

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'alimentation en eau potable des 4239 logements Sidi Hamed à Meftah (w. Blida).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0024-12

APA Citation (توثيق APA):

Barkat, Raouf (2012). Etude d'alimentation en eau potable des 4239 logements Sidi Hamed à Meftah (w. Blida)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتنظيم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE –ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT 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 D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES 4239
LOGEMENTS SIDI HAMED à MEFTAHA (W.BLIDA)**

Présenté par :

M^r : BARKAT Raouf

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r O.KHODJET-KESBA	M.C.A	Président
M^r Y.DERNOUNI	M.A.A	Examineur
M^{me} L.TAFAT	M.A.A	Examinatrice
M^r R.KERID	M.A.B	Examineur
M^r M.BELALI	M.A.B	Examineur
M^r A.BENAOUADJ	Magistère	Promoteur

Septembre 2012

Dédicace :

Spécialement à ma mère pour ses sacrifices pour moi.

A mon père, toute ma famille, mes frères et mes sœurs NADA, ISSAM, HANA,
ZIAD et surtout MOUFIDA.

A tous ceux qui me sont chers de mes amis inoubliables.

Et à tous ceux qui portent la science dans leurs cœurs ...

Remerciements :

En premier lieu je tiens de remercier mon DIEU. Et après comme la majorité des œuvres, l'élaboration d'une mémoire porte des participations soit de près ou de loin.

Alors mes remerciements à :

Mon promoteur M^r : BENAOUADJ.A pour son encadrement et ses conseils pendant les phases de rédaction jusqu'à la dernière minute.

Les travailleurs de l'ANRH et la DHW de Blida surtout madame DHINA de m'avoir aidé à collecter les données.

Je remercie également les membres du jury pour avoir pris la peine d'évaluer ce modeste travail.

Mes collègues pour leurs aides.

ملخص :

الهدف الأساسي من هذه المذكرة هو دراسة مشروع التزويد بالمياه الشروب لمنطقة 4239 مسكن بسيدي حامد بلدية مفتاح ولاية البليدة و هذا بواسطة الإمداد بالدفع.

ترتكز الدراسة على تقدير الحاجيات من الماء لـ 4239 مسكن و تصميم النظام الذي يسمح بتحويل المياه بالإمدادات انطلاقا من حقل الاستخراج إلى غاية الخزان الذي يقوم بتزويد 4239 مسكن ، هذا النظام يتكون أساسا من خمسة آبار، أنابيب النقل بالدفع ، محطة ضخ و الخزان . أقطار الأنابيب تحدد بدراسة تقنو اقتصادية . وهذه الأنابيب محمية من عامل المطرقة المائية بواسطة تنصيب خزانات هوائية.

Résumé :

L'objectif principal de ce mémoire est de faire l'étude d'alimentation en eau potable des 4239 logements Sidi Hamed Daïra de Meftah (W.Blida) par une adduction par refoulement. L'étude consiste à estimer les besoins en eau des 4239 logements et projeter le système permettant le transfert des eaux par adduction à partir d'un champ de captage et jusqu'au réservoir de stockage qui alimente les 4239 logements. Ce système est composé principalement de cinq forages, des conduites d'adduction par refoulement, une station de reprise et un réservoir de stockage. Les diamètres des conduites sont déterminés par une étude technico-économique. Les conduites d'adduction projetées sont protégées contre le coup de bélier par l'installation des réservoirs d'air.

Abstract:

The purpose of our work is to do a study of a drinking water supply for the area 4239 logts in Sidi Hamed (Blida) and with elaboration of network adduction by pushing back. The study consists of estimation of water needs for the area of 4239 logts and project the system than transfers water by pushing back from catch field until the reservoir of storage for the 4239 logts. This system is made up principally of five wildcats, pipes of canalization, pumping stations and reservoir of storage. Diameters of pipes are determining by studying technics and economics. Pipes of canalization projects are protects against the water hammer by the installation of air reservoirs.

SOMMAIRE :

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

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	2
---------------------------	---

I.1. Situation géographique du secteur d'étude	2
---	---

I.2. Situation climatique	5
--	---

I.2.1. Le Climat	5
-------------------------------	---

I.2.2. Pluviométrie	5
----------------------------------	---

I.2.3. Température	5
---------------------------------	---

I.2.4. Humidité	6
------------------------------	---

I.2.5. Les vents	6
-------------------------------	---

I.3. Hydrogéologie	6
---------------------------------	---

I.4. Hydrologie	6
------------------------------	---

I.5. Géologie	6
----------------------------	---

I.6. Situation hydraulique de la ville de SIDI HAMED	7
---	---

I.6.1. Ressources en eau	7
---------------------------------------	---

I.6.2. Les adductions	8
------------------------------------	---

I.4.3. Les Ouvrages De Stockage	8
--	---

Conclusion	8
-------------------------	---

CHAPITRE II : Evaluation des besoins en eau

Introduction	9
---------------------------	---

II.1. Evaluation démographique	9
---	---

II.2. Estimation de la population à l'horizon d'étude	10
--	----

II.3. Evaluation des besoins en eau	10
--	----

II.3.1. Besoins Domestiques	10
--	----

II.3.2. Besoins d'équipements	11
II.3.3. Bilan des besoins moyens en eau	12
II.4. Coefficients d'irrégularités	13
II.4.1. Coefficient d'irrégularité journalière maximale ($K_{\max, j}$)	13
II.4.2. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{\min, j}$)	13
II.4.3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max, h}$)	13
II.4.4. Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min, h}$)	14
II.5. Détermination des débits journaliers	14
II.5.1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max, j}$)	14
II.5.2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min, j}$)	15
II.6. Détermination des débits horaires	15
II.6.1. Débit moyen horaire	15
II.6.2. Détermination du débit maximum horaire	15
II.6.3. Détermination du débit minimum horaire	15
II.7. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant	16
II.8. Comparaison entre les ressources disponibles et les besoins en eau	17
Conclusion	17

CHAPITRE III : Adduction par refoulement

Introduction	18
III.1. Quelques notions simples sur l'adduction	18
III.1.1. Choix du tracé	18
III.1.2. Choix du type de tuyau	19
III.2. Description de la variante proposée	19
III.3. Etude technico-économique	20
III.3.1. Données structurelles	20

III.3.2. Canalisation	22
III.3.3. Diamètres économiques	22
III.3.4. Frais d'amortissement	24
III.3.5. Frais d'exploitation	24
III.3.6. Calcul des pertes de charge	24
III.3.6.1. Pertes de charge linéaires	24
III.3.6.2. Pertes de charge singulières	25
III.3.6.3. Pertes de charge totales (ΔH_T)	25
III.3.7. La hauteur manométrique totale	25
III.3.8. Puissance absorbée par la pompe	26
III.3.9. Energie consommée par la pompe	26
III.3.10. Formule de calcul des frais d'exploitation	26
III.3.11. Résultats de calcul des diamètres économiques	27
III.3.11.1. Tronçon (Forage F1-Station de reprise)	27
III.3.11.2. Tronçon (Forage F2-Station de reprise)	29
III.3.11.3. Tronçon (Forage F3-Station de reprise)	31
III.3.11.4. Tronçon (Forage F4-Station de reprise)	32
III.3.11.5. Tronçon (Forage F5-Station de reprise)	34
III.3.11.6. Tronçon (station de reprise-réservoir projeté)	36
Conclusion	37

CHAPITRE IV : Les réservoirs

Introduction	38
IV.1. Emplacement des réservoirs	37
IV.2. Classification des réservoirs	39
IV.3. Capacité de stockage	40
IV.4. Calcul du volume de réservoir projeté	41

IV.5. Equipements du réservoir	42
IV.5.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation	42
IV.5.1.1. Par le haut	42
IV.5.1.2. Par le bas	42
IV.5.2. Conduite de départ ou de distribution	42
IV.5.3. Conduite de trop-plein	43
IV.5.4. Conduite de vidange	43
IV.5.5. Conduite by-pass	44
IV.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	44
IV.6. Dimensions du réservoir	44
Conclusion	45

CHAPITRE V : Pompes et stations de pompage

Introduction	46
V.1. Critères de l'emplacement de la station de pompage	46
V.2. Critères de choix du type de pompe	46
V.3. Critères de choix du nombre de pompes	47
V.4. Types et caractéristiques des pompes	47
V.4.1. Tronçon (Forage F1-Station de reprise)	47
V.4.2. Tronçon (station de reprise-réservoir projeté)	49
V.5. Courbes caractéristiques des pompes	50
V.6. Point de fonctionnement d'une pompe	53
V.6.1. Point de fonctionnement du tronçon (F1-Station de reprise)	53
V.6.2. Point de fonctionnement du (Station de reprise-Réservoir projeté) ..	55
V.7. Modes de réglage	56
V.7.1. Débit disponible (débit de point de fonctionnement) > Débit appelé ..	56

V.7.2. Débit disponible (débit de point de fonctionnement) < Débit appelé ..	59
V.7.3. La pompe du tronçon (Forage F1-Station de reprise)	59
V.7.4. La pompe du tronçon (Station de reprise-réservoir projeté)	61
V.8. Choix du moteur électrique	62
V.8.1. Tronçon (Forage F1 – Station de reprise)	63
V.8.2. Tronçon (Station de reprise – Réservoir projeté)	63
V.9. Etude de la cavitation	64
V.10. Calage de la pompe	66
V.10.1. Refoulement (Station de reprise – Réservoir projeté)	66
V.11. Volume de la bache de la station	67
Conclusion	67

CHAPITRE VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction	68
VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier	68
VI.2. Moyen de protection contre le coup de bélier	69
VI.3. Calcul du réservoir d'air	69
VI.4. Calcul du coup de bélier et dimensionnement du réservoir d'air	69
VI.4.1. La célérité d'ondes	70
VI.4.2. Principe de fonctionnement du réservoir d'air	71
VI.4.3. Calcul de la célérité d'onde C	73
VI.4.4. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air	74
VI.4.5. Installation du réservoir d'air	74
Conclusion	75

CHAPITRE VII : Organisation du chantier et devis estimatif

Introduction	76
VII.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	76

VII.2. Excavation des tranchées	77
VII.2.1. La profondeur (H_{tr})	78
VII.2.2. Largueur de la tranchée	78
VII.3. Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation	78
VII.3.1. Pelle équipée en rétro	78
VII.3.2. Pelle équipée en butée	79
VII.3.2. Bulldozer	80
VII.4. Travaux concernant les stations de pompage	80
VII.5. Calcul des volumes des travaux de l'adduction	81
VII.5.1 : Calcul du volume du déblai de l'adduction	81
VII.5.2. Lit de sable	81
VII.5.3. Volume de la conduite	82
VII.5.4. Remblais compacté	83
VII.6. Devis estimatif	83
Conclusion	84
Conclusion générale	85

