

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'adduction mixte gravitaire et par station de pompage de refoulement a la commune de Bouderbala (w. Bouira) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0014-12

APA Citation (توثيق APA):

Nacef , Sidahmed (2012). Etude de l'adduction mixte gravitaire et par station de pompage de refoulement a la commune de Bouderbala (w. Bouira)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation en eau potable

THEME :

**ETUDE DE L'ADDUCTION MIXTE GRAVITAIRE ET PAR
STATION DE POMPAGE DE REFOULEMENT A LA COMMUNE
DE BOUDERBALA .WILAYA DE BOUIRA**

Présenté par :

M^r NACEF SIDAHMED

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r B.SALAH	MC.A	Président
M^r M.S BENHAFID	MA.A	Examineur
M^{me} W.MOKRANE	MA.A	Examinatrice
M^r A.HACHEMI	MA.A	Examineur
M^r M.BOUZIANE	MA.B	Examineur
M^r O.KHODJET -KESBA	MC.A	Promoteur

Juillet-2012



Remerciements



Je tiens à remercier :

- *Monsieur **KHOJET KASBA OMAR** pour le thème qu'il nous a proposé et l'aide qu'il nous a apporté le long de notre travail.*

- *Monsieur **BOUMADIANNE WALID** qui a bien voulu diriger ce travail et pour les conseils et l'aide qu'il nous a donné.*

Nous remercions également tous les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieur de l'Hydraulique, sans oublier de remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour l'élaboration de ce travail.



- *A ma mère et mon père*
- *A mes frères et sœurs*
- *A mes nièces et mes neveux*
- *A tous ceux que j'aime et ceux que
j'aimerais*
- *Au monde de bonheur de l'amour et de
prospérité*
- *Au gens pauvres et malheureux*

A tout ceux je dédie ce travail

|

-SIDAHMED-

ملخص

تقع بلدية بouderbala في شمال شرق ولاية البويرة و تتكون من عدة قرى و تجمعات سكنية منتشرة عبر الجبال المكونة للبلدية .

يعتمد سكان هذه البلدية على المنابع الطبيعية القليلة المنتشرة عبر الجبال للتزود بمياه الشرب لذلك يعتبر هذا المشروع و المتمثل في تزويد البلدية بمياه سد كدية أسردون عبر الخزان المتواجد بالأخضرية ذو أهمية كبيرة . تتضمن هذه الدراسة طريقة الإنجاز ،بالإضافة إلى التجهيزات و المعدات المستعملة خلال عملية الإنجاز .تنتهي

Résumé

La commune de Bouderbala est située au Nord Est de la wilaya de Bouira, appartient à la Daïra de LAKHDARIA, la distance qui sépare la commune et la wilaya est de 65Km, la commune constitue des villages et des rassemblements résidentielles répandues sur les montagnes qui compose la commune.

Les communautés satisfaisaient leurs besoins en eau potable à partir des sources ou bien des puits personnels, nous proposons comme une solution de ce problème.une alimentation qui sera réalisée à partir du grand réservoir de Lakhdaria alimenté depuis le barrage de Koudiet Accerdoune.

Cette étude conclue la méthode de réalisation, aussi les équipages et matériels utilisés pour réaliser ce projet.

Abstract

The Bouderbala region is located at the North Est. of Bouira, and it is composed in small towns situated in the mountains.

The People of this region depend on the natural resources to satisfy their drinking water needs. Therefore, our project is considered very important because it tries to provide this region with water from the daw of Koudiet Accerdoune through stores located in Lakhdaria.

This study consists of the way of achievement beside the devices needed.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I.1 Description générale de la zone d'étude.....	2
I.2 Situation géographique.....	3
I.3 Situation climatologique.....	3
I.3.1 Climat.....	3
I.3.2 Température.....	3
I.3.3 Pluviométrie.....	3
I.4 Séismicité.....	4
I.5 Relief.....	4
I.6 Population.....	4
I.7 Situation hydraulique actuelle.....	5
I.8 Ressources en eau.....	5
Conclusion	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	7
II.1 Evolution de la population à l'horizon d'étude.....	7
II.2 Estimation des besoins en eau potable.....	8
II.2 .1 Les besoins domestiques.....	8
II.2.1.1 L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	8
II.2.2 Besoins scolaires.....	9
II.2.3 Besoins administratifs.....	9
II.2.4 Besoins sanitaires.....	10
II.2.5 Besoins socioculturels.....	10
II.2.6 Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	14
II.3 Variations de consommation maximale et minimale journalière.....	11
II.3.1 Consommation maximale journalière.....	11
II.3.2 Consommation minimale journalière.....	12
II.4 Variation des débits horaires.....	12

II.5 Calcul de déficit de consommation.....	16
Conclusion.....	16

Chapitre III: Les réservoirs

Introduction.....	17
III.1 Choix de la cote d’implantation et emplacement des réservoirs	17
III.2 Classification des réservoirs.....	17
III.3 Choix du réservoir.....	17
III.4 Equipements du réservoir.....	17
III.4.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	17
III.4.1.1 Par Le haut.....	18
III.4.1.2 Par Le bas.....	18
III.4.2 Conduite de départ ou de distribution.....	18
III.4.3 Conduite de trop-plein.....	18
III.4.4 Conduite de vidange.....	18
III.4.5 Conduite by-pass.....	19
III.4.6 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	19
III.5 Calcul de la capacité des réservoirs.....	20
III.5.1 La méthode analytique.....	20
III.5.2 Méthode graphique.....	21
III.5.3 Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique.....	22
III.5.4 Forme des réservoir.....	24
III.6 Dimensionnement des Bâches de reprises des stations de pompage.....	25
III.6.1 Bâche de la station de pompage N°1 (SP1).....	25
III.6.2 Bâche de la station de pompage N°2 (SP2).....	26
Conclusion.....	26

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Introduction.....	27
IV.1 Types d'adduction.....	27
IV.1.1 Adduction gravitaire	27
IV.1.2 Adduction par refoulement	27
IV.1.3 Adduction mixte.....	27
IV.2 Choix des matériaux de canalisation.....	27
IV.2.1 Fonte.....	27
IV.2.2 Acier.....	28
IV.2.3 PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre).....	28
IV.2.4 PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène).....	28
IV.3 Proposition de variantes.....	29
IV.3.1 Variante N°1.....	29
IV.3.2 Variante N°2.....	29
IV.4 . Vérification de la vitesse dans les conduites existantes.....	30
IV.4 Dimensionnement de l'adduction.....	31
IV.4.1 Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons.....	31
IV.4.2 Détermination du diamètre avantageux.....	31
IV.4.3 Les frais d'investissement.....	33
IV.5 Etude technico-économique de l'adduction.....	33
IV.5.1 Etude de l'adduction par refoulement.....	33
IV.5.2 Calcul des pertes de charge	34
IV.5.2.1 Pertes de charge linéaires	34
IV.5.2.2 Pertes de charge singulières.....	54
IV.5.2.3 Pertes de charge totales.....	35
IV.5.3 Calcul de la hauteur manométrique totale.....	35
IV.5.4 Puissance absorbée par la pompe.....	36
IV.5.5 Energie consommée par la pompe.....	36
IV.5.6 Frais d'exploitation.....	36
IV.5.7 Frais d'amortissement.....	37
IV.5.8 Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement.....	37

IV.5.8.1 Tronçon SP 1 –Réservoir de Bouderbala Nord.....	37
Conclusion.....	39

Chapitre V: Etude du pompage

Introduction	40
V.1 Définition	40
V.2 Couplage des pompes.....	40
V.3 Choix du type de pompe.....	40
V.4 Choix du nombre de pompes.....	40
V.4.1 Refoulement SP1 – Réservoir de Bouderbala Nord.....	41
V.4.2 Refoulement SP1 –SP2.....	42
V.4.3 Refoulement : SP2 – Réservoir de Bouderbala Sud.....	44
V.5 Courbes caractéristiques des pompes.....	45
V.6 Point de fonctionnement d’une pompe.....	49
V.7 Courbe caractéristique de la conduite.....	49
V.7.1 Refoulement SP 1 - Réservoir de Bouderbala Nord.....	50
V.7.2 Refoulement SP 1 – SP 2.....	52
V.7.3 Refoulement SP 2 - Réservoir de Bouderbala Sud.....	54
V.8 Modes de réglage.....	55
a) Débit disponible > Débit appelé	55
b) Débit disponible < Débit appelé.....	57
V.8.1 Refoulement :SP 1 - Réservoir Bouderbala Nord.....	58
a)Vannage.....	58
b) Diminution du temps de pompage.....	59
c) Rognage.....	59
V.8.2 Refoulement : SP 1 – SP 2.....	60
V.8.3 Refoulement : SP 2 - Réservoir de Bouderbala Sud.....	61
V.9 Choix du moteur électrique.....	62
V.9.1 Critères de choix du moteur électrique.....	62

V.9.2 Refoulement :SP 1 - Réservoir de Bouderbala Nord.....	63
V.9.3 Refoulement : SP 1 – SP 2.....	63
V.9.4 Refoulement : SP 2 - Réservoir de Bouderbala Sud.....	63
V.10 Etude de la cavitation.....	64
V.11 Calage de la pompe.....	65
a) Refoulement :SP 1 - Réservoir de Bouderbala Nord.....	65
b) Refoulement : SP 1 – SP 2.....	66
c) Refoulement : SP 2 - Réservoir de Bouderbala Sud.....	67
V.12. Bâtiment de la station de pompage	68
V 12.1 Types des bâtiments des stations de pompage.....	68
V .12.2.Construction du bâtiment	68
V .12.3.Choix du type de bâtiment	68
V.12.4 Dimensionnement de la 1 ^{ere} station de pompage.....	69.
a)La hauteur du bâtiment.....	69
b) La longueur du bâtiment	70
c) Largeur du bâtiment.....	71
d) Calcul du nombre de fenêtres.....	71
V .12.5. Dimensionnement de la 2 ^{eme} station de pompage.....	72.
a)La hauteur du bâtiment.....	72
b) La longueur du bâtiment.....	72
c) Largeur du bâtiment.....	73
d) Calcul du nombre de fenêtr.....	73
V. 13. Dimensionnement du Réseau d'aération.....	74
V.13.1. par la méthode de l'alimentation minimum	74
V.13.2.Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation par la méthode du taux de ventilation.....	74
Conclusion.....	75

Chapitre VI : Protection des conduites contre le régime transitoire

Introduction	76
VI.1 Les causes du coup de bélier	76
VI.2 Les conséquences du coup de bélier	76
a) Cas de la surpression.....	77
b) Cas de dépression.....	77
c) Fatigue de la canalisation.....	77
VI.2.Le Calcul du coup Bélier.....	77
VI.2.1.La valeur numérique de coup de bélier	77
VI.3.Les Réservoir d'air	80
VI.3.1. Principe de fonctionnement.....	80
VI.3.2. Calcul de la célérité d'onde C.....	
VI.3.3. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air.....	82
.Conclusion.....	82

