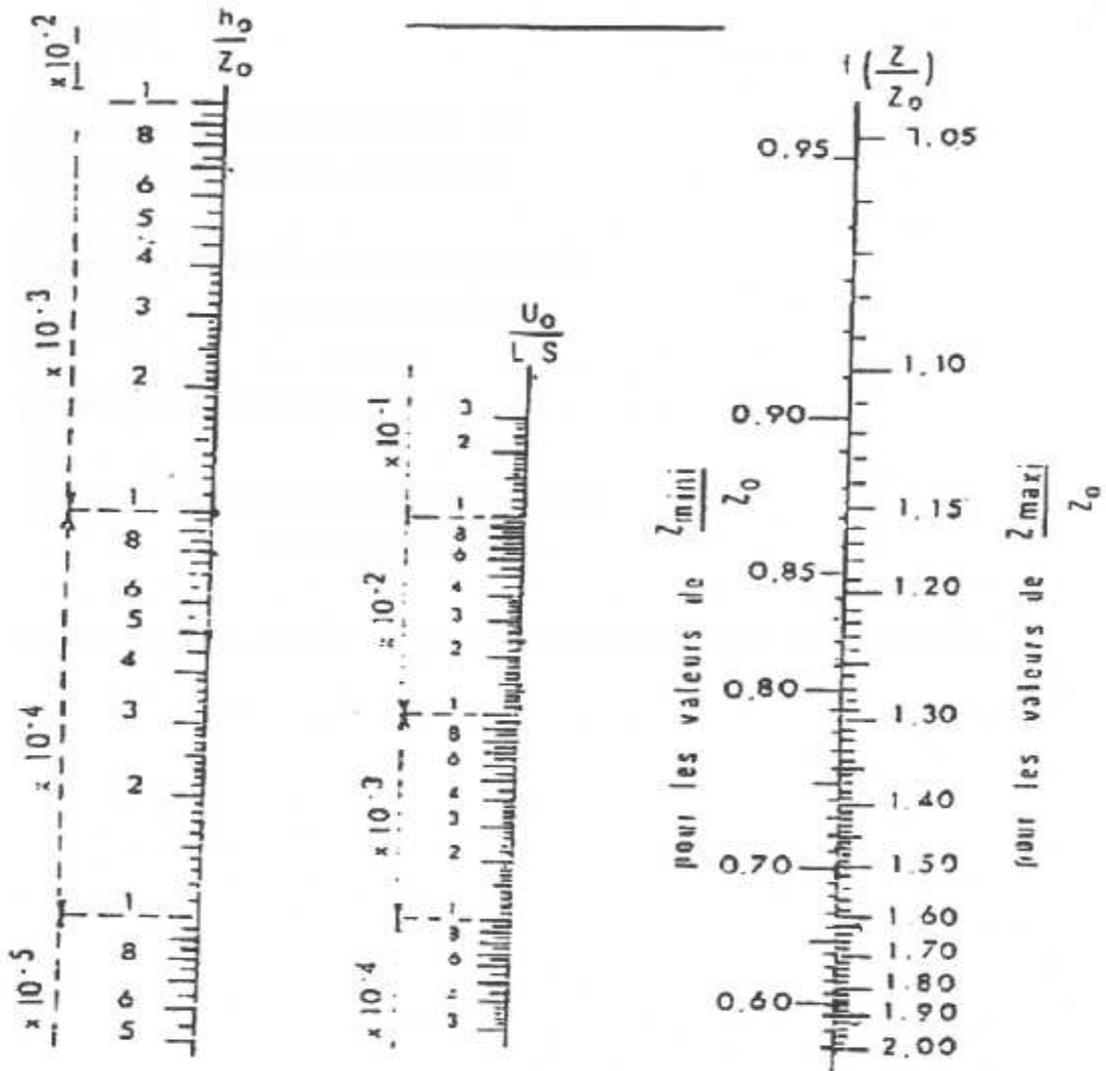


PLANCHE XXVII

Annexe 2 : Abaque de VIBERT.