Liste Des Tableaux :

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Répartition mensuelle de la température	5
Tableau I.2 : Variation moyenne des vitesses du vent	6
Tableau I.3: Inventaire des ressources hydriques de Sidi Hamed	8

CHAPITRE II : Evaluation des besoins en eau

Tableau II.1 : Evolution de la population	10
Tableau II.2 : Besoins domestiques pour les différents horizons	11
Tableau II.3 : Evaluation des besoins d'équipements	11
Tableau II.4 : Récapitulation des besoins d'équipement par catégorie	12
Tableau II.5 : Besoins Total d'équipements	12
Tableau II.6 : Débit moyen journalière	12
Tableau II.7 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants	14
Tableau II.8 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants	14
Tableau II.9 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau II.10 1: Bilans entre les besoins et les ressources	17

CHAPITRE III : Adduction par refoulement

Tableau III.1 : Différents Ouvrages	22
Tableau III.2 : Diamètres nominaux	22
Tableau III.3 : Calcul de la HMT du tronçon (Forage F1-Station de reprise)....	28
Tableau III.4 : Calcul des frais d'amortissement (F1-STPP)	28
Tableau III.5 : Calcul des frais d'exploitation (F1-STPP)	28
Tableau III.6 : Bilan du tronçon (Forage F1-Station de reprise)	29
Tableau III.7 : Calcul de la HMT du tronçon (Forage F2-Station de reprise)	29

Tableau III.8 : Calcul des frais d'amortissement (F2-STPP)	30
Tableau III.9 : Calcul des frais d'exploitation (F2-STPP)	30
Tableau III.10 : Bilan du tronçon (Forage F2-Station de reprise)	30
Tableau III.11 : Calcul de la HMT du tronçon (Forage F3-Station de reprise) ...	31
Tableau III.12 : Calcul des frais d'amortissement (F3-STPP)	31
Tableau III.13 : Calcul des frais d'exploitation (F3-STPP).....	32
Tableau III.14 : Bilan du tronçon (Forage F3-Station de reprise)	32
Tableau III.15 : Calcul de la HMT du tronçon (Forage F4-Station de reprise) ..	33
Tableau III.16 : Calcul des frais d'amortissement (F4-STPP)	33
Tableau III.17 : Calcul des frais d'exploitation (F4-STPP)	33
Tableau III.18 : Bilan du tronçon (Forage F4-Station de reprise)	34
Tableau III.19 : Calcul de la HMT du tronçon (Forage F5-Station de reprise) ..	34
Tableau III.20 : Calcul des frais d'amortissement (F5-STPP)	35
Tableau III.21 : Calcul des frais d'exploitation (F5-STPP)	35
Tableau III.22 : Bilan du tronçon (Forage F5-Station de reprise)	35
Tableau III.23 : Calcul HMT du tronçon (station de reprise-réservoir projeté) .	36
Tableau III.24 : Calcul des frais d'amortissement (STPP- réservoir projeté)....	36
Tableau III.25 : Calcul des frais d'exploitation (STPP- réservoir projeté).....	37
Tableau III.26 : Bilan du tronçon (station de reprise-réservoir projeté)	37

CHAPITRE IV : Les Réservoirs

Tableau IV.1 : Capacité de Stockage du réservoir projeté	41
---	-----------

CHAPITRE V : Pompes et stations de pompage

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (F1).....	47
Tableau V.2 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre(STPP) ..	49
Tableau V.3 : Caractéristiques de la conduite de refoulement	54
Tableau V.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	55

Tableau V.5 : Variations de la tension de vapeur d'eau en fonction de la T° 65

CHAPITRE VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau VI.1: Les caractéristiques des tronçons de l'adduction de refoulement ...73

Tableau VI.2 : Calcul de célérité d'onde des tronçons de l'adduction de refoulement 73

Tableau VI.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement 74

CHAPITRE VII : Organisation du chantier et devis estimatif

Tableau VII.1: Calcul du volume du déblai de l'adduction 81

Tableau VII.2: Calcul du volume du lit de sable 82

Tableau VII.3 : Calcul du volume des conduites 83

Tableau VII.4 : Volumes des travaux de l'adduction 83

Tableau VII.5 : Devis estimatif et quantitatif du projet 84

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure 1: Carte de situation de site 4239 logts Sidi Hamed 3

Figure 2 : Vue satellitaire de site 4239 logements SIDI HAMED à MEFTAH 4

CHAPITRE II : Evaluation des besoins en eau

CHAPITRE III : Adduction par refoulement

Figure III.1: Tracé de la variante sur carte satellitaire 23

CHAPITRE IV : Les réservoirs

Figure IV.1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré 45

CHAPITRE V : Pompes et stations de pompage

Figure V.1 : vue général de pompe de type E9S50/10A+MC880 CAPRARI 48

Figure V.2 : vue général de la pompe de type PM125/3D CAPRARI 50

Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type E9S50/10A+MC880 51

Figure V.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type PM125/3D 52

Figure V.5: Point de fonctionnement de la pompe (forage F1-Station de reprise).... 54

Figure V.6: Point de fonctionnement de la pompe (Station de reprise-Réservoir) ... 56

Figure V.7: Courbes caractéristiques du tronçon (forage F1-Station de reprise) après réglage 60

Figure V.8 : Courbes caractéristiques du tronçon (Station de reprise-réservoir projeté) après réglage 62

CHAPITRE VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

Figure VI.1 : Schéma d'installation du réservoir d'air 75

CHAPITRE VII : Organisation du chantier et devis estimatif

Figure VII.1 : Schéma d'une tranchée..... 77

Figure VII.2 : Image d'une pelle en rétro 79

Figure VII.3 : Le bulldozer 80

Liste Des Planches

Planche N° 1 : Plan de situation.

Planche N° 2 : Schéma synoptique.

Planche N° 3 : Profil en long (station de pompage - réservoir 1500m³).

Planche N° 4 : Profil en long (forage 1 - station de pompage).

Planche N° 5 : Accessoires et pièces spéciales.

Introduction

Générale

Introduction Générale :

L'hydraulique est incontournable dans le domaine de l'environnement. En effet, elle a une place déterminante dans la compréhension, l'analyse, l'étude et le diagnostic des réseaux d'adduction d'eau potable. De plus, le contrôle de ce système nécessite une instrumentation qui oblige le concepteur et l'exploitant à une connaissance poussée du fonctionnement hydraulique de ces ouvrages.

La situation des ressources en eau dans la zone de Mitidja est critique à cause de plusieurs problèmes comme l'abaissement de nappe, l'attaque des eaux salines et l'influence de l'échauffement climatique sur le climat, qui mise les pluies subit une irrégularité. Donc devient nécessaire pour leur exploitation une gestion raisonnable pour préserver l'eau cet élément naturel omniprésent sur la Terre.

L'objet de notre étude consiste de faire une étude sur l'adduction du système d'alimentation en eau potable pour améliorer l'approvisionnement en eau potable du site 4239 logts. Nous allons procéder tout d'abord à savoir la situation de notre zone de point de vue générale et de collecter le maximum des informations, ensuite on fait des calculs dépend des besoins en eau qui vont nous aider dans l'étude technico-économique du réseau d'adduction, ainsi que le calcul de la capacité du réservoir projeté se base sur l'estimation des besoins puis on passe au dimensionnement de la station de pompage avec ses accessoires, en suite l'étude du phénomène de coup de bélier et connaître son intérêt, finalement dans ces étapes on passe à l'organisation des travaux.

Chapitre 01 :
Présentation De La
Zone D'étude

Introduction :

Ce chapitre a pour but la connaissance de la zone d'étude du point de vue géographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique afin de mener à bien notre travail.

I.1. Situation géographique du secteur d'étude :

La région d'étude est située au environ de 4km au Nord-Ouest du chef-lieu de Meftah et précisément au niveau de la localité SAHRAOUI (Fig.1) aux coordonnées UTM : 515.000kms < X < 516.000Kms et 4051.000kms < Y < 4052.000kms relevés de la carte topographique de Larbâa à l'échelle 1/50.000ème.

Sidi Hamed est située au Nord du plaine de la Mitidja, d'où sa vocation agricole dominante, elle est située à 36 Km environ à l'Est de la ville de Blida et à 35 Km au Sud d'Alger.

Il y a la route nationale N°29, qui assure la liaison entre Larbâa et Meftah.

Elle est limitée :

- Au Nord par Domaine Sahraoui.
- A l'est par Sidi Hamed.
- A l'ouest par la commune de Larbâa.
- Au sud par Djebel Haouan.

Cette région possède un double territoire, l'un dans la plaine de la Mitidja et l'autre dans l'atlas Blidéen.