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction	83
VIII.1 Différents travaux à entreprendre.....	83
VIII.1.1 Travaux concernant l'adduction.....	83
a) Exécution des tranchées.....	83
b) Pose du lit de sable.....	83
c) Pose des conduites.....	83
d) Epreuve de joint et de la canalisation.....	83
e) Remblayage des tranchées.....	84
f) Nivellement et compactage	84
VIII.1.2 Travaux concernant les stations de pompage.....	84
VIII.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	85
VIII.2.1 Déblais d'excavation.....	85
VIII.2.1.1 La profondeur de la tranchée.....	85
VIII.2.1.2 Largueur de la tranchée.....	85
VIII.2.2 Lit de sable.....	86
VIII.2.3 Remblais compacté.....	86
VIII.2.4 Volume de la conduite.....	86
VIII.3 Choix des engins de terrassement.....	87

VIII.3.1 Pelle hydraulique.....	88
VIII.3.2 Bulldozer.....	88
VIII.3.3 Chargeur.....	89
VIII.3.4 Compacteur.....	90
VIII.4 Planification des travaux	90
VIII.4.1 Planification des travaux de l'adduction.....	90
VIII.4.2 Définitions des tâches et leurs durées.....	91
Conclusion.....	92
Conclusion générale.....	93

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1: situation administrative de la commune de Bouderbala.....	5
---	---

CHAPITRE III

Figure III .1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.....	20
---	----

CHAPITRE IV

Figure IV .1 shama représentatif de la zone d'étude.....	
--	--

CHAPITRE V

Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM 100/3B.....	46
Figure. V.2 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM 80/4A.....	47
Figure. V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM 100/4B	48
Figure .V.4: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 1).....	51
Figure .V.5: Point de fonctionnement de la pompe 02(SP N°1).....	53
Figure .V.5: Point de fonctionnement de la pompe (SP N°2).....	55

Figure .V.7: Courbe caractéristiques de la SP N°1 (pompe 1) après réglage du débit.....	59
Figure .V.7: Courbe caractéristiques de la SP N°1 après réglage du débit.....	61
Figure .V.9: Courbe caractéristiques de la pompe 03(Sp 2) après réglage du débit.....	62

CHAPITRE VII

Figure VII 1:représentation de différentes étapes de pose de la canalisation..	84
Figure VII.2 : Pelle hydraulique.....	88
Figure VII.3: Bulldozer.....	89
Figure VII.4: Chargeur.....	89
Figure VII.5 : Compacteur.....	90

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm).....	4
Tableau I.2.répartition de la population en 2008.....	3

Chapitre II Estimation des besoins en eau

Tableau II.1: Tableau de répartition de population à l'horizon 2030	7
Tableau II.2: Tableau récapitulatif des consommations journalières	8
Tableau II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires	9
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs	9
Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	10
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels	10
Tableau II.7: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières	

.....	11
Tableau II.8: Consommation maximale et minimale journalière pour chaque région.....	12
Tableau II.9 : Variation du débit horaire pour la région du Bouderbala Nord	14
Tableau II.10 : Variation du débit horaire pour la région du Bouderbala Sud.....	15
Tableau II.11: Tableau des déficits à combler à l'année 2030.....	16

Chapitre III Les réservoirs

Tableau III.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bouderbala Nord.....	22
Tableau III.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bouderbala Sud.....	23
Tableau III.3: Tableau donnant les dimensions des réservoirs	24
Tableau III.4: Evaluation du volume résiduel de la bache (SP1)	25
Tableau III.5: Tableau donnant les dimensions de bache de reprise.....	26

Chapitre IV Etude d'adduction

Tableau IV.1: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.....	29
Tableau IV.2. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons.....	31
Tableau IV.3: Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction...32	
Tableau IV.4: Frais d'investissement des conduites gravitaires	33
Tableau IV.5: Calcul de la HMT du tronçon du SP 1 –Réservoir de Bouderbala Nord.....	38
Tableau IV.6: Calcul des frais d'amortissement du SP 1 –Réservoir de Bouderbala Nord.....	38
Tableau IV.7: Calcul des frais d'exploitation du SP 1 –Réservoir de Bouderbala Nord	39
Tableau IV.8: Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir de Bouderbala Nord.....	39

CHAPITRE V Etude de pompage

Tableau V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	41
Tableau V.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	43
Tableau V.3: Calcul de HMT	44
Tableau V.4: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	44
Tableau V.5 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1_R1	50
Tableau V.6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP1-SP2	52
Tableau V.7: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP2_R 2	54
Tableau V.8: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	64
Tableau V.9 : Choix du type de bâtiment	69

CHAPITRE VI Protection des conduites contre le régime transitoire

Tableau VI.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement	81
Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement	81
Tableau VI.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement	82

CHAPITRE VII Organisation du chantier

Tableau VII.1: calcul du volume du déblai de l'adduction	85
Tableau VII.2: calcul du volume du lit de sable	86
Tableau VII.3: calcul du volume des conduites	87
Tableau VII.4: Volumes des travaux de l'adduction	87
Tableau VII.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction	91

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan topographique de la partie projeté gravitaire de l'adduction

Planche N° 2 : Plan topographique de la partie projeté refoulement de l'adduction

Planche N° 3 : Profil en long de l'adduction projeté gravitaire

Planche N° 4 : Profil en long de l'adduction projeté de refoulement

Planche N° 5 : Schéma représentatif des différentes dimensions de pompe

Planche N° 6 : Schéma représentatif de la station de pompage

INTRODUCTION GENERALE

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et L'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile, tant en raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré et des techniques industrielles modernes.

Vu la dilapidation du capital précieux qui augmente du jour au lendemain, il est nécessaire même indispensable de prévoir une culture de l'eau c'est à dire des méthodes rationnelles pour la réalisation des projets d'alimentation en eau potable, irrigation, gestion et distribution.

A partir de ce principe toute étude faite doit, dans notre cas d'alimentation en eau potable d'une ville, à la fois satisfaire le consommateur et répondre aux circonstances actuelles c'est a' dire la bonne estimation des besoins, étude technico-économique.

Dans notre étude on veut alimenter la commune de Bouderbala en eau potable a' partir du réservoir de Lakhdaria qui est alimenter a' partir du barrage Koudiet accerdoune.

Ce projet arrive pour satisfaire les différents besoins en eau de la population, et améliorer leur état de vie.

Dans notre projet on se propose de mettre le point sur les différents éléments (connaissance, théorique et pratique) nécessaire pour la conception et le dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable.

CHAPITRE I
REPRESENTATION DE LA ZONE
D'ETUDE

Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation générale de l'agglomération du point de vue géographique, climatologique et géologique, et connaître la situation hydraulique actuelle afin de calculer le déficit à combler.

I.1 Description générale de la zone d'étude

La commune de BOUDERBALA se trouve a' la rive gauche de la Wilaya de BOUIRA, les différents localités qu'on veut desservir de l'eau potable sont les suivantes;

Région nord;

*Drabilia

*Arkoub

*Talaougueni

*Tamerkenit

Région sud;

*Ouled chalabi

*Dramcha

*Tazrout

*Ouled belaid

1.2 : Situation géographique

La commune de BOUDERBALA se situe au sud est de la ville d'Alger elle appartient à la daïra de LAKHDARIA dans la wilaya de BOUIRA

La commune de BOUDERBALA est délimitée comme suite;

* Au Nord par les communes de Béni amrane et Kaddara wilaya de Boumerdes

* Au Sud la commune de Boukrem

* Au Est la commune de kaddara

* Au Ouest la commune de lakhdaria

I.3.Situation climatologique

I.3.1.Climat

La zone d'étude est caractérisée par un climat tempéré méditerranéen divisé en deux saisons, un hiver doux et pluvieux et un été chaud et sec; La saison sèche est caractérisée par une longue période de sécheresse qui peut durer de quatre à cinq mois.

1.3.2. Température

La température moyenne du mois le plus froid est de 6,3°C et celle du mois le plus chaud est de 33°C. Elles correspondent respectivement au mois de janvier et d'août. Elle a une valeur moyenne de 18.31°C.

1.3.3. Pluviométrie

La répartition mensuelle des pluies de notre région d'étude est donnée par la station pluviométrique couvre les données du période (1985 à 2010), La répartition des pluies est représentée par le tableau suivant :

Tableau 1.1 : Répartition mensuelle moyenne de la pluie en (mm)

MOIS	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Pmoy	78,4	60,35	60	50,24	44,2	7,8	2,3	2,85	28,5	50,8	85,8	110

Source : (ANRH) Blida

*Saison pluvieuse de Novembre à Février

*Saison sèche de Juin, Juillet et Août.

*Saison moyenne de Septembre, Octobre, Mars, Avril et Mai.

I.4.Séismicité

La sismicité de la région est importante si on se réfère à la carte des zones sismiques dressées en 1971 par l'institut de la météorologie et de physique, d'après les données des tremblements de terre entre 1716 et 1970 la région appartient à la zone de degré 5.

Cette activité est en relation avec une activité tectonique (déformation, compression) récente qui affecte la partie superficielle de la lithosphère surtout dans la partie nord de l'Algérie

I.5.Relief

La zone d'étude a un terrain accidenté, caractérisé par une vallée et des montagnes ont des altitudes moyens.

I.6.Population

D'après L APC de Bouderbala la population totale de la zone d'étude atteignait les 17661 habitants (données de 2008) .Cette population est répartie comme suit entre les différents centres

	Localités	Nombre d'habitants 2008
Bouderbala Nord	Drablia	3446
	Arkoub	2158
	Talaougueni	825
	Tamerkenit	858
Bouderbala sud	Ouled chalabi	3421
	Dramcha	1959
	Ouled Belaid	2435
	Tazrout	2559

I.7.Situation hydraulique actuelle

Actuellement la population de la commune Bouderbala est alimentée par des puits personnels, ou bien par des sources qui se trouvent dans quelques localités.

I.8.Ressources en eau

La zone à desservir a besoin d'une quantité moyenne d'eau, à cet effet la DHW de Bouira (Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Bouira), a lancé un projet pour l'alimenter, et cela à l'aide du réservoir de 10 000 M³ qui se trouve dans la daïra de Lakhdaria alimenté à partir du barrage de koudiet accerdoune.

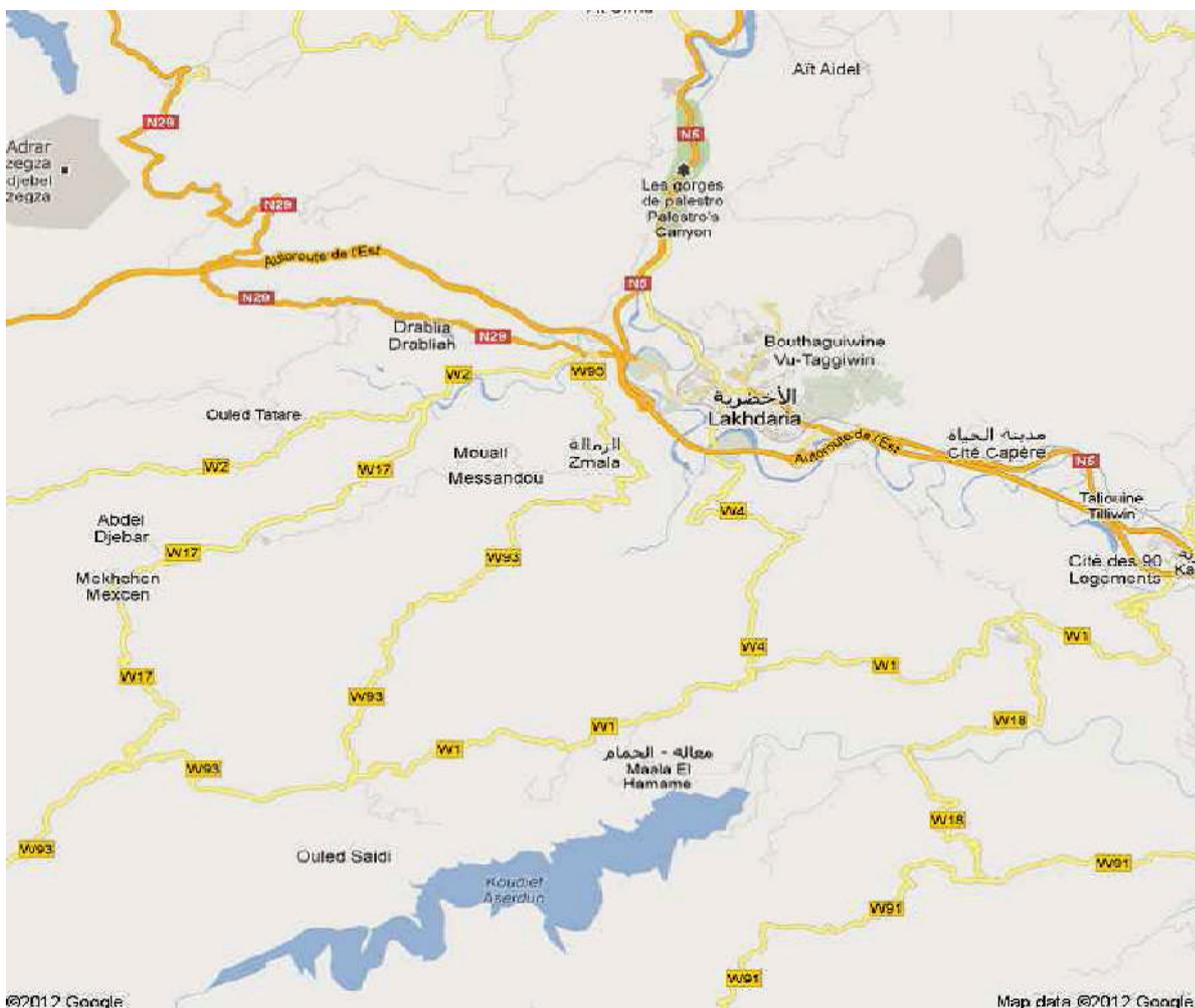


Figure I.1: situation administrative de la commune de Bouderbala

Conclusion

A partir de ce chapitre on peut conclure:

- Notre agglomération a une faible densité d'habitants qui permet d'alimentée a' partir du réservoir de L'AKHDARIA.
- Notre zone d'étude s'apparente aux régions montagneuses, qui caractérisé par un climat chaud surtout dans le saison d'été.

CHAPITRE II
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction;

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs par exemple l'évolution de la population, ce qui entraîne dans ce chapitre le calcul des besoins pour un horizon d'étude de 2030.

II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude;

D'après la DHW de la wilaya de Bouira, le taux d'accroissement est de 2,6%. La population par localités est calculée par rapport à l'horizon 2030 c'est-à-dire 22 ans par la relation suivante;

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

P_0 : population à l'année de recensement 2008.

a : taux d'accroissement démographique, $a = 2,6\%$;(source DHW).Bouira

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (22ans)

Tableau II.1: Tableau de répartition de population à l'horizon 2030

	Localités	N° d'habitants 2008	Taux	Nombre d'habitants 2030
Bouderbala Nord	Drabilia	3446	2,6	6062
	Arkoub	2158	2,6	3796
	Talaougueni	825	2,6	1451
	Tamerkenit	858	2,6	1509
Bouderbala sud	Ouled chalabi	3421	2,6	6017
	Dramcha	1959	2,6	3446
	Ouled Belaid	2435	2,6	4283
	Tazrout	2559	2,6	4502

II.2 Estimation des besoins en eau potable

II.2 .1 Les besoins domestiques

II.2.1.1 L'évaluation de la consommation moyenne journalière

Pour répondre à toutes les sortes de consommation, la dotation moyenne selon la source d'APC est arrêtée à 150l/j/hab .Pour le calcul des besoins moyens journaliers, en utilise la formule suivante

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

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier

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

N: nombre d'habitants

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des consommations journalières

	Localités	Nombre d'habitants 2030	Dotation (l/j/hab)	Débits (m³/j)
Bouderbala Nord	Drablia	6062	150	909,30
	Arkoub	3796	150	569,55
	Talaougueni	1451	150	217,65
	Tamerkenit	1509	150	226,35
Bouderbala Sud	Ouled chalabi	6017	150	902,55
	Dramcha	3446	150	516,9
	Ouled Belaid	4283	150	642,45
	Tazrout	4502	150	675,3

II .2.2 .Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont regroupés dans le tableau suivant:

La région	Equipement	Nombre	Effectif	Dotation (l/j/hab.)	Qmoy j (m3/j)	La somme
Bouderbala Nord	Ecoles primaires	4	1962	20	39,24	52,14
	CEM	1	645	20	12,9	
Bouderbala Sud	Ecoles primaires	6	2800	20	56	96,06
	CEM	1	1000	20	20	
	Lycée	1	745	20	14,9	
	CFPA	1	258	20	5,16	
					La somme	148,2

II .2.3 . Besoins administratifs

Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs

La région	Type d'équipement	Nombre d'employer	Dotation (l/j/hab.)	Qmoy j (m3/j)	La somme
Bouderbala Nord	1_Bureau de poste	10	15	0,15	0,15
Bouderbala Sud	1_APC	38	15	0,57	8,94
	1_Gendarmerie	30	150	4,5	
	1_Garde communale	25	150	3,75	
	1_Bureau de poste	08	15	0,12	
				La somme	9,09

II .2. 4. Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

La région	Equipement	Unité (malade)	Dotation (L/j/lit)	La somme	
Bouderbala Nord	1_centre de santé	100	300	75	
	2_salle de soin	150	300		
Bouderbala sud	2_ salle de soin	140	300	42	
				La somme	117

II .2.5 . Besoins socioculturels;

Les différents besoins socioculturels sont assemblés dans le tableau suivant;

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

La région	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Superficie	Dotation (l/j/usag) (l/j/m ²)	Débit (m ³ /j)	La somme
Boudebala nord	4_mosquée	2000	–	10	20	21
	1_Salle de sport	–	250	04	01	
Boudebala sud	4_mosquée	1700		10	17	28,6
	1_centre culturel	–	400	04	1,6	
	1_ stade	–	250	04	10	
					La somme	49,6

11.2.6 .Récapitulatif des différentes consommations journalières

Les besoins de différentes consommations calculées sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau II.7: Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

La région	Besoin domestique	Besoin scolaire	Besoin sanitaire	Besoin administratif	Besoin socioculturel	Total Qmoy j
Bouderbala Nord	1922,85	52,14	75	0,15	21	2071,14
Bouderbala Sud	2737,2	96,09	42	8,94	28,6	2912,83
La somme	4660,05	148,20	117	9,09	49,6	4983,97

II.3. Variations de consommation maximale et minimale journalière

II .3.1. Consommation maximale journalière

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

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

$Q_{max.j}$: Consommation maximale journalière (m /s)

$Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière (m/s)

Avec : $K_{maxj} \in [1,1-1,3]$

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

D'où: $Q_{max.j}=1,3*Q_{moy.j}$

II.3.2. Consommation minimale journalière

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

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

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

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

Avec : $K_{minj} \in [0,7 - 0,9]$

On prend $K_{min.j}=0,9$

D'où : $Q_{min.j}= 0.9 Q_{moy.}$

TableauII.8: Consommation maximale et minimale journalière pour chaque région;

La région	Q moy j (m^3/s)	K max j	Q max j (m^3/s)	K min j (m^3/s)	Q min j (m^3/j)
Bouderbala nord	2071,14	1,3	2692,48	0,9	1864,02
Bouderbala sud	2912,83	1,3	3786,67	0,9	2621,54

En intégrant les coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum, on garanti la satisfaction des besoins en eau de notre agglomération ce qui permet de dimensionner le réseau en fonction du débit maximum journalier qui est égal à $Q_{max j}=6479,15 (m^3/j)$ c'est-à dire $Q_{max j}=74,991 /s$

II.4.Variation des débits horaires

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération en basant sur le tableau II.6 (voir annexe II) Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend deux localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles. A l'horizon 2030, Le nombre d'habitants de chaque commune est entre 10000 et 50000 correspondent à la deuxième colonne de répartition.

Tableau n.9 : Variation du débit horaire pour la région du Bouderbala Nord

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	Qmaxj=2692,48 (m ³ /j)		Cumulée (intégrale)	
(h)	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	1,50	40,39	1,50	40,39
1_2	1,50	40,39	3,00	80,78
2_3	1,50	40,39	4,50	121,17
3_4	1,50	40,39	6,00	161,56
4_5	2,50	67,31	8,50	228,87
5_6	3,50	94,24	12,00	323,11
6_7	4,50	121,16	16,50	444,27
7_8	5,50	148,08	22,00	592,35
8_9	6,25	168,28	28,25	760,63
9_10	6,25	168,28	34,50	928,91
10_11	6,25	168,28	40,75	1097,19
11_12	6,25	168,28	47,00	1265,47
12_13	5,00	134,63	52,00	1400,10
13_14	5,00	134,63	57,00	1534,73
14_15	5,50	148,08	62,50	1682,81
15_16	6,00	161,55	68,50	1844,36
16_17	6,00	161,55	74,50	2005,91
17_18	5,50	148,08	80,00	2153,99
18_19	5,00	134,62	85,00	2288,61
19_20	4,50	121,16	89,50	2409,77
20_21	4,00	107,70	93,50	2517,47
21_22	3,00	80,77	96,50	2598,24
22_23	2,00	53,85	98,50	2652,09
23_24	1,50	40,39	100	2692,48
Total	100			

D'onc le débit maximum horaire est;168,28m³/h entre 8;00 et12,00

Tableau n.10 : Variation du débit horaire pour la région du Bouderbala Sud

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	Qmaxj=3786,67 (m ³ /j)		Cumulée (intégrale)	
(h)	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	1,50	56,80	1,50	56,80
1_2	1,50	56,80	3,00	113,6
2_3	1,50	56,80	4,50	170,4
3_4	1,50	56,80	6,00	227,2
4_5	2,50	94,67	8,50	321,87
5_6	3,50	132,53	12,00	454,4
6_7	4,50	170,40	16,50	624,8
7_8	5,50	208,27	22,00	833,07
8_9	6,25	236,66	28,25	1069,73
9_10	6,25	236,66	34,50	1306,39
10_11	6,25	236,66	40,75	1543,05
11_12	6,25	236,66	47,00	1779,71
12_13	5,00	189,33	52,00	1969,04
13_14	5,00	189,33	57,00	2158,37
14_15	5,50	208,27	62,50	2366,64
15_16	6,00	227,20	68,50	2593,84
16_17	6,00	227,20	74,50	2821,04
17_18	5,50	208,27	80,00	3029,31
18_19	5,00	189,33	85,00	3218,64
19_20	4,50	170,40	89,50	3389,04
20_21	4,00	151,48	93,50	3540,52
21_22	3,00	113,61	96,50	3654,13
22_23	2,00	75,74	98,50	3729,87
23_24	1,50	56,80	100	3786,67
Total	100			

D'onc le débit maximum horaire est;236,66m³/h entre 8;00 et12,00

II.5. Calcul de déficit de consommation

Les localités reconnaissent un débit faible d'alimentation. Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2030), il est nécessaire de calculer le déficit.