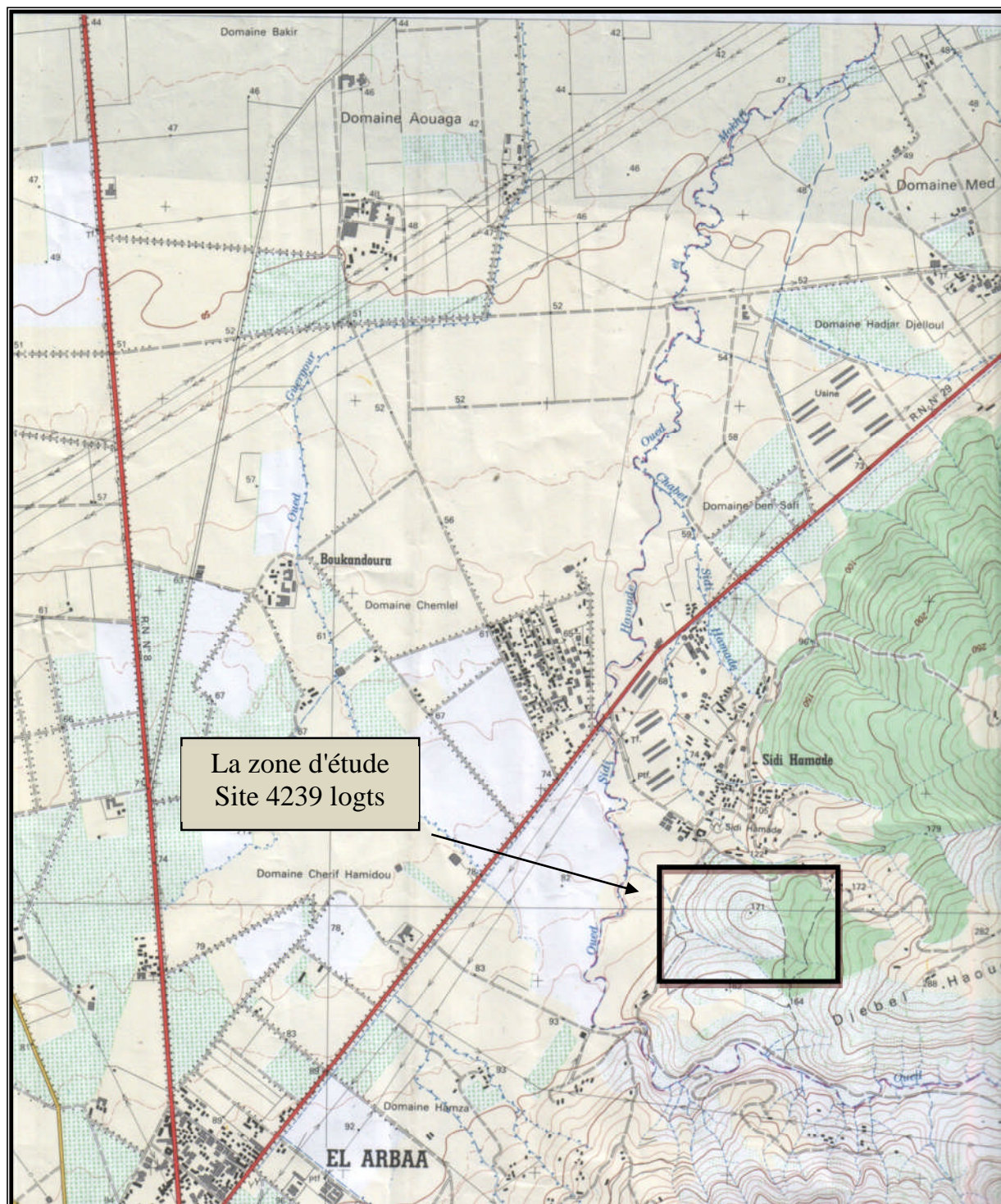
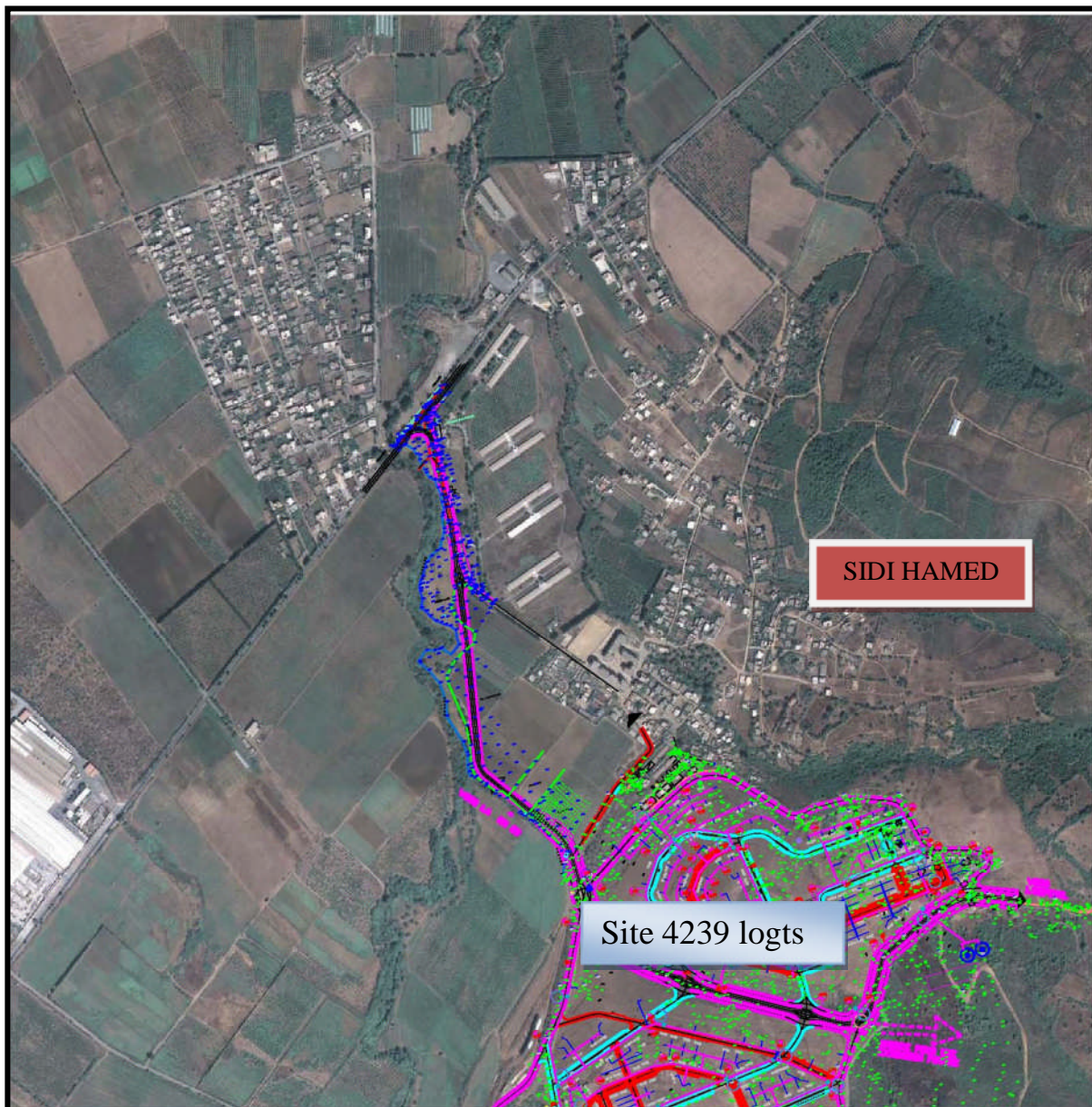


Figure 1: Carte de situation de site 4239 logts Sidi Hamed



Source : maps.google.dz

Figure 2 : Vue satellitaire de site 4239 logements SIDI HAMED à MEFTAH

I.2. Situation climatique :

I.2.1. Le Climat :

Le climat de Sidi Hamed et ses environs subit par sa situation géographique, l'influence de la mer et de la montagne, il subit pratiquement les mêmes variations que les zones côtières.

La région est soumise à un climat subméditerranéen c'est à dire humide et froid en hiver, sec et chaud en été.

I.2.2. Pluviométrie :

Selon la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord établie par l'ANRH, la lame d'eau précipitée dans la zone d'étude varie dans une fourchette de 500 à 900mm par an. Toutefois, les précipitations varient selon l'altitude de relief, vers le Nord la pluviométrie est beaucoup plus importante lors en s'approche de la mer.

La pluviométrie est irrégulière les pluies sont concentrées sur une partie de l'année (de octobre à avril) et les précipitations sont intenses de Novembre à Février quant au mois de Juin, Juillet et Août sont très faibles.

I.2.3. Température :

La température moyenne mensuelle est d'environ 22°C. Les températures extrêmes enregistrées sont 3°C et 36°C localisées en février et en juillet atteintes avec des fréquences faibles. Dans le mois de février, la température moyenne mensuelle varie souvent entre 3°C et 22°C alors qu'en juillet elle est située entre 21,5°C et 36°C (Tab I.1).

Tableau I.1 : Répartition mensuelle de la température

Mois	Sep	Oc	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mar	Av	Mai	Juin	Juil.	Aout
T°(c) _{max}	34,5	23	26,5	22	20,5	22	23	28,5	26	34,5	36	36
T°(c) _{min}	18,5	11	3,5	3	4	3	3	10,5	14	17	21,5	23
T°(c) _{moy}	24,8	17,1	14,1	11,4	12,4	12,8	14,5	18,3	19,6	24,7	28,6	29,4

Source : L'ANRH (Blida) 2007/2008.

I.2.4. Humidité :

L'humidité relative mensuelle moyenne varie de 70 à 83 % et de 60 à 63% respectivement pour les périodes allant de mois de novembre au mois de mars et du mois d'avril au mois d'octobre.

I.2.5. Les vents :

Les vents dominants proviennent de l'ouest pour les saisons d'automne et d'hiver, et du Nord pour les saisons printemps et été (Tab I.2).

Tableau I.2 : Variation moyenne des vitesses du vent

Mois	Jan	Fév.	Mar	Av	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep	Oc	Nov.	Déc.
Vent (km/h)	2,88	2,36	4,2	3,5	3,42	3,55	3,54	3,32	4,24	2,91	2,33	2,46

Source A.N.R.H 2007/2008 (Blida)

I.3. Hydrogéologie :

Le contexte hydrogéologique détermine la présence d'une nappe aquifère d'une profondeur moyenne variant de 20 à 40 m, et elle est alimentée par :

- l'infiltration des eaux de pluie.
- l'infiltration des eaux des oueds.

I.4. Hydrologie :

De nombreux affluents déversant leurs eaux dans l'oued de Djemaa qui passe au bord de site 4239 logts. Surcharge aux eaux de ruissellement.

I.5. Géologie :

La zone d'étude appartient à des ensembles physiques très différenciés :

- Au Nord d'une vaste plaine (la Mitidja) formée essentiellement de dépôts quaternaires et comprenant l'essentiel du potentiel hydro-agricole de la commune.
- Au sud et au sud-Ouest : Un ensemble montagneux composé de formation variée du crétacé et de l'éocène.
- Les terrains de la plaine sont surtout constitués par les formations alluviales (gravier, sable, argile graveleuse et limons)
- les terrains de la petite zone marécageuse de Haouch-Echghaouch sont inaptes pour la construction.
- Les terrains situés au Nord de l'agglomération de semblent présenter une stabilité moyenne du fait de leur constitution lithologique.
- Dans la zone de contact plaine- zone montagneuse, les terrains se rapportent aux anciennes terrasses alluviales surmontées de cônes de déjection.

I.6. Situation hydraulique de la ville de SIDI HAMED:

I.6.1. Ressources en eau :

Les ressources en eau se divisent en deux catégories :

a) Eaux superficielles :

Actuellement un petit barrage sur l'oued Hamed de capacité $1,35 \text{ Hm}^3/\text{an}$, volume régularisé $0,84 \text{ Hm}^3/\text{an}$, superficie à irriguée 300 ha.

b) Les ressources souterraines :

Près de 80% de la superficie de la commune de Meftah est formée par la nappe alluviale, ce qui dénote que les terrains à perméabilité élevées sur l'ensemble de la commune sont prédominants. Il a lieu de noter qu'il est difficile de quantifier d'une manière très précise la ressource mobilisable.

Sidi Hamed est alimenté actuellement à partir de 01 forage situés au Nord la ville Domaine Sahraoui (Tab I.3).