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Le tableau ci-dessous représente le déficit journalier pour chaque localité

Tableau II.16: Tableau des déficits à combler à l'année 2030

Localités	Besoins en eau à l'an 2030 (m ³ /j)	Production en eau existante (m ³ /j)	Déficit (m ³ /j)
Bouderbala nord	2692,48	580,00	2112,48
Bouderbala sud	3786,67	1080,45	2706,22

CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a estimé les différents besoins de l'agglomération a' l'horizon de calcul pour Bouderbala Nord on a 2692,48m³/j et pour le sud on a 3786,67m³/j, a' fin de les satisfaire. On a aussi calculé le déficit de consommation pour tenir compte dans notre projet, a' fin de transférer un débit suffisant vers les consommateurs.

CHAPITRE III
LES RESERVOIRS

Introduction

Dans la cadre de notre projet d'adduction, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, Donc le but de ce chapitre et de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III. 1. Choix de la cote d'implantation et L'emplacement des réservoirs

Dans notre étude, l'emplacement choisi pour les réservoirs, d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est à dire assurer aux abonnées une pression suffisante.

En conséquence, l'altitude de la cuve et, plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur l'adduction.

III.2. Classification des réservoirs [1]

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :
D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton arme ou ordinaire

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

III.3. Choix du réservoir [1]

Ce sera bien entendu une question d'espace pour chaque cas .cependant à chaque fois que cela sera possible .Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au dessus du sol avec radier légèrement enterré

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques.

III.4. Equipements du réservoir [1]

Le réservoir doit être équipé :

III.4.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quant l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. Cette conduite peut être installée de plusieurs manières:

III.4.1.1. Par Le haut :

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

III.4.1.2. Par Le bas:

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

III .4.2. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décomposer dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

III .4.3 . Conduite de trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir.

Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage -ton un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

III .4.4 . Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

III .4.5. Conduite by-pass

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

III .4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution .Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un événement ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

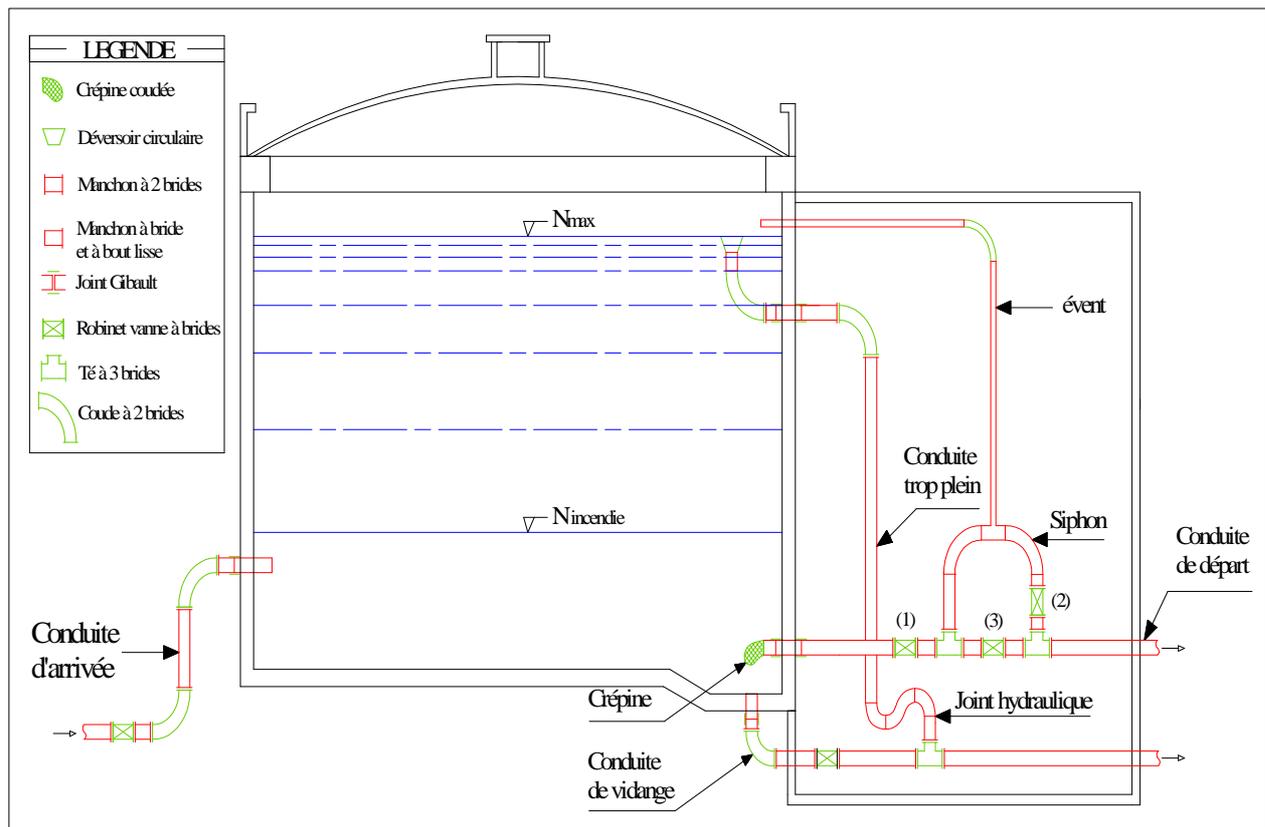


Figure III .1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

III .5. Calcul de la capacité des réservoirs

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

Pour notre projet, nous avons projeté (02) Deux ouvrages hydrotechniques

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

La méthode analytique.

La méthode graphique

III .5.1.La méthode analytique

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

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (m^3) \quad \text{(III .1)}$$

V_r : capacité résiduelle (m),

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

Q : La consommation maximale journalière (m^3/j).

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (\text{III .2})$$

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

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³.

III .5.2. Méthode graphique

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

Donc:

$$R_{Max} = |V_{+}| + |V_{-}| (\%)$$

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

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

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

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

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

Dans cette présente étude sept communes sont concernées par le projet d'alimentation en eau potable.

III .5.3 .Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique

Tableau III.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bouderbala nord

Heures	Apports	Distributions (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00_01	0,00	1,5	–	1,5	8,50
01_02	0,00	1,5	–	1,5	7,00
02_03	0,00	1,5	–	1,5	5,50
03_04	0,00	1,5	–	1,5	4,00
04_05	5,00	2,5	2,50	–	6,50
05_06	5,00	3,5	1,50	–	8,00
06_07	5,00	4,5	0,50	–	8,50
07_08	5,00	5,5	–	0,5	8,00
08_09	5,00	6,25	–	1,25	6,75
09_10	5,00	6,25	–	1,25	5,50
10_11	5,00	6,25	–	1,25	4,25
11_12	5,00	6,25	–	1,25	3,00
12_13	5,00	5,00	–	–	3,00
13_14	5,00	5,00	–	–	3,00
14_15	5,00	5,50	–	0,5	2,50
15_16	5,00	6,00	–	1,00	1,50
16_17	5,00	6,00	–	1,00	0,50
17_18	5,00	5,50	–	0,5	0,00
18_19	5,00	5,00	–	–	0,00
19_20	5,00	4,50	0,5	–	0,50
20_21	5,00	4,00	1,00	–	1,50
21_22	5,00	3,00	2,00	–	3,50
22_23	5,00	2,00	3,00	–	6,50
23_00	5,00	1,50	3,50	–	10,00
Total	100	100	–	–	–

$$V_u = \frac{10,00 * 2692,48}{100} = 269,24$$

La capacité totale sera : $V_t = 269,24 + 120 = 389,24 \text{ m}^3$

Donc ,la capacité du réservoir de Bouderbala nord est de 500m^3

Tableau III.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Bouderbala Sud

Heures	Apports	Distributions (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00_01	4,17	1,5	2,66	–	8,83
01_02	4,17	1,5	2,66	–	11,49
02_03	4,17	1,5	2,66	–	14,15
03_04	4,17	1,5	2,66	–	16,81
04_05	4,17	2,5	1,67	–	18,48
05_06	4,17	3,5	0,67	–	19,15
06_07	4,17	4,5	–	0,33	18,82
07_08	4,17	5,5	–	1,33	17,49
08_09	4,17	6,25	–	2,08	15,41
09_10	4,17	6,25	–	2,08	13,33
10_11	4,17	6,25	–	2,08	11,25
11_12	4,17	6,25	–	2,08	9,17
12_13	4,17	5,00	–	0,84	8,33
13_14	4,17	5,00	–	0,84	7,49
14_15	4,17	5,50	–	1,33	6,16
15_16	4,17	6,00	–	1,83	4,33
16_17	4,17	6,00	–	1,83	2,5
17_18	4,17	5,50	–	1,33	1,17
18_19	4,17	5,00	–	0,84	0,33
19_20	4,17	4,50	–	0,33	0,00
20_21	4,17	4,00	0,17	–	0,17
21_22	4,17	3,00	1,17	–	1,34
22_23	4,17	2,00	2,17	–	3,51
23_00	4,17	1,50	2,66	–	6,17
Total	100	100	–	–	–

$$V_u = \frac{19,15 * 3786,67}{100} = 725,14 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera : $V_t = 725,14 + 120 = 845,14 \text{ m}^3$

Nous avons un réservoir existant de capacité 500 m^3 , donc on va projeter une autre de 500 m^3 .

III .5.4. Forme des réservoirs

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieur à 10000 m^3 .

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

Le diamètre D de la cuve :

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

La hauteur totale du réservoir :

$$\text{On a : } H = h + R \quad \text{(III.5)}$$

R : marge de sécurité

La hauteur de la réserve d'incendie :

On a :

$$h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} \quad \text{(III.6)}$$

Tableau III.3: Tableau donnant les dimensions des réservoirs

Réservoir	V (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
Bouderbala nord	500	12,62	125	4	0,96	0,5	4,5
Bouderbala sud	500	12,62	125	4	0,96	0,5	4,5

III.6 Dimensionnement des Bâches de reprises des stations de pompage

III.6.1 Bâche de la station de pompage N°1 (SP1)

La station de pompage (SP1) se situe à 12300 m du Réservoir de 10 000 m³ est alimentée gravitairement avec un débit de 2692,48 m³/J. On va déterminer le volume de la bâche de (SP1) .