Tableau I.3: Inventaire des ressources hydriques de Sidi Hamed

	A.E.P	
	Nombre	Débit (l/s)
Forages	01	16

I.6.2. Les Adductions :

Les eaux du forage existant collectée dans une seule conduite en fonte de diamètre 200mm et acheminées vers le réservoir de 500 m³ situé près de la ville.

I.6.3. Les Ouvrages de stockage :

Le stockage de l'eau potable à Sidi Hamed est assuré par un réservoir semi-enterré de capacité 500 m³.

Conclusion :

Dans ce chapitre une présentation de la zone d'étude sur le plan géographique, climatique, géologique et hydraulique a été faite dans le but de collecter certaines données de base pour l'élaboration de notre travail.

Chapitre 02 :
Evaluation Des
Besoins En Eau

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) c'est un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

On se base dans la présente étude, sur le programme de logements à implanter au niveau de la commune de MEFTAH pour l'année 2012, les orientations du plan d'urbanisation et les données collectées auprès de service d'urbanisme de la wilaya de Blida.

II.1. Evaluation démographique :

La région d'étude est habitée par une population, maîtrisable par son volume et de type urbain, elle dispersée sur l'ensemble de site.

D'après les informations que nous avons recueillies auprès de la DUC de Blida le nombre de logement de ce site est de 4239 logements.

Le programme d'activité générale comprend :

- Un programme de logements.
- Un programme d'équipements intégrés.
- Un programme d'équipements isolés.

Pour calculer le nombre total d'usager on a : $P = N * T$ (II.1)

P : populations

N : nombre de logements. (4239 logts)

T : taux d'occupation par logement: 5 habitants par logement.

$P = 4239 \times 5 = 21195 \text{ habitant}$

II.2. Estimation de la population à l'horizon d'étude :

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 20 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 2,5%, ce taux représente la moyenne nationale en zone urbaine.

Pour les calculs d'estimation de la population future nous utiliserons finalement la formule de l'équation des intérêts composés : $P_n = P_0 * (1 + \tau)^n$ (II.2)

Avec : P_n : population à l'horizon.

P_0 : population actuelle de référence.

τ : taux d'accroissement = 0,025.

n : nombre d'année séparant les horizons considérés.

Tableau II.1 : Evolution de la population

Périmètre étudié	Population en 2012 (hab.)	Taux d'accroissement (%)	Population en 2032 (hab.)
Site 4239 Logts	21195	2,5	34730

II.3. Evaluation des besoins en eau :

II.3.1. Besoins Domestiques :

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

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{D \times N}{1000} \text{ m}^3/\text{j} \text{(II.3)}$$

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j .
- D : dotation journalière en $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$.
- N : Nombre de consommateurs.

Les besoins domestiques pour les différents horizons sont indiqués dans le tableau II.2.

Tableau II.2 : besoins domestiques pour les différents horizons

Horizon	population	Dotation (l/j/hab.)	Besoins domestiques (m ³ /j)
2012	21195	180	3815
2022	27131	200	5426
2032	34730	200	6946

II.3.2. Besoins d'équipements :

Les besoins d'équipements sont indiqués dans le tableau II.3.

Tableau II.3 : Evaluation des besoins d'équipements

Désignation	Nombre	Surface (m ²)	Dotation	Débit moyen journalier (m ³ /j)
Crèche	05	5000	5 l/j/m ²	25
CEM	02	11500	5 l/j/m ²	57.5
Ecole primaire	05	17900	5 l/j/m ²	89.5
Lycée	01	14900	5 l/j/m ²	74.5
Salle omnisports	01	4100	5 l/j/m ²	20.5
Centre de sante	01	4500	5 l/j/m ²	22.5
Mosquée	01	7500	10 l/j/m ²	75
Polyclinique	01	2900	10 l/j/m ²	29
Bibliothèque	01	900	5 l/j/m ²	4.5
Centre commercial	01	3500	5 l/j/m ²	17.5
Gendarmerie	01	6200	5 l/j/m ²	31
PTT	01	3500	5 l/j/m ²	17.5
CSP	01	9000	5 l/j/m ²	45
Equipement	01	3300	5 l/j/m ²	16.5
Groupement administratif	01	4900	5 l/j/m ²	24.5
Equipement éventuel	03	11700	5 l/j/m ²	58.5
Sureté urbaine	01	700	5 l/j/m ²	3.5
Banque	01	700	5 l/j/m ²	3.5
Assurance	01	700	5 l/j/m ²	3.5
Hôtel	01	1400	5 l/j/m ²	7
Total				626

Source URBAB BLIDA 2012.

On peut aussi calculer les besoins d'équipements par la répartition prévisionnelle de la consommation selon les usages en % de la consommation domestique (Tab II.4).

Tableau II.4 : Récapitulation des besoins d'équipement par catégorie

Type d'agglomération	Administration	Commerce	Industrie
Métropole nationale	30%	15%	10%
Métropole régionale	20%	10%	10%
Agglomération urbaine	15%	8%	10%
Agglomération semi rurale	10%	5%	5%
Agglomération rurale	5%	3%	2%

Source : Plan National de l'Eau 2012.

Le Site 4239 logts sidi Hamed est une agglomération urbaine. On obtient donc le tableau II.5.

Tableau II.5 : Besoins Total d'équipements

Besoins	Horizon 2032
Besoins domestiques (m ³ /j)	6946
Besoins administratifs 15 % (m ³ /j)	1042
Besoins commerciaux 8% (m ³ /j)	555
Besoins industriels 10% (m ³ /j)	694
Besoins Total d'équipements (m ³ /j)	2291

II.3.3. Bilan des besoins moyens en eau :

Le Bilan des besoins moyens est présenté dans le tableau II.6.

Tableau II.6 : débit moyen journalière

Besoins	Horizon 2032
Besoins domestiques (m ³ /j)	6946
Besoins des équipements (m ³ /j)	2291
Besoins domestiques + équipements (m ³ /j)	9237
Q _{moy, j} (m ³ /j)	9237

II.4. Coefficients d'irrégularités :

II.4.1. Coefficient d'irrégularité journalière maximale ($K_{max,j}$) :

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum ($K_{max,j}$) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière et de la consommation moyenne journalière :

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad \dots\dots(\text{II.4}) \quad \text{avec : } K_{max,j} = (1,1 \div 1,3) \quad \text{On prend } K_{max,j} = 1,3$$

II.4.2. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$) :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière, donné

par la relation suivante :
$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad \dots\dots(\text{II.5})$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation. $K_{min,j}$ varie de 0,7 à 0,9. On prend $K_{min,j} = 0.8$

II.4.3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée.

Et en même temps ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :

α_{max} et β_{max} .

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

Avec :

- α_{max} : coefficient qui tient en considération du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,36$.
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.7 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.7 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

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

Pour notre cas et par interpolation on trouve $\beta_{\max} = 1,15$

D'où la valeur de $K_{\max,h}$ sera : $K_{\max,h} = 1,36 \times 1,15 = 1,56$ **$K_{\max,h} = 1,56$**

II.4.4. Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation : $K_{\min,h} = (Q_{\min,h} / Q_{\text{moy},h}) = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$ (II.7)

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,4$.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau 8 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

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

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

Pour notre cas et par interpolation on trouve $\beta_{\min} = 0,61$

D'où la valeur de $K_{\min,h}$ sera : $K_{\min,h} = 0,4 \times 0,61 = 0,25$ **$K_{\min,h} = 0,25$**

II.5. Détermination des débits journaliers :

II.5.1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :

C'est le débit journalier le plus consommé pendant l'année :

$$Q_{\max,j} = Q_{\text{moy},j} K_{\max,j} \quad \dots\dots(II.8)$$

Ce débit est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement.

$$Q_{\max,j} = 9237 * 1,3 = 12008 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.5.2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min, j}$) :

C'est le débit journalier de faible consommation pendant l'année :

$$Q_{\min, j} = Q_{\text{moy}, j} K_{\min, j} \dots\dots(\text{II.9}) \quad Q_{\min, j} = 9237 * 0,8 = 7390 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.6. Détermination des débits horaires :

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

II.6.1. Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante : $Q_{\text{moy}, h} = Q_{\text{max}, j} / 24 \text{ (m}^3/\text{h)}$

Avec : $Q_{\text{moy}, h}$: débit moyen horaire en m^3/h .

$Q_{\text{max}, j}$: débit maximum journalier en m^3/j .

$$Q_{\text{moy}, h} = 12008 / 24 = 500 \text{ m}^3/\text{h}.$$

II.6.2. Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit est très important dans les différents calculs, il est déterminé par la relation suivante : $Q_{\text{max}, h} = K_{\text{max}, h} * Q_{\text{moy}, h} \text{ (m}^3/\text{h)}$ (II.10)

Avec : $Q_{\text{moy}, h}$: débit moyen horaire en m^3/h .

$K_{\text{max}, h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire.

$$\text{Alors : } Q_{\text{max}, h} = 1,56 * 500 = 780 \text{ m}^3/\text{h}.$$

II.6.3. Détermination du débit minimum horaire :

Ce débit est défini par la relation suivante : $Q_{\min, h} = K_{\min, h} * Q_{\text{moy}, h} \text{ (m}^3/\text{h)}$ (II.11)

Avec : $Q_{\text{moy}, h}$: débit moyen horaire en m^3/h .

$K_{\min, h}$: coefficient d'irrégularité minimale horaire.

$$\text{Alors : } Q_{\min, h} = 0,25 * 500 = 125 \text{ m}^3/\text{h}.$$

II.7. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière.

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau le tableau II.9.

Tableau II.9 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	5.9	4.9	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

II.8. Comparaison entre les ressources disponibles et les besoins en eau :

Les bilans sont représentés dans le tableau II.10, c'est-à-dire une comparaison entre les besoins en eau et les ressources disponibles.

Tableau II.10 : bilans entre les besoins et les ressources

Dénomination	Unités	Actuel 2012
$Q_{max, j}$	m ³ /j	12008
	l/s	139
Ressources disponibles	l/s	16
Déficit	l/s	123
Ressources de l'adduction Projeté	l/s	125

D'après le tableau II.10, il y a un déficit de 123 l/s. Donc pour le renforcement de l'alimentation en eau potable des 4239 logements il faudra implanter de nouveaux forages. Selon les prospections qui ont été faites dans la zone d'étude, il est possible d'implanter des nouveaux forages. Le débit donné par un forage est de l'ordre de 25 l/s.

Le nombre de forages nécessaires sont cinq (05) forages. Chaque forage donnera un débit de 25 l/s.

Conclusion :

La situation d'alimentation en eau potable du site 4239 logements est donc critique. Il est recommandé d'implanter de nouveaux forages afin de satisfaire les besoins en eau de cette agglomération.

Chapitre 03 :
Adduction Par
Refoulement

Introduction :

Le transport est nécessaire entre le point de captage et le point d'utilisation, dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Du point de vue technique, on est conduit à séparer les ouvrages d'adduction et ceux de distribution.

Les conduites d'aménées (conduites d'adduction) peuvent être classées comme suit :

- L'adduction à écoulement gravitaire.
- L'adduction à écoulement par refoulement.
- L'adduction mixte.

La conduite de collecte permet d'alimenter la station de pompage projeté, qui assure le refoulement vers le réservoir projeté.

L'analyse du relief de la zone d'étude, ou plus précisément, du parcours entre le site des forages projetés et la station de reprise nous instruit au préalable sur la configuration du système d'adduction qui servira à véhiculer l'eau entre les deux bouts.

Le site de production (Forages), se trouve à une cote de plus ou de moins de 219 m, est situé au Nord de Douar Sahraoui. Les eaux sont collectées vers la station de reprise projetée et après refoulement directement vers le réservoir projeté.

Le réservoir projeté à une distance de 4550 m à partir de la station de reprise projeté, et à une cote de 401,52m.

III.1. Quelques notions simples sur l'adduction :**III.1.1. Choix du tracé :**

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

1. Le tracé doit être le plus court possible en raison d'économie.

2. Des ventouses et des vidanges doivent être prévues au point haut et bas pour évacuer l'air qui s'y accumule.

3. Il serait préférable de suivre l'accotement des pistes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau et aussi éviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées.

III.1.2. Choix du type de tuyau :

Le choix du type de tuyaux est basé sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, les pressions exigées, la condition de pose et des critères d'ordre économique qui reposent sur le prix de fourniture et de transport.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites d'adduction en fonte, et vu les avantages qu'elles présentent :

- souple et plus résistante.
- Apte à prendre en charge les grandes pressions.
- il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.
- son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.
- des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm.
- différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites.

Aussi il y a des tronçons en PEHD, et vu les avantages qu'elles présentent :

- sont les plus légers de tous les tuyaux.
- 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.

III.2. Description de la variante proposée :

Le but de cette étude, est l'établissement d'un système d'AEP de site 4239 logts à partir de champs de captage projeté.

Ce système, consiste en premier temps, a ramené l'eau potable à partir des forages projetés au niveau du champ de captage Sahraoui par une conduite d'adduction, vers un point élevé et qui sera le site du réservoir projeté, ensuite la conduite de distribution vers la tête de réseau.

Il faut aussi que cette variante, soit réalisable du point de vue technique et qu'elle soit, bien adaptée avec l'importance du projet et ses conditions aussi bien topographiques que géologiques. La variante qui sera choisie, devra être économique.

Cette variante est constitué de :

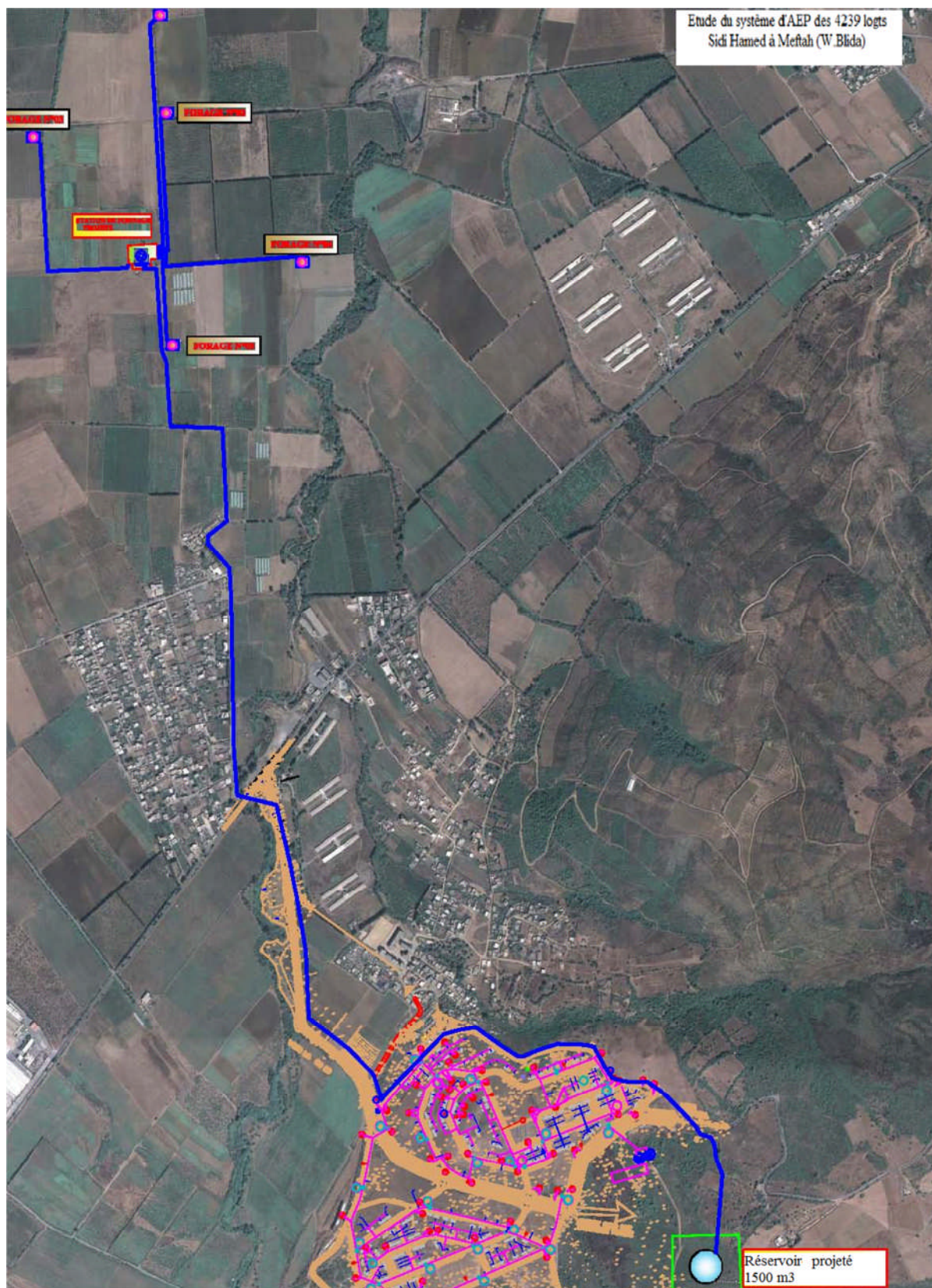
- Une conduite d'adduction de diamètre entre 200 et 400mm sur une longueur de 4550m en fonte. Cette conduite relie la station de pompage projeté avec le réservoir projeté au niveau de Djebel Haouan.
- Implantation des cinq forages.
- Implantation d'une station de pompage.
- Réaliser un réservoir.

III.3. Etude technico-économique :

III.3.1. Données structurelles :

La conjugaison des éléments géographiques et topographiques, ainsi que les chiffres de production dont on dispose forme un modèle de calcul du système qui nous permettra de déterminer les paramètres physiques et hydrauliques du dispositif de l'adduction en question.

La production est assurée par des forages qui acheminent l'eau vers la station de reprise projeté.



Source : maps.google.dz

Figure III.1: Tracé de la variante sur carte satellitaire

Tableau III.1 : Différents Ouvrages et forages

N°	Nom	Cote TN (m)	Débit (l/s)
01	FORAGE F1	216,87	25
02	FORAGE F2	220,79	25
03	FORAGE F3	219,10	25
04	FORAGE F4	226,00	25
05	FORAGE F5	228,02	25
06	Station de reprise	224,83	125
07	Réservoir projeté	401,52	-

III.3.2. Canalisation :

Les ouvrages qui seront liés entre eux par des conduites en PEHD, dont les diamètres restent à définir.

Tableau III.2 : Diamètres nominaux

Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	PN (bars)
125	11,4	102,2	16
160	14,6	130,8	16
200	18,2	163,6	16
250	22,7	204,6	16
315	28,6	257,8	16
400	36,3	327,4	16

III.3.3. Diamètres économiques : [3]

La notion du diamètre économique s'introduit dans le cas d'un écoulement par refoulement (par pompage), ce diamètre peut se calculer par plusieurs formules :

a) Formule de BONIN :

$$D_{\text{éco}} = \sqrt{Q} \quad \dots\dots(\text{III.1})$$

b) Formule de BRESSE :

$$D_{\text{éco}} = 1,5 \sqrt{Q} \quad \dots(\text{III.2})$$

Formule de BRESSE n'est valable que pour les longueurs de conduite < 1 Km.

c) Formule de MUNIER :

$$D_{\text{éco}} = (1+0,02n) \sqrt{Q} \quad \dots(\text{III.3})$$

Avec : n = nombre d'heures de pompage.

$$Q = \text{débit en m}^3/\text{s}.$$

d) Formule de VIBERT : (conduites en fonte)

$$D_{\text{éc}} = 1,547 * (e/f)^{0,154} * Q^{0,46} \quad (\text{pompage continu}) \quad \dots(\text{III.4})$$

$$D_{\text{éc}} = 1,35 * (e/f)^{0,154} * Q^{0,46} \quad (\text{pompage de 10h/24h}) \quad \dots(\text{III.5})$$

Avec : e= prix du KWh.

$$f = \text{prix du kg de fonte.}$$

Remarque :

Les deux formules (BRESSE et BONIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, on ne peut pas les utiliser sans connaître une erreur sur son évaluation. Cependant, l'utilisation de ces deux formules peut être faite juste pour avoir une idée globale sur le diamètre ou pour faire le choix de la gamme des diamètres à utiliser dans la méthode technico-économique.

Les deux autres formules (MUNIER, VIBERT) ne peuvent pas être utilisées dans notre cas, vu que la pompe ou le groupe électropompe fonctionne 20h/24h et certaines conduites sont en PEHD.

Donc nous allons faire une étude technico-économique pour le calcul des diamètres, cette étude sera basée, d'une part, sur les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations.

III.3.4. Frais d'amortissement :

Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation. Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante: $F_{am} = Pr_c * A$ [DA](III.6)

Pr_c : prix de la conduite en (DA), (prix de la canalisation et le prix du tassement au mL)

A : l'annuité d'amortissement sachant que : $A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i$ (III.7)

- i: Taux d'annuité annuel (8 % en Algérie).
- n: nombre d'années d'amortissement.

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{20} - 1} + 0,08 = 10,2\%$$

III.3.5. Frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charges (ΔH) engendrées dans les conduites, connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer les hauteurs manométriques totales correspondant à chaque canalisation pour connaître la puissance absorbée par la pompe, donc les frais d'exploitations.