Avec :

$$V \text{ bâche} = Q_{\text{max}.j} * t \quad (\text{m}^3)$$

$V_{\text{bâche}}$: capacité de la bâche (m³),

t: Le temps de mettre la crépine en charge, t= 15min.

$$V_{\text{bâche}} = \frac{6479,15 * 15}{24 * 60} = 67,49$$

On choisi un volume normalise de **75 m3**.

III.6.1 Bâche de la station de pompage N°2 (SP2)

$$V \text{ bâche} = Q_{\text{max}.j} * t \quad (\text{m}^3)$$

$$V_{\text{bâche}} = \frac{3786,67 * 15}{24 * 60} = 39,44$$

On choisi un volume normalise de **50 m3**.

Tableau III.5: Tableau donnant les dimensions de bâche de reprise

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	H (m)
STP 1	75	6,9	37,5	2
STP 2	50	6,5	33,33	1,5

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les capacités des réservoirs et de la bache de reprise pour les stations de pompage à fin de satisfaire les besoins en eau des agglomérations.

CHAPITRE IV
ETUDE D'ADDUCTION

Introduction

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

IV.1. Types d'adduction [2]

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

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

IV.1.1. Adduction gravitaire

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

IV. 1.2. Adduction par refoulement

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

IV. 1.3. Adduction mixte

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

IV .2. Choix des matériaux de canalisation [2]

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

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

IV.2.1. Fonte

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite

IV.2.2.Acier

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

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

IV.2.3.PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)

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

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les procédés de verrouillage sont très onéreux.

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

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

IV.2.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)

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

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

Conclusion

Dans notre cas, on opte pour des conduites en fonte pour tous les tronçons du projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir:

- souple et plus résistante.
- supporte des pressions de service atteignant 50 bars,
- une épaisseur de conduite voisine du 1/20e m e du rayon,

- des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm.
- différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites

IV .3.Proposition des variantes

Dans notre projet, on a une conduite existante, conduite en bonne état n'est pas utilisée, on veut utiliser dans notre adduction, conduite en fonte de diamètre D=300mm, et de longueur L=7500m.et une autre conduite existante de 200mm de diamètre, 3300m de longueur, une conduite qui passe vers la région Bouderbala sud.

Avant de lancer notre étude de la zone Bouderbala nord, on opte deux variantes sont;

IV.3.1 VAR1; coordonnées de la pompe (x=550,01Km, y=4047,63Km,z=107,00)

La conduite placée suivant les rives de la route n°;29 a' une distance égale a' 5500m

IV.3.2 VAR2; coordonnées de la pompe (x=546,82Km, y=4046,29Km, z=225,00Km)

Avec une distance de 2600m la conduite passe par des terrains appartenant de l'etat.

Tableau IV.2: Les longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° de tronçon	point de départ	point d'arrivé	La longueur du tronçon (m)
1 Projeté	Nœud 01 (La réservoir de 10 000 m ³)	Nœud 02	4800
2 existant	Nœud 02	Nœud 03 (station de pompage)	3700
3 VAR 1 Projeté	Nœud 03(station de pompage)	Nœud 07(Réservoir de Bouderbala nord)	5500
4 existant	Nœud 03(station de pompage)	Nœud 05 (station de pompage)	3800
5 VAR 02 Projeté	Nœud 05(station de pompage)	Nœud 07 (Réservoir de Bouderbala nord)	2600
6 existant	Nœud 05(station de pompage)	Nœud 06(station de pompage)	2000



Figure IV -1 : Schéma représentatif de la zone d'étude

Dans la 1ere VAR on constate qu'on a une longueur très important devant la deuxième variante, aussi pour diminuer HMT de la pompe il faut utiliser la deuxième variante. Donc la deuxième VAR c'est la plus économique.

IV.4 . Vérification de la vitesse dans les conduites existantes:

D=300mm	V=1,10m/s	accepté
D=200mm	V=1,36m/s	accepté

Donc on peut exploiter ces conduites pour réaliser notre projet.

IV.4 Dimensionnement de l'adduction

IV.4.1. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons

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

N° de tronçon	point de départ	point d'arrivé	La longueur géométrique (m)	La longueur équivalente (m)
1 Projeté	Nœud 01 La réservoir de 10 000 m ³	Nœud 02	4800	5520
2 existant	Nœud 02	Nœud 03 station de pompage	3700	4255
4 existant	Nœud 03 station de pompage	Nœud 05 station de pompage	3800	4370

V.4.2. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^p}{\Delta H_i}} \quad (IV.4)$$

Dans notre cas, on prend : **K'= 0,00179** ; **p = 2** ; **m = 5,3**

AH_i : Perte de charge totale du tronçon (i) en m;

L_{eq.i}: Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

p : Exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : Exposant tenant compte du type du matériau

> La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (IV.5)$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.4: Diamètre calculé pour le tronçon gravitaire de l'adduction

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	longueur géométrique (m)	Longueur équivalent (m)	I (m/m)	ΔH (m)	D calculé (mm)
1	74,99	12300	14145	0,0049	69	323,66

La somme des besoins de la commune est de 6479,15m³/j donc un débit de 74,99 l/s

Donc nous avons un diamètre calculé compris entre les deux diamètres normalisés D=300mm, et D=350mm

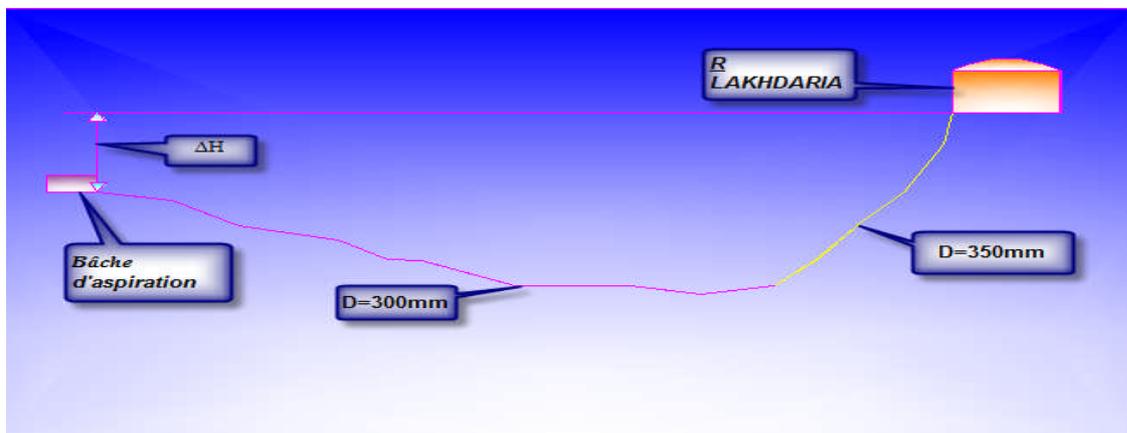


Figure IV-2:Schéma représentatif de la partie gravitaire

On veut calculer la longueur équivalente a' chaque diamètre normalisé, on utilise la formule suivante;

$$\Delta H = \frac{K \cdot L_1 \cdot Q^2}{(D_1)^{5,3}} + \frac{K \cdot L_2 \cdot Q^2}{(D_2)^{5,3}} \quad (\text{IV}_6)$$

Après les calculs, on trouve les résultats suivants;

D=350mm

L=2906,36m projeté

D=300mm

L=9393, 64m

Le premier diamètre c'est D=350mm avec une longueur de 2906,36m et la deuxième diamètre D=300 avec une longueur de 9393,64m

Donc on a 7500 m de diamètre 300mm existant et on va projeter une conduite de longueur 1893,64m

IV.4.3 .Les frais d'investissement

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau suivant:

Tableau IV.7: Frais d'investissement des conduites gravitaires

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
300	4455,52	1893,64	900244,00
350	5249,96	2906, 36	1628057,81
Investissement(DA)			2528301,81

IV.5.Etude technico-économique de l'adduction

Du point de vue économique, conduite de refoulement et station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge, sera grande, plus le moteur d'entraînement devra être puissant, donc, plus l'énergie dépensée sera importante.

IV.5.1. Etude de l'adduction par refoulement Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit

❖ **Choix de la gamme des diamètres**

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

-La formule de BRESS

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{IV.7})$$

-La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.8})$$

Q: débit à élever en m³/s.

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

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m³/s).

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme des diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale

IV.5.2. Calcul des pertes de charge

IV.5.2.1.pertes de charge linéaires

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

- Du diamètre D de la conduite en (m);
- Du débit Q en (m³/s);
- De la rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = I * L \quad (\text{IV.8})$$

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

- ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)

- I: gradient hydraulique en (m/m)

-Le coefficient λ est obtenu par la formule de Nikuradzé:

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

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$\mathbf{K_s = K_0 + \alpha T} \quad (\text{IV.10})$$

- **k0** : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.

- **α** : le coefficient de vieillissement de conduite ($\alpha = 0,04$ mm/an)

-**T** : temps de service, (t = 18 ans).

Alors, $\mathbf{K_s = 0,8 + 0,04 * 18 = 1,52}$ mm.

IV.5.2.2. Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linéaires (on prend 15% dans notre cas)

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l$$

IV.5.2.3. Pertes de charge totales (ΔH_t)

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l \end{aligned} \quad (\text{IV.11})$$

IV.5.3. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{IV.12})$$

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

IV.5.4. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{IV.13})$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=82\%$)

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

g: pesanteur (9.81 m/s^2)

ρ : masse volumique de l'eau (kg/ m^3)

IV.5.5. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]} \quad (\text{IV.14})$$

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

P: puissance de la pompe en (kW)

IV.5.6. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{\text{ex}} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{IV.15})$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H))

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. ($e=4,67\text{DA}$)

IV.5.7. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{\text{am}} = P_{\text{rc}} * A \text{ [DA]} \quad (\text{IV.16})$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.17})$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 18ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{18} - 1} + 0,08 = 0,1067 = 10.67 \%$$

$$A=10.67 \%$$

IV.5.8. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

IV.5.8.1. Tronçon SP 1 –Réservoir de Bouderbala nord

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

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

Q_{max,j} : Débit maximum journalier (m³/j) ; Q_{max,j} = 2692,48(m³/j)

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

$$Q_{\text{exp}} = \frac{2692,48}{20 * 3600} = 0,0373 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$-L = 2600\text{m}$$

$$-H_g = 167\text{m}$$

$$-D_{c_{\text{Bonnin}}} = 0,190\text{m}$$

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

Tableau IV.8: Calcul de la HMT du tronçon du SP 1 –Réservoir de Bouderbala Nord

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I(m/m)	L (m)	1,15*L	ΔH_t (m)	HMT(m)
150	2,04	0,0386	0,054	2600	2990	161,46	328,46
200	1,5	0,0351	0,0201	2600	2990	60,10	227,1
250	0,735	0,0327	0,0036	2600	2990	10,764	177,76
300	0, 51	0,0309	0,00137	2600	2990	4,10	171,1

Tableau IV.9:Calcul des frais d'amortissement du SP 1 –Réservoir de Bouderbala nord

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
150	1956.65	2600	542813,84.
200	2812,17	2600	780152,20
250	3749,3	2600	1040130,81
300	4455,52	2600	1236050,36

Tableau IV.10: Calcul des frais d'exploitation du SP 1 –Réservoir de Bouderbala Nord

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F_{explo} (DA)
150	141,85	1035541,93	4835980,81
200	98,09	715982,39	3343637,76
250	76,77	560427,27	2617195,35
300	73,89	539430,14	2519138,75

Tableau IV.11: Bilan du tronçon SP 1 –Réservoir de Bouderbala Nord

Diamètre en (mm)	F_{explo} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan
150	4835980,81	542813,84.	4293166,97
200	3343637,76	780152,20	2563485,56
250	2617195,35	1040130,81	1743516,54
300	2519138,75	1236050,36	1283088,39

Conclusion

Dans ce chapitre on a essayé de choisir la variante la plus courte, et la plus économique, on a déterminé les différents diamètres et les différentes longueurs, l'emplacement ses stations de pompage d'une manière d'avoir une bonne utilisation de la perte de charge disponible, tenir compte des tronçons existants.