III.3.6. Calcul des pertes de charge :

III.3.6.1. Pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_l = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad \dots\dots(III.8)$$

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

- ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m).

- D : diamètre de la conduite en (m).

- L : la longueur du tronçon en (m).

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

- λ : coefficient de frottement : $\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots$ (III.9) (Formule de Nikuradzé)

- ε : la rugosité absolue pour PEHD 0,015 mm et pour la fonte 0,1 mm

III.3.6.2. Pertes de charge singulières :

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad \dots(III.10)$$

III.3.6.3. Pertes de charge totales (ΔH_T) :

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$\Delta H_T = \Delta H_l + \Delta H_s \quad \Leftrightarrow \quad \Delta H_T = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \quad \Rightarrow \quad \Delta H_T = 1,15 * \Delta H_l$$

III.3.7. La hauteur manométrique totale :

a) Forage -Bâche d'aspiration :

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g), des pertes de charges totales (ΔH_T).

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_T \quad \dots(III.11)$$

H_g : la hauteur géométrique égale à la différence des cotes d'arrivée à la bâche d'aspiration de la station de reprise et du niveau dynamique du forage.

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration.

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

$$H_g = T_p - ND_F \quad \dots(III.12)$$

T_p : trop-plein de la bâche. (Fixé à 232m)

ND_F : niveau dynamique du forage, tel que $ND_F = C_{TN} - H_f$(III.13)

C_{TN} : cote du terrain naturel du forage.

H_f : Profondeur du forage $H_f=150m$.

b) Station de reprise-Réservoir projeté:

$$HMT = H_g + \Delta H_T$$

H_g : la différence des cotes d'arrivée de réservoir projeté et la station de reprise.

$$H_g = CTTP-R - CTSR = 409 - 225 = 184 \text{ m}$$

CTTP-R : trop plein du réservoir. (Fixé à 409m)

CTSR : côte du radier de la station de reprise (225m).

III.3.8. Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad \dots\dots(\text{III.14})$$

- 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)

III.3.9. Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \quad [\text{KWh}] \quad \dots\dots(\text{III.15})$$

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

- P : puissance de la pompe en (KW)

III.3.10. Formule de calcul des frais d'exploitation :

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

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \quad \dots(III.16)$$

-E: énergie consommée par la pompe en (kWh)

-e: prix unitaire d'un kWh donné par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

III.3.11. Résultats de calcul des diamètres économiques :

On calcul d'abord les hauteurs géométrique pour les utiliser dans les calculs suivants :

1/ Forage (F1)-Bâche d'aspiration :

$$H_g = 232 - (216,87 - 150) = 165,13 \text{ m}$$

2/ Forage (F2)-Bâche d'aspiration :

$$H_g = 232 - (220,79 - 150) = 161,21 \text{ m}$$

3/ Forage (F3)-Bâche d'aspiration :

$$H_g = 232 - (219,10 - 150) = 162,9 \text{ m}$$

4/ Forage (F4)-Bâche d'aspiration :

$$H_g = 232 - (226 - 150) = 156 \text{ m}$$

5/ Forage (F5)-Bâche d'aspiration :

$$H_g = 232 - (228,02 - 150) = 153,98 \text{ m}$$

6/ Station de reprise-Réservoir 1000m³ :

H_g : la différence des cotes d'arrivée de réservoir projeté et la station de reprise.

$$H_g = \text{CTTP-R} - \text{CTSR} = 409 - 225 = 184 \text{ m}$$

III.3.11.1. Tronçon (Forage F1-Station de reprise):

$$Q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}, L = 1254,36\text{m}, D_{\text{éco}} = 0,158\text{m}, D_n = 160\text{mm}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux III.3, III.4, III.5 et III.6 :

Tableau III.3 : Calcul de la HMT du tronçon (Forage F1-Station de reprise)

Diamètre (mm)	V (m/s)	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_T (m)	HMT(m)
110	2,63	0,0129	0,042	1254,36	59,87	225,00
125	2,04	0,0126	0,021	1254,36	30,82	195,95
160	1,24	0,0120	0,006	1254,36	8,56	173,69
200	0,80	0,0115	0,002	1254,36	2,69	167,82
250	0,51	0,0111	0,001	1254,36	0,85	165,98
315	0,32	0,0106	0,000	1254,36	0,26	165,39
400	0,20	0,0102	0,000	1254,36	0,07	165,20

Tableau III.4 : Calcul des frais d'amortissement (F1-STPP)

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amorti} (DA)
110	885,91	1254,36	100568,1
125	1132,44	1254,36	128554,1
160	1825,2	1254,36	207195,9
200	2892,24	1254,36	328325,9
250	4463,55	1254,36	506700,3
315	6844,5	1254,36	776984,8
400	10904,4	1254,36	1237863

Tableau III.5 : Calcul des frais d'exploitation (F1-STPP)

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh)	F _{ex} (DA)
110	67,29	491247,828	2294127
125	58,61	427822,075	1997929
160	51,95	379214,591	1770932
200	50,19	366404,197	1711108
250	49,64	362379,355	1692312
315	49,46	361090,21	1686291
400	49,41	360694,233	1684442

Tableau III.6 : Bilan du tronçon (Forage F1-Station de reprise)

Diamètre (mm)	F _{ex} (DA)	F _{amorti} (DA)	Bilan (DA)
110	2294127,4	100568,13	2394695
125	1997929,1	128554,11	2126483
160	1770932,1	207195,94	1978128
200	1711107,6	328325,87	2039433
250	1692311,6	506700,32	2199012
315	1686291,3	776984,77	2463276
400	1684442,1	1237862,91	2922305

Donc le diamètre économique est de 160 mm, avec une vitesse de $V = 1,24\text{m/s}$, une perte de charge totale est de 8,56 m et une HMT de 173,69m.

III.3.11.2. Tronçon (Forage F2-Station de reprise) :

$Q = 0,025\text{ m}^3/\text{s}$, Selon BRESSE : $D_{\text{éco}} = 1,5\sqrt{Q} = 0,237\text{ m}$, $D_n = 250\text{mm}$.

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux III.7, III.8, III.9 et III.10 :

Tableau III.7 : Calcul de la HMT du tronçon (Forage F2-Station de reprise)

Diamètre (mm)	V (m/s)	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_T (m)	HMT(m)
110	2,63	0,0129	0,042	557,88	26,63	187,84
125	2,04	0,0126	0,021	557,88	13,71	174,92
160	1,24	0,0120	0,006	557,88	3,81	165,02
200	0,80	0,0115	0,002	557,88	1,20	162,41
250	0,51	0,0111	0,001	557,88	0,38	161,59
315	0,32	0,0106	0,000	557,88	0,11	161,32
400	0,20	0,0102	0,000	557,88	0,03	161,24

Tableau III.8 : Calcul des frais d'amortissement (F2-STPP)

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amorti} (DA)
110	885,91	557,88	44727,95
125	1132,44	557,88	57174,79
160	1825,2	557,88	92150,95
200	2892,24	557,88	146023,8
250	4463,55	557,88	225356,3
315	6844,5	557,88	345566,1
400	10904,4	557,88	550542,9

Tableau III.9 : Calcul des frais d'exploitation (F2-STPP)

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh)	F _{ex} (DA)
110	56,18	410109,677	1915212
125	52,32	381900,902	1783477
160	49,35	360282,592	1682520
200	48,57	354585,135	1655913
250	48,33	352795,076	1647553
315	48,25	352221,725	1644875
400	48,23	352045,613	1644053

Tableau III.10 : Bilan du tronçon (Forage F2-Station de reprise)

Diamètre (mm)	F _{ex} (DA)	F _{amorti} (DA)	Bilan (DA)
110	1915212,2	44727,95	1959940
125	1783477,2	57174,79	1840652
160	1682519,7	92150,95	1774671
200	1655912,6	146023,82	1801936
250	1647553	225356,34	1872909
315	1644875,5	345566,07	1990442
400	1644053	550542,87	2194596

Le diamètre économique est de 160 mm, avec une vitesse de $V = 1,24\text{m/s}$, une perte de charge totale de 3,81 m et une HMT de 165,02m.

III.3.11.3. Tronçon (Forage F3-Station de reprise) :

$Q = 0,025 \text{ m}^3/\text{s}$, Selon BRESSE : $D_{\text{éco}} = 1,5 \sqrt{Q} = 0,237 \text{ m}$, $D_n = 250\text{mm}$.

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux III.11, III.12, III.13 et III.14 :

Tableau III.11 : Calcul de la HMT du tronçon (Forage F3-Station de reprise)

Diamètre (mm)	V (m/s)	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_T (m)	HMT(m)
110	2,63	0,0129	0,042	763,67	36,45	199,35
125	2,04	0,0126	0,021	763,67	18,76	181,66
160	1,24	0,0120	0,006	763,67	5,21	168,11
200	0,80	0,0115	0,002	763,67	1,64	164,54
250	0,51	0,0111	0,001	763,67	0,52	163,42
315	0,32	0,0106	0,000	763,67	0,16	163,06
400	0,20	0,0102	0,000	763,67	0,05	162,95

Tableau III.12 : Calcul des frais d'amortissement (F3-STPP)

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F_{amorti} (DA)
110	885,91	763,67	61227,13
125	1132,44	763,67	78265,35
160	1825,2	763,67	126143,5
200	2892,24	763,67	199888,9
250	4463,55	763,67	308485,5
315	6844,5	763,67	473038
400	10904,4	763,67	753626,4

Tableau III.13 : Calcul des frais d'exploitation (F3-STPP)

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh)	F _{ex} (DA)
110	59,62	435244,675	2032593
125	54,33	396630,286	1852263
160	50,28	367037,444	1714065
200	49,21	359238,316	1677643
250	48,88	356787,943	1666200
315	48,77	356003,095	1662534
400	48,73	355762,019	1661409

Tableau III.14 : Bilan du tronçon (Forage F3-Station de reprise)

Diamètre (mm)	F _{ex} (DA)	F _{amorti} (DA)	Bilan (DA)
110	2032592,6	61227,13	2093820
125	1852263,4	78265,35	1930529
160	1714064,9	126143,47	1840208
200	1677642,9	199888,88	1877532
250	1666199,7	308485,47	1974685
315	1662534,5	473038,01	2135572
400	1661408,6	753626,36	2415035

Le diamètre économique est de 160 mm, avec une vitesse de $V = 1,24\text{m/s}$, une perte de charge totale de 05,21 m et une HMT de 168,11m.

III.3.11.4. Tronçon (Forage F4-Station de reprise) :

$Q = 0,025\text{ m}^3/\text{s}$, Selon BRESSE : $D_{\text{éco}} = 1,5\sqrt{Q} = 0,237\text{ m}$, $D_n = 250\text{mm}$.