CHAPITE V
PARTIE DETTAILLEE
ETUDE DE POMPAGE

Introduction

Ce chapitre pour but, l'étude et le choix de la pompe idéale adaptée à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des trois stations de pompage projetées le long de l'adduction.

V.1. Définition

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

La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- horizontal
- vertical
- oblique

V.2. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V.3. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal de marque CAPRARI.)

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.4.1: Refoulement SP1 – Réservoir de Bouderbala Nord

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

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appliquée (m)	Type de pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nombre d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	134,64	177,76	PM10 0/3B	179	77,4	2900	3	88,1	4,26	100
2	67,32	177,76	PM10 0/10A	178	75,9	1450	10	87,2	1,91	100
3	44,88	177,76	PM65/ 5B	180	69,5	2900	5	103	2,25	65
4	33,66	177,76	PM10 0/9A	181	65,1	1450	9	115	1,9	100

A partir du tableau (V-1), on déduit que la variante un (01) pompe type **PM100/3B** est la meilleure du point de vue rendement. Vitesse de rotation de la roue, et la puissance absorbée.

PM 100/ 3 B

Pompe

- 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 (PMS: en fonte sphéroïdale)
- 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. Double palier
- 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)

V.4.2.Refoulement SP1 – SP2

Dans ce tronçon nous avons une conduite existante de diamètre de 200 mm et 2000m de longueur, cette conduite véhicule un débit de $0,0427\text{m}^3/\text{s}$.

On va calculer la perte de charge le long de la conduite, les résultats regroupé dans le tableau suivant

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I(m/m)	L (m)	1,15*L	$\Delta H_t(\text{m})$	HMT(m)
200	1,36	0,0351	0,0165	2000	2300	37,95	163,95

Tableau V.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appliquée (m)	Type de pompe	HM T (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nombre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) r (m)	Ø roue (mm)
1	157,68	163,95	PM125/7A	165	75,0	1450	7	92,1	2,09	125
2	78,84	163,95	PM80/4 A	169	75,1	2900	4	99,2	3,35	80
3	52,56	163,95	PM100/9A	171	74,7	1450	9	104	1,9	100
4	39,42	163,95	PM65/5 C	165	66,6	2900	5	108	1,76	65

A partir du tableau (V-2), on déduit que la variante deux (02) pompes **PM80/4A** est la meilleure du point de vue rendement. Vitesse de rotation de la roue, et la puissance absorbée.

PM 80/ 4 B

Pompe

- 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 (PMS: en fonte sphéroïdale)
- 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. Double palier
- 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)

V.4.2.Refolement SP2 – réservoir de Bouderbala Sud

Dans ce tronçon nous avons le même débit, une longueur de 1300m

On va calculer la perte de charge le long de la conduite, les résultats regroupé dans le tableau suivant:

Tableau V.3: Calcul de HMT

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I(m/m)	L (m)	1,15*L	$\Delta H_t(m)$	HMT(m)
200	1,36	0,0351	0,0165	1300	1495	23,93	214,93

Tableau V.4: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appliquée (m)	Type de pompe	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nombre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) r (m)	\emptyset roue (mm)
1	157,68	214,93	PM100/4B	216	75,1	2900	4	124	5,23	100
2	78,84	214,93	PM80/6C	218	74,8	2900	6	130	3,34	80
3	52,56	163,95	PM80/8E	231	72,9	2900	8	170	2,88	80
4	39,42	163,95	PM125/10D	217	41,3	1450	10	245	2,09	125

A partir du tableau (V-1), on déduit que la variante un (01) pompe **PM100/4B** est la meilleure du point de vue rendement. Vitesse de rotation de la roue, et la puissance absorbée.

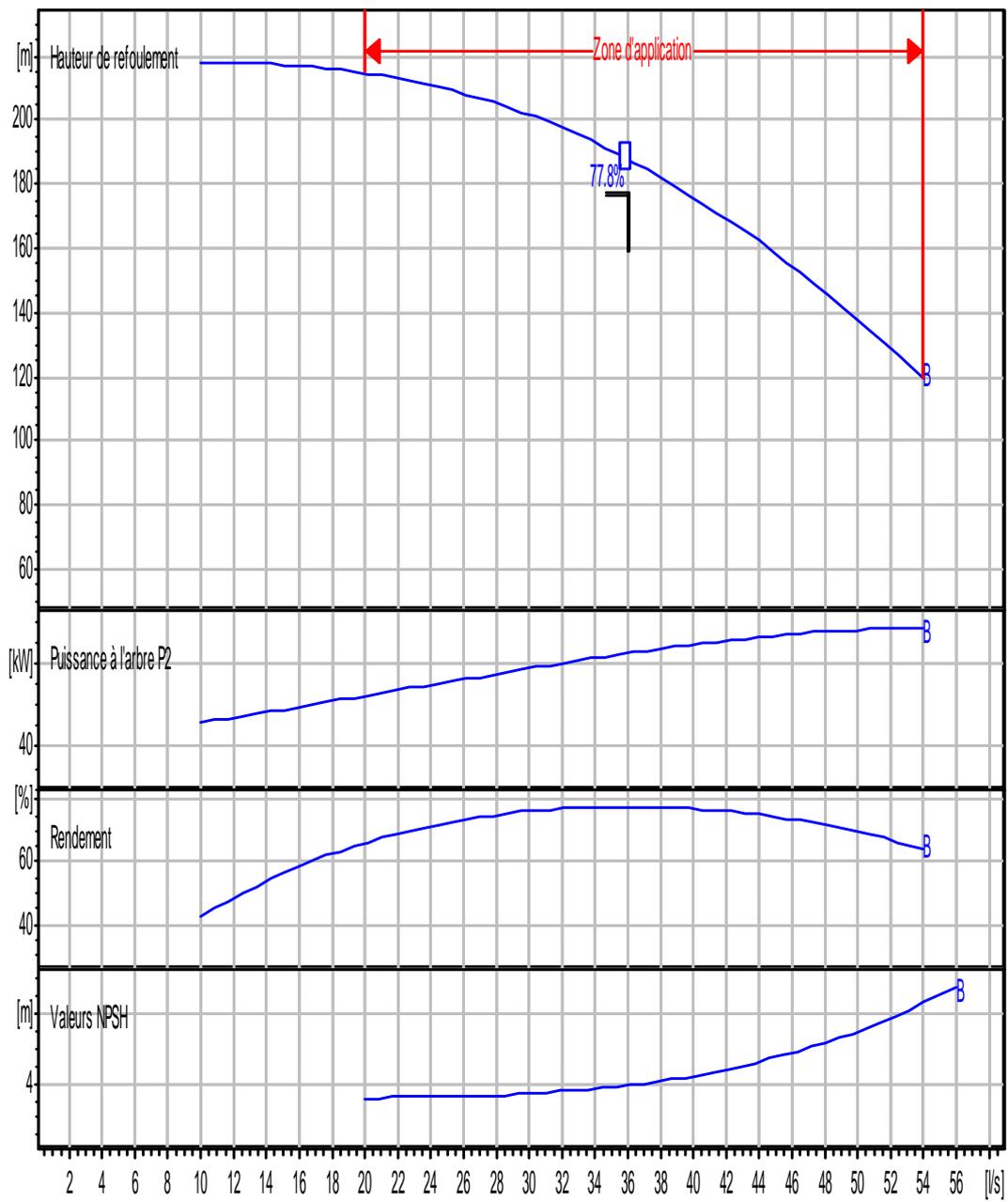
PM 100/ 4 B

Pompe

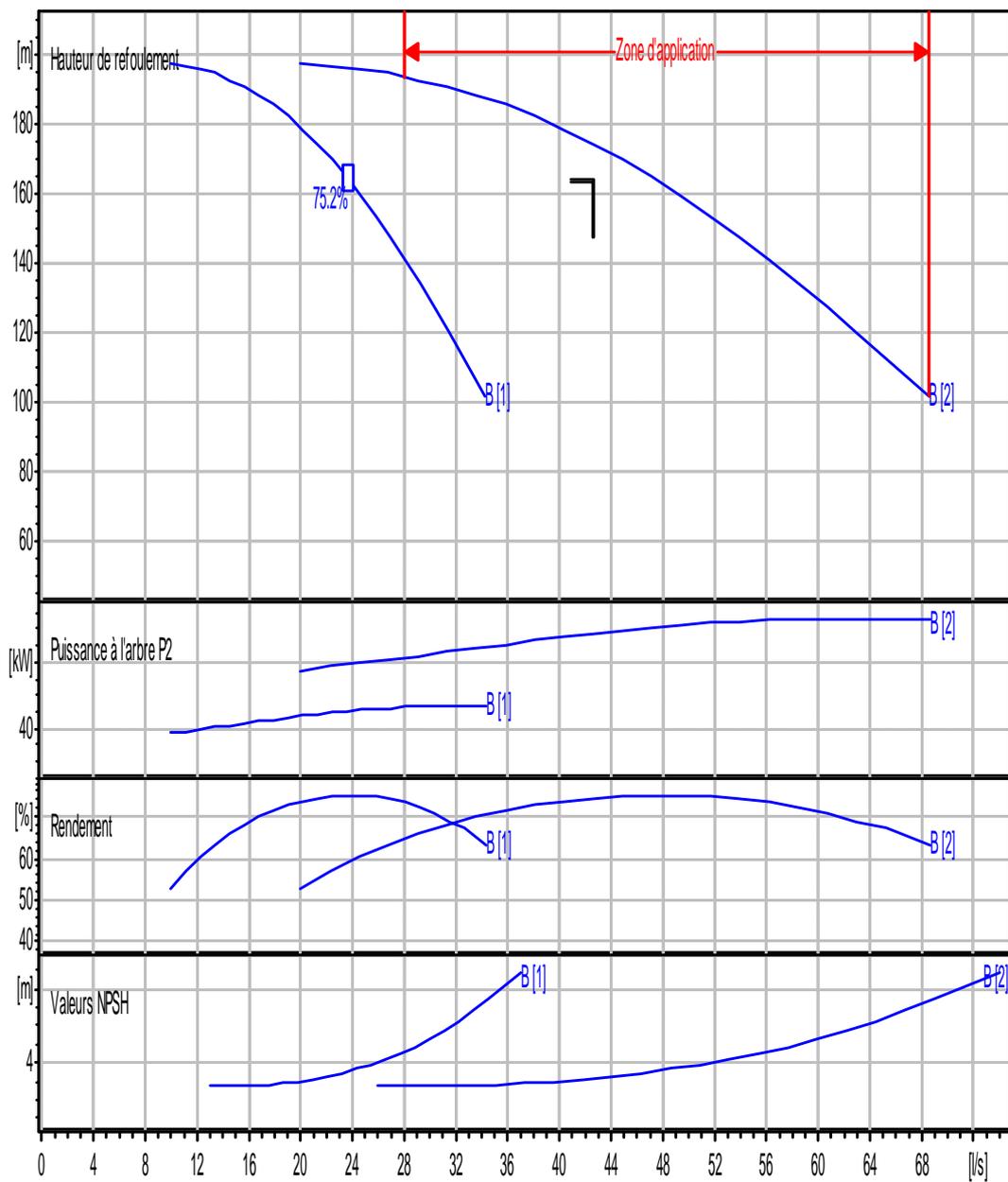
- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- 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)