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux III.15, III.16, III.17 et III.18 :

Tableau III.15 : Calcul de la HMT du tronçon (Forage F4-Station de reprise)

Diamètre (mm)	V (m/s)	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_T (m)	HMT(m)
110	2,63	0,0129	0,042	519,42	24,79	180,79
125	2,04	0,0126	0,021	519,42	12,76	168,76
160	1,24	0,0120	0,006	519,42	3,54	159,54
200	0,80	0,0115	0,002	519,42	1,11	157,11
250	0,51	0,0111	0,001	519,42	0,35	156,35
315	0,32	0,0106	0,000	519,42	0,11	156,11
400	0,20	0,0102	0,000	519,42	0,03	156,03

Tableau III.16 : Calcul des frais d'amortissement (F4-STPP)

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amorti} (DA)
110	885,91	519,42	41644,42
125	1132,44	519,42	53233,18
160	1825,2	519,42	85798,11
200	2892,24	519,42	135957
250	4463,55	519,42	209820,4
315	6844,5	519,42	321742,9
400	10904,4	519,42	512588,7

Tableau III.17 : Calcul des frais d'exploitation (F4-STPP)

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh)	F _{ex} (DA)
110	54,07	394726,683	1843374
125	50,47	368462,608	1720720
160	47,72	348334,655	1626723
200	46,99	343029,978	1601950
250	46,76	341363,325	1594167
315	46,69	340829,5	1591674
400	46,67	340665,53	1590908

Tableau III.18 : Bilan du tronçon (Forage F4-Station de reprise)

Diamètre (mm)	F _{ex} (DA)	F _{amorti} (DA)	Bilan (DA)
110	1843373,6	41644,42	1885018
125	1720720,4	53233,18	1773954
160	1626722,8	85798,11	1712521
200	1601950	135957,00	1737907
250	1594166,7	209820,37	1803987
315	1591673,8	321742,90	1913417
400	1590908	512588,69	2103497

Le diamètre économique est de 160 mm, avec une vitesse de $V = 1,24\text{m/s}$, une perte de charge totale de 03,54 m et une HMT de 159,54m.

III.3.11.5. Tronçon (Forage F5-Station de reprise) :

$Q = 0,025\text{ m}^3/\text{s}$, Selon BRESSE : $D_{\text{éco}} = 1,5\sqrt{Q} = 0,237\text{ m}$, $D_n = 250\text{mm}$.

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux III.19, III.20, III.21 et III.22 :

Tableau III.19 : Calcul de la HMT du tronçon (Forage F5-Station de reprise)

Diamètre (mm)	V (m/s)	λ	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_T(\text{m})$	HMT(m)
110	2,63	0,0129	0,042	375,59	17,93	171,91
125	2,04	0,0126	0,021	375,59	9,23	163,21
160	1,24	0,0120	0,006	375,59	2,56	156,54
200	0,80	0,0115	0,002	375,59	0,81	154,79
250	0,51	0,0111	0,001	375,59	0,25	154,23
315	0,32	0,0106	0,000	375,59	0,08	154,06
400	0,20	0,0102	0,000	375,59	0,02	154,00

Tableau III.20 : Calcul des frais d'amortissement (F5-STPP)

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amorti} (DA)
110	885,91	375,59	30112,87
125	1132,44	375,59	38492,65
160	1825,2	375,59	62040,18
200	2892,24	375,59	98309,83
250	4463,55	375,59	151720,1
315	6844,5	375,59	232650,7
400	10904,4	375,59	370650,3

Tableau III.21 : Calcul des frais d'exploitation (F5-STPP)

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh)	F _{ex} (DA)
110	51,41	375327,981	1752782
125	48,81	356336,561	1664092
160	46,82	341782,139	1596123
200	46,29	337946,353	1578209
250	46,13	336741,205	1572581
315	46,08	336355,199	1570779
400	46,06	336236,632	1570225

Tableau III.22 : Bilan du tronçon (Forage F5-Station de reprise)

Diamètre (mm)	F _{ex} (DA)	F _{amorti} (DA)	Bilan (DA)
110	1752781,7	30112,87	1782895
125	1664091,7	38492,65	1702584
160	1596122,6	62040,18	1658163
200	1578209,5	98309,83	1676519
250	1572581,4	151720,06	1724301
315	1570778,8	232650,68	1803429
400	1570225,1	370650,32	1940875

Le diamètre économique est de 160 mm, avec une vitesse de $V = 1,24\text{m/s}$, une perte de charge totale de 02,56 m et une HMT de 156,54m.

III.3.11.6. Tronçon (station de reprise-réservoir projeté):

$Q = 0,125\text{ m}^3/\text{s}$, Selon BONNIN : $D_{\text{éco}} = \sqrt{Q} = 0,353\text{ m}$, $D_n = 400\text{mm}$.

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux III.23, III.24, III.25 et III.26 :

Tableau III.23 : Calcul HMT du tronçon (station de reprise-réservoir projeté)

Diamètre (mm)	V (m/s)	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_T (m)	HMT(m)
250	2,55	0,0162	0,021	4550	111,84	295,84
300	1,77	0,0155	0,008	4550	43,21	227,21
350	1,30	0,0150	0,004	4550	19,35	203,35
400	1,00	0,0146	0,002	4550	9,65	193,65
500	0,64	0,0140	0,001	4550	3,02	187,02
600	0,44	0,0135	0,000	4550	1,17	185,17

Tableau III.24 : Calcul des frais d'amortissement (STPP- réservoir projeté)

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F amorti (DA)
250	11542,36	4550	4752855,29
300	12336,05	4550	5079676,99
350	13521,23	4550	5567704,48
400	14910,06	4550	6139589,96
500	17885,15	4550	7364657,64
600	22831,78	4550	9401556,21

Tableau III.25 : Calcul des frais d'exploitation (STPP- réservoir projeté)

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh)	F _{ex} (DA)
250	442,40	3229543,59	15081969
300	339,77	2480319,53	11583092
350	304,09	2219843,98	10366671
400	289,59	2113990,52	9872336
500	279,67	2041625,65	9534392
600	276,91	2021429,02	9440074

Tableau III.26 : Bilan du tronçon (station de reprise-réservoir projeté)

Diamètre (mm)	F _{ex} (DA)	F _{amorti} (DA)	Bilan (DA)
250	15081969	4752855,29	19834824
300	11583092	5079676,99	16662769
350	10366671	5567704,48	15934376
400	9872335,7	6139589,96	16011926
500	9534391,8	7364657,64	16899049
600	9440073,5	9401556,21	18841630

Le diamètre économique est de 350 mm, avec une vitesse de $V = 1,3$ m/s, une perte de charge totale de 19,35 m et une HMT de 203,35m.

Conclusion :

Une étude technico-économique a été faite dans ce chapitre afin de déterminer les diamètres appropriés des conduites d'adduction par refoulement projetées dans le cadre de ce projet de fin d'études. Cette étude technico-économique a pris en considération à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation ce qui a permis une meilleur estimation des diamètres.

Chapitre 04 :

Les Réservoirs

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions dans la plus part des cas et qui jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. Alors dans notre projet, nous allons projeter un réservoir pour alimenter le nouveau site des 4239 logts SIDI HAMED.

Le réservoir a une double fonction :

- Il assure la sécurité de la distribution, soit en cas de défaillance de courte durée d'un dispositif de pompage, soit pour fournir rapidement une importante quantité d'eau pour lutter contre un incendie par exemple.
- Il assure une régulation entre les différents débits au cours de la journée (La consommation d'eau est pratiquement nulle dans la nuit et peut atteindre 3 à 4 fois le débit moyen journalier (et parfois plus) à certaines heures de la journée...

Le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire et qui assure un bon fonctionnement du réseau.

IV.1. Emplacement des réservoirs :

Il y a des considérations qu'on doit toujours tenir en compte dans l'emplacement d'un réservoir pour obtenir des dépenses minimales, par exemple :

- L'état du relief qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :
 - Simplicité de réalisation du coffrage.
 - Etanchéité plus facile à réaliser.
- assurer aux abonnées une pression suffisante.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

IV.2. Classification des réservoirs : [1]

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, on trouve :

- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé ou ordinaire.

D'après la situation des lieux, on distingue :

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève.

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés.

D'après les usages des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoir de stockage (réservoir d'eau traité).
- brise charge.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir tampon.
- Bâche de reprise.
- Réservoirs terminaux.

IV.3. Capacité de stockage :

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de déduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

Le réservoir doit assurer les fonctions suivantes:

- La fonction de régulation: Le volume stocké doit assurer la compensation des écarts entre les débits produits et consommés.
- La fonction de sécurité d'approvisionnement: Le volume stocké doit faire face à une série de disfonctionnement du réseau.
- La fonction de défense contre l'incendie.

La capacité de stockage est calculée par la méthode analytique qui nous permet de choisir le début de l'heure où la pompe peut commencer à fonctionner.

Le volume du réservoir est calculé par la relation suivante:

$$V = P_{\%} * Q_{\max, j} + V_i \quad \dots (IV.1)$$

Où: $P_{\%}$: capacité maximale du réservoir exprimée en %.

$Q_{\max, j}$: besoin maximal journalier.

V_i : volume d'incendie estimé à 120 m³.

IV.4. Calcul du volume de réservoir projeté :

Les besoins totaux en eaux au long terme sont donnés par :

$$Q_{\max,j}=9237*1,3=12008 \text{ m}^3/\text{j}$$

On suppose que le réservoir projeté sera alimenté 20/24 heures.

Le tableau suivant nous donne la capacité du réservoir sans prise en charge la réserve d'incendie.