V.5 .Courbes caractéristiques des pompes

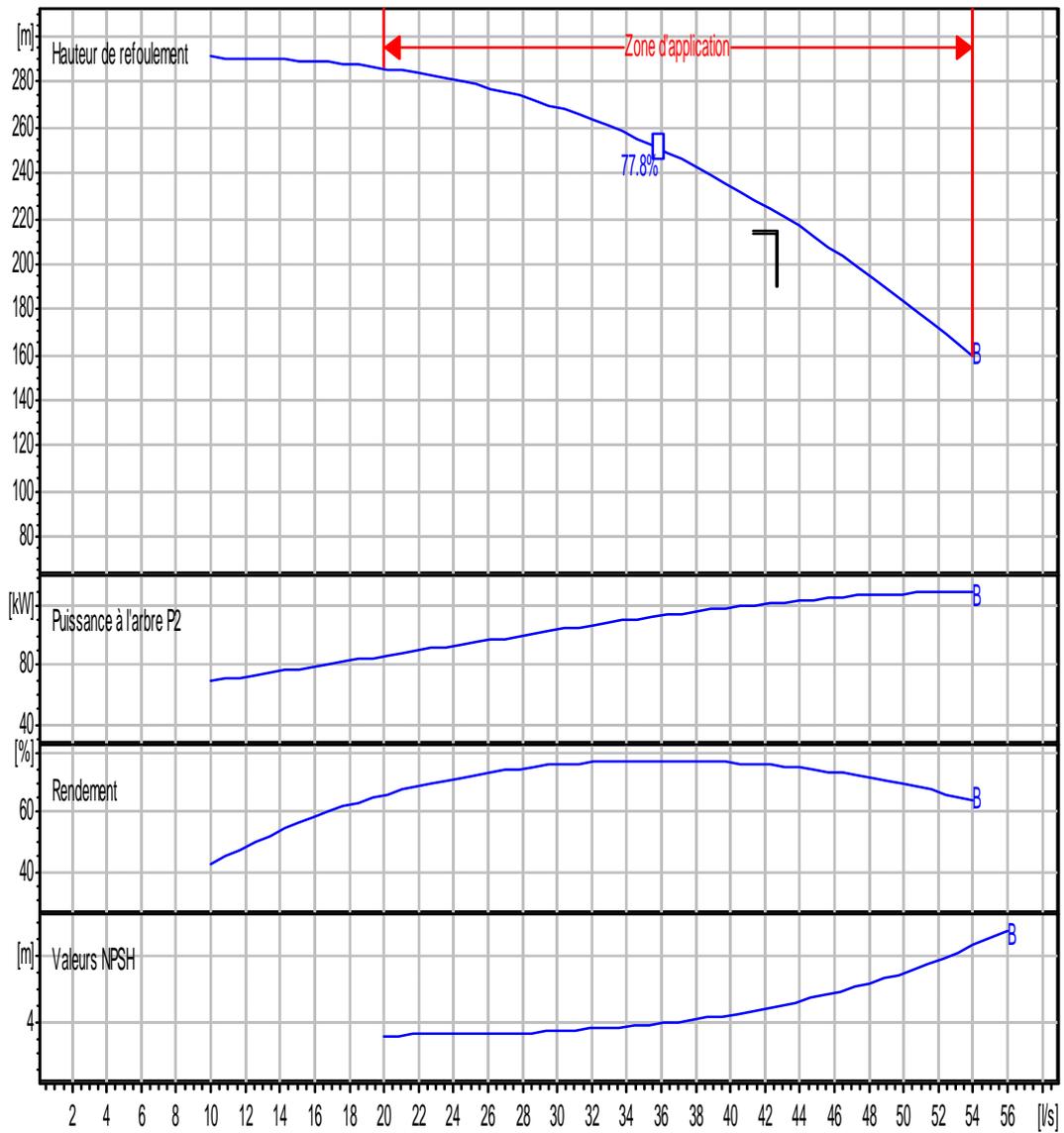
Les courbes caractéristiques de la pompe $[H-Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[\eta-Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$. Sont retirées a partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.1) pour la première station de pompage, la figure (V.2) pour la deuxième station et la figure (V.3) pour la troisième station



V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM 100/3B



V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM 80/4A



V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP1) de type PM 100/4B

V.6 .Point de fonctionnement d'une pompe

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

V.7. Courbe caractéristique de la conduite

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

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

- H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{V.2})$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}} \quad (\text{V.3})$$

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

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

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

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

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

V.7.1.Refolement SP1 – Réservoir de Bouderbala nord

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

N°	Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	167	2600	250	0,0327	0	0	167
2	4	167	2600	250	0,0327	0,174	0,20	167,20
3	8	167	2600	250	0,0327	0,698	0,803	167,80
4	12	167	2600	250	0,0327	1,57	1,81	168,81
5	16	167	2600	250	0,0327	2,79	3,21	170,21
6	20	167	2600	250	0,0327	4,36	5,01	172,01
7	24	167	2600	250	0,0327	6,28	7,22	174,22
8	28	167	2600	250	0,0327	8,55	9,83	176,83
9	32	167	2600	250	0,0327	11,17	12,85	179,85
10	36	167	2600	250	0,0327	14,13	16,25	183,25
11	40	167	2600	250	0,0327	17,45	20,07	187,07
12	44	167	2600	250	0,0327	21,11	24,28	191,28
13	48	167	2600	250	0,0327	25,12	28,89	195,89
14	52	167	2600	250	0,0327	29,47	33,9	200,9

La courbe caractéristique de la conduite de refolement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.4).

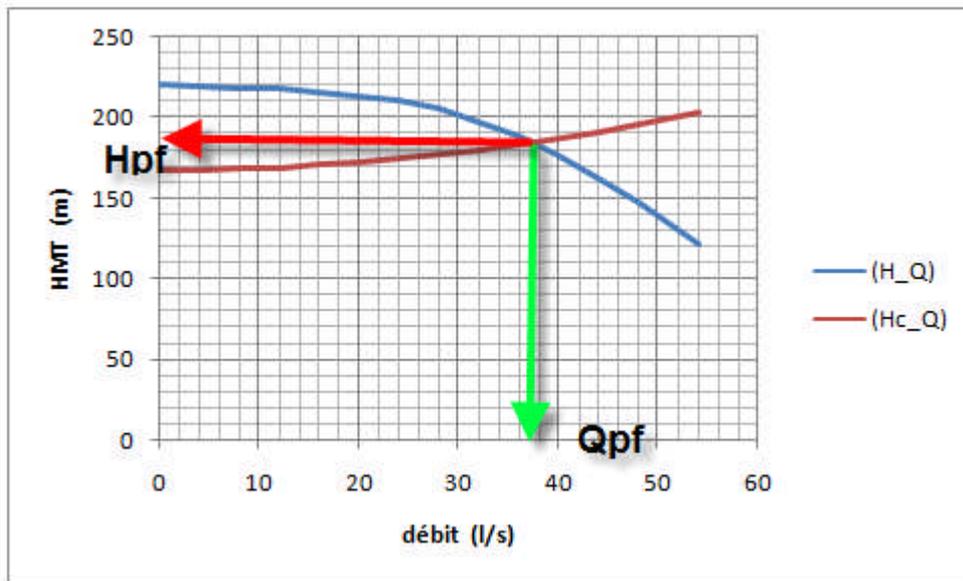


Figure N°V.4: Point de fonctionnement de la pompe (SP N° 1)

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

$$\begin{cases} Q_{pf} = 37,5 \text{ l/s} > Q_{app} = 37,4 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 184 \text{ m} > H_{app} = 177,76 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée

V .7.2. Refoulement SP 2 – SP 3

Tableau V .6: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (l/s)	2Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ex} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	126	2000	200	0,0351	0	0	126
2	2	4	126	2000	200	0,0351	0,47	0,54	126,54
3	4	8	126	2000	200	0,0351	1,88	2,16	127,88
4	6	12	126	2000	200	0,0351	4,23	4,86	130,86
5	8	16	126	2000	200	0,0351	7,52	8,65	134,65
6	10	20	126	2000	200	0,0351	11,75	13,51	139,51
7	12	24	126	2000	200	0,0351	16,92	19,46	145,46
8	14	28	126	2000	200	0,0351	23,03	26,48	152,48
9	16	32	126	2000	200	0,0351	30,08	34,59	160,59
10	18	36	126	2000	200	0,0351	38,07	43,78	169,78
11	20	40	126	2000	200	0,0351	47,00	54,05	180,05
12	22	44	126	2000	200	0,0351	56,87	65,40	191,40
13	24	48	126	2000	200	0,0351	67,68	77,83	203,83
14	26	52	126	2000	200	0,0351	79,43	91,34	217,34

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V_5).

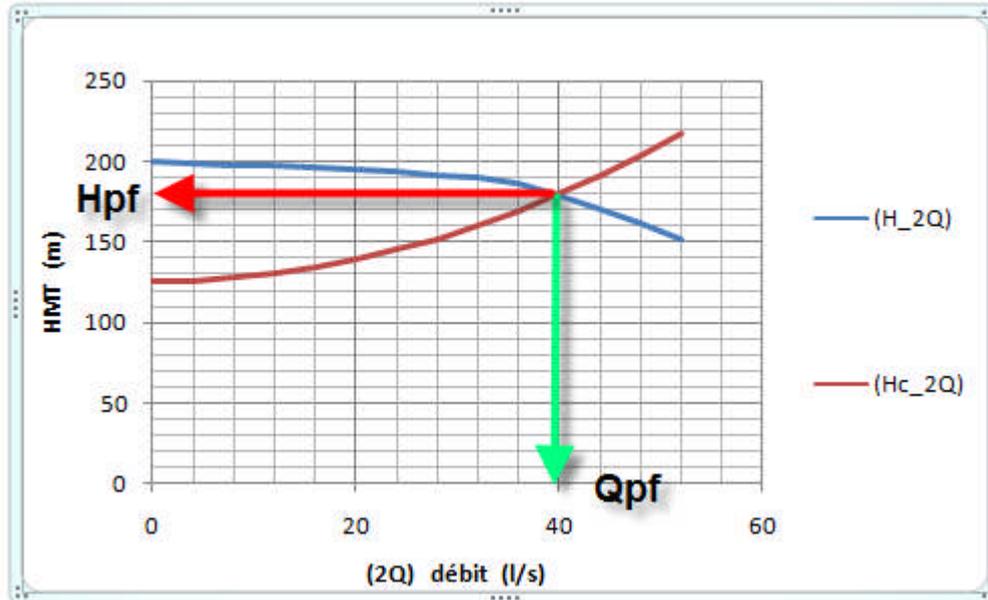


Figure N°V.5: Point de fonctionnement de la pompe 02

$$\begin{cases} Q_{pf} = 39,5l / s < Q_{app} = 43,80l / s \\ H_{pf} = 178m > H_{app} = 163,95m \end{cases}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement est inférieure au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée

V .7.3. Refoulement SP 3 – réservoir de Bouderbala sud

Tableau V .7: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ex} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	191	1300	200	0,0351	0	0	191
2	4	191	1300	200	0,0351	0,305	0,35	191,35
3	8	191	1300	200	0,0351	1,22	1,40	192,40
4	12	191	1300	200	0,0351	2,75	3,16	194,16
5	16	191	1300	200	0,0351	4,89	5,16	196,16
6	20	191	1300	200	0,0351	7,64	8,79	199,79
7	24	191	1300	200	0,0351	11,00	12,65	203,65
8	28	191	1300	200	0,0351	14,97	17,21	208,21
9	32	191	1300	200	0,0351	19,55	22,48	213,48
10	36	191	1300	200	0,0351	24,75	28,46	219,46
11	40	191	1300	200	0,0351	30,55	35,13	226,13
12	44	191	1300	200	0,0351	36,97	42,52	233,52
13	48	191	1300	200	0,0351	43,99	50,59	241,59
14	52	191	1300	200	0,0351	51,63	59,06	250,06

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V_6).

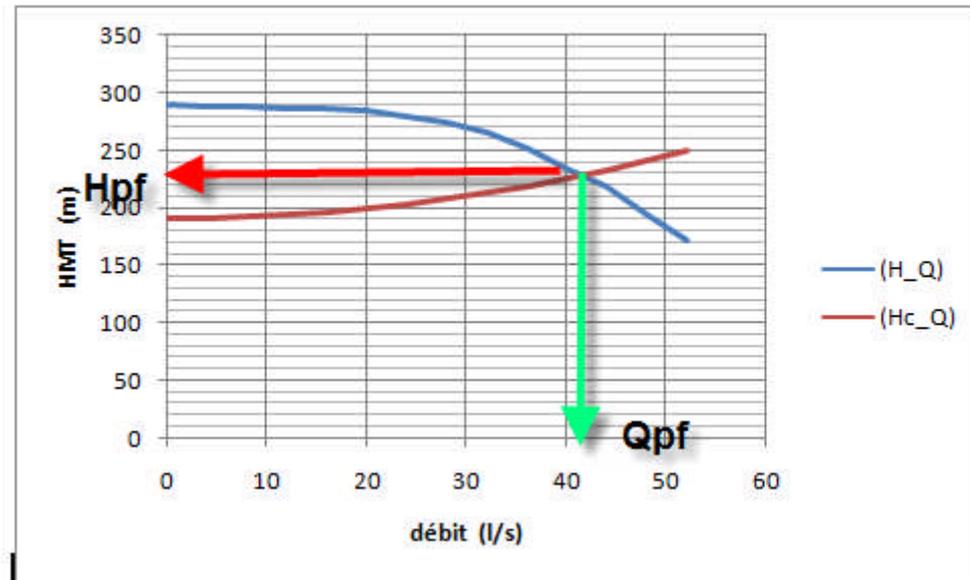


Figure N°V.5: Point de fonctionnement de la pompe 03

$$\begin{cases} Q_{pf} = 41,3l / s < Q_{app} = 43,80l / s \\ H_{pf} = 226m > H_{app} = 214,93m \end{cases}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement est inférieure au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée

V.8. Modes de réglage [4]

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

A-Débit disponible > Débit appelé

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

1. **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.
2. **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

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

- $\eta_{\substack{inst \\ ap,van}}$: rendement de l'installation après le vannage (%) ;
- $\eta_{\substack{inst \\ av,van}}$: rendement de l'installation avant le vannage (%) ;
- H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;
- h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée ;

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

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

3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

4. Diminution de temps de pompage : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

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

- t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

5. Changement du type de la pompe : si cela est possible.

6. Rognage : C'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

6.1 Détermination du rendement de rognage

q : débit appelé par la pompe

Q : débit du point de fonctionnement

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Q}{q} = \lambda^3 \dots\dots\dots (1) \\ \frac{H_{mt}}{h_{mt}} = \lambda^2 \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

De (1) et (2) on aura : $H_{mt} = \frac{h_{mt}}{\lambda * q} . Q$

C'est une équation d'une droite de la forme :

$$H_{mt} = a.Q$$

En outre

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^3 \Rightarrow D = d \cdot \sqrt[3]{\frac{q}{Q}} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

q : débit appelé par la pompe (m³/s)

Q : débit du point de fonctionnement (m³/s)

d : diamètre de la roue à rogner (mm)

D : diamètre de la roue après rognage (mm)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec} \quad \left[\frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \\ R \% = (1-m).100 \end{array} \right.$$

Avec:

m : coefficient de rognage

R% < 15 : c'est bon, si non il faut opter pour une autre solution.

B- Débit disponible < Débit appelé

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

Remarque

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

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage, le rognage et la vitesse de rotation.

V .8.1 : Refoulement : SP 1 - Réservoir de Bouderbala nord

a) Vannage

$$\eta_{\substack{inst \\ av, van}} = 77,4\%$$

- $h_v = 186 - 177,76 \Rightarrow h_v = 8,24 \text{ m.}$
- $\eta_{\substack{inst \\ ap, van}} = 77,4 * \frac{177,76}{184} \Rightarrow \eta_{\substack{inst \\ ap, van}} = 73,97 \%$
- la nouvelle puissance absorbée:

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

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{134,64}{1} \Rightarrow Q = 134,64 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 134,64 * 177,76}{0,7397 * 3600}$$
$$P_{abs} = 88,16 \text{ KW}$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{134,64}{133,2} * 20 \Rightarrow t' = 20,21 \text{ h} = 20 \text{ h } 12 \text{ min}$
 - Le rendement correspondant au débit $Q_{Pf} = 134,64 \text{ m}^3/\text{h}$ est : 77,4 %.
- On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

$$Q = \frac{134,64}{1} \Rightarrow Q = 134,64 \text{ m}^3 / \text{h} . \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 134,64 * 177,76}{0,774 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 84,2 \text{ Kw}$$

c) Rognage

$$H_{mt} = \frac{h_{mt}}{q} \cdot Q \left[\frac{d}{D} \right] \Rightarrow H_{mt} = \frac{177,76}{0,0374} * 1,008 * .Q \Rightarrow H_{mt} = 4963,49.Q$$

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^3 \Rightarrow D = d \cdot \sqrt[3]{\frac{q}{Q}}$$

$$D = 100 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,0361}{0,037}} = 99,18 \Rightarrow D = 99,18 \text{ mm}$$

$$\left[\frac{d}{D} \right]^2 = \frac{1}{m^2} \Rightarrow m = 0,98$$

$$R \% = (1-m) \cdot 100 \Rightarrow R \% = (1-0,98) \cdot 100 = 2 \% < 15 \%$$

Le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace

Le rendement après rognage est : **75,85%**

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 134,64 * 177,76}{0,758 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 83,8 \text{ KW}$$

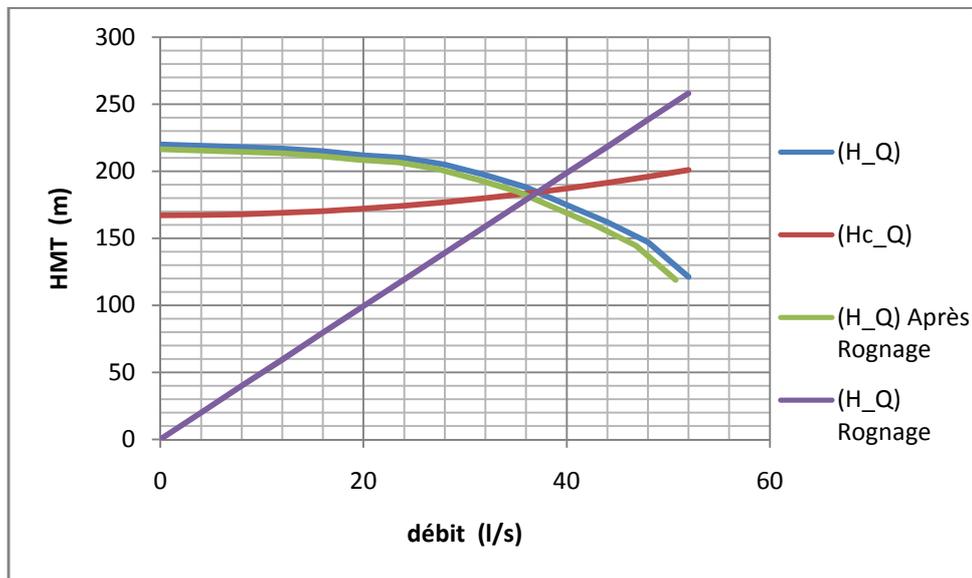


Figure N°V.7: Courbe caractéristiques de la SP N°1 après réglage du débit

Conclusion

Dans notre cas le réglage par rognage ayant un rendement la plus grand mais il est déconseillé pour une pompe multicellulaire, et on a le débit de point de fonctionnement dans la plage $Q_{app} \pm 10\% Q_{app}$, donc on peut éviter le réglage du débit, ou bien on opte pour le réglage par diminution de temps de pompage.

V .8.2 .Refoulement : SP 01 – STP 02

On a $Q_{app} > Q_{pf}$

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

La nouvelle vitesse de la pompe sera

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 2900 * \frac{43,8}{39,5} = 3215,69 \text{ t/min}$$
$$n = 3217 \text{ Tr/min}$$

N : la vitesse initiale de la pompe.

n : la nouvelle vitesse de la pompe.

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

Avec

$$a = \frac{H_{app}}{Q^2_{app}} = \frac{163,95}{0,0438^2} = 85460,06$$

Le rendement après la similitude est : **75,1%**

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 43,80 * 163,95}{0,0427 * 1000} \Rightarrow P_{abs} = 91,44 \text{ KW}$$

Conclusion

On opte pour un réglage qualitatif (augmentation de la vitesse de rotation) car le $Q_{app} > Q_{pf}$, mais le problème rester a' demander des moteurs a' vitesse variable si non on peut éviter le réglage puisque on a le débit de point de fonctionnement est dans la plage $Q_{app} \pm 10\% Q_{app}$.