Tableau IV.1 : Capacité de Stockage du réservoir projeté

Heure	Consommation horaire		Q arrivé		Stockage		Distribution		Capacité Horaire	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0_1	1,5	180,12	0	0			2,28	180,12	8,50	1020,68
1_2	1,5	180,12	0	0			2,28	180,12	7,00	840,56
2_3	1,5	180,12	0	0			2,28	180,12	5,50	660,44
3_4	1,5	180,12	0	0			2,28	180,12	4,00	480,32
4_5	2,5	300,20	5	600,4	3,8	300,20			6,50	780,52
5_6	3,5	420,28	5	600,4	2,3	180,12			8,00	960,64
6_7	4,5	540,36	5	600,4	0,8	60,04			8,50	1020,68
7_8	5,5	660,44	5	600,4			0,76	60,04	8,00	960,64
8_9	6,25	750,50	5	600,4			1,90	150,10	6,75	810,54
9_10	6,25	750,50	5	600,4			1,90	150,10	5,50	660,44
10_11	6,25	750,50	5	600,4			1,90	150,10	4,25	510,34
11_12	6,25	750,50	5	600,4			1,90	150,10	3,00	360,24
12_13	5	600,40	5	600,4			0,00	0,00	3,00	360,24
13_14	5	600,40	5	600,4			0,00	0,00	3,00	360,24
14_15	5,5	660,44	5	600,4			0,76	60,04	2,50	300,20
15_16	6	720,48	5	600,4			1,52	120,08	1,50	180,12
16_17	6	720,48	5	600,4			1,52	120,08	0,50	60,04
17_18	5,5	660,44	5	600,4			0,76	60,04	0,00	0,00
18_19	5	600,40	5	600,4	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0
19_20	4,5	540,36	5	600,4	0,8	60,04			0,50	60,04
20_21	4	480,32	5	600,4	1,5	120,08			1,50	180,12
21_22	3	360,24	5	600,4	3,0	240,16			3,50	420,28
22_23	2	240,16	5	600,4	4,6	360,24			6,50	780,52
23_24	1,5	180,12	5	600,4	5,3	420,28			10,00	1200,80

Ce tableau nous donne un résidu maximum égal à 10%, sans prise en compte de la réserve d'incendie donc le volume du réservoir projeté avec la réserve d'incendie qui est égale à 120 m³ sera :

Alors :

$$V_r = P_r * Q_{\max, j} + V_{\text{inc}} = 0,10 * 12008 + 120 = 1320,8 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V_r = 1320,8 \text{ m}^3}$$

IV.5. Equipements du réservoir : [2]

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé de :

IV.5.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand 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 :

IV.5.1.1. 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.

IV.5.1.2. Par le bas:

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

IV.5.2. Conduite de départ ou de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue de (0,15 à 0,2) m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter 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 survitresse se manifestera dans la conduite.

IV.5.3. 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.

IV.5.4. 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 déposé 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.

IV.5.5. Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien.

IV.5.6. 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 évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

IV.6. Dimensions du réservoir :

La hauteur optimale d'eau utile est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grandes ouvrages.

On détermine en conséquence le diamètre de la cuve. Au-dessus du plan d'eau du réservoir, on aménage un espace (matelas d'air) d'une épaisseur de 0,25 à 1 m.

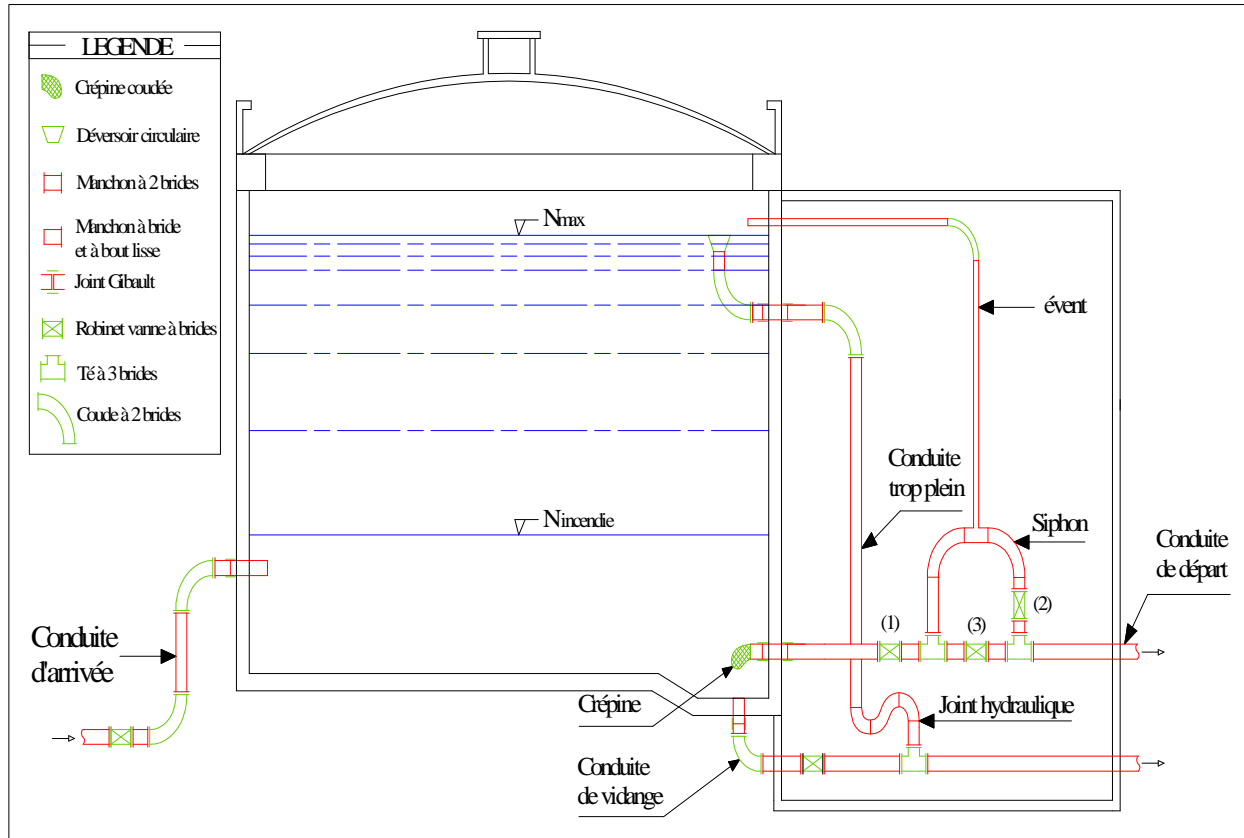


Figure IV.1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

Conclusion :

D'après ce chapitre, le réservoir projeté aura une capacité de stockage de **1500 m³**, ce réservoir peut couvrir les besoins en eau de la zone d'étude.

Chapitre 05 :
Pompes Et Stations De
Pompage

Introduction :

Le calcul des groupes électropompes de la station de reprise projeté, se fera sur la base de débit arrivé par les cinq forages.

La station de reprise sera en guise d'articulation entre la source (les Forages F1, F2, F3, F4 et F5) et l'arrivée (réservoir projeté 1500 m³). Le calcul de la station nécessite la détermination des caractéristiques hydrauliques des pompes, la capacité de stockage de sa bêche et les puissances des moteurs.

V.1. Critères de l'emplacement de la station de pompage :

Pour le choix et l'emplacement de la station il faut tenir compte les critères suivantes :

- Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage et si ce possible de l'agglomération.
- Eviter les zones instables (sismiques, érosionné et inondables).
- Il faut respecter les normes de distances (la distance minimale entre aéroport et une station de pompage et de 30 km).
- Le site de la prise d'eau doit être approuvé par les services publics et l'environnement.
- Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - a) Prévoir d'accès pour tous les ouvrages.
 - b) Prévoir une plateforme avec un revêtement routier.
 - c) Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales.
 - d) Prévoir une cote du planché de rez-de-chaussée de telle manière à dépasser celle de plateforme de 0,15 à 0,5m.

V.2. Critères de choix du type de pompe : [7]

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{App} et la hauteur HMT.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.

- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Etre fabriquée en série.

On opte pour les pompes d'Italie (pompes centrifuge multicellulaire à axe horizontal et pompes immergées à axe vertical de marque CAPRARI.)

V.3. Critères de choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.4. Types et caractéristiques des pompes :

V.4.1. Tronçon (Forage F1-Station de reprise) :

Le type et les caractéristiques des pompes en fonction de débit et du HMT sont présentés dans le tableau V.1

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre (F1)

N	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	HMT (m)	η (%)	N° d'étage	P _{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	90	173.69	E9S50/10A +MC880	2900	182	78.7	10A	58.4	4.02	125
2	45	173.69	P6C/3/24/14 A	2900	163	74.7	14	26.1	4.13	80
3	30	173.69	E8R35/11+ MCH630	2900	177	75.5	11	19.3	2.52	80

A partir du **Tableau V.1**, on prend une seule pompe principale et une pompe de secours .Cette pompe assure un bon rendement. Elle est de type **E9S50/10A+MC880 CAPRARI**.

Remarque :

On remarque que les hauteurs manométriques sont proches pour les tançons allants des forages à la station de reprise. Et étant donné qu'on a le même débit pour les cinq forages projetés (25 l/s) .On aura alors le même type de pompe pour chaque forage. La pompe est de type : E9S50/10A+MC880 CAPRARI.

Dimensions mm

A = 3153
B = 1528
C = 1625
D = 188
DN = 125
E = 191
F = 206
G = 160
H = 167
I = 190
L = 6
M = 13,5

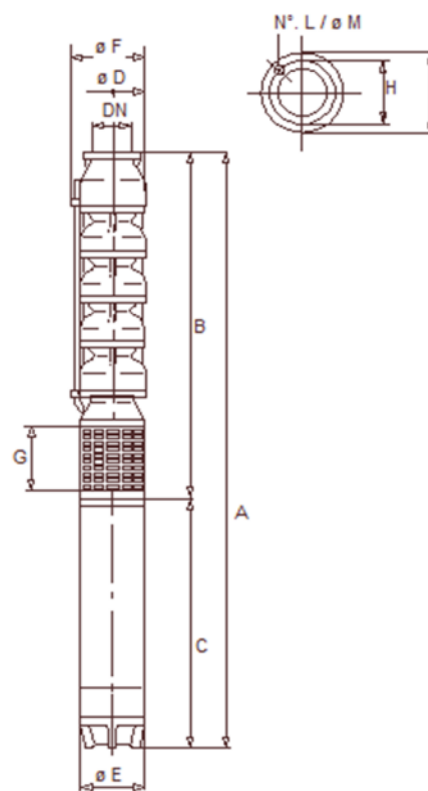


Figure V.1 : vue général de pompe de type E9S50/10A+MC880 CAPRARI

V.4.2. Tronçon (station de reprise-réservoir projeté) :

Le type et les caractéristiques des pompes en fonction de débit et du HMT sont montrés dans le tableau V.2.

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

N	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	HMT (m)	η (%)	N° d'étage	P _{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
1	450	203.35	-	-	-	-	-	-	-	-
2	225	203.35	PM125/3D	2900	216	75.8	3	374	5.21	125
3	150	203.35	PM100/3A	2900	199	77.2	3	310	4,65	100
4	112.5	203.35	PM100/3B	2900	200	76,8	3	316	3.47	100

D'après le tableau V.2, et pour n=1 aucune pompe ne satisfait nos données. Pour n=3 et n=4 la HMT demandée ne peut pas être assurée.

Pour n=2 (deux pompes principales et une pompe de secours), Les pompes sont de type **PM125/3D CAPRARI**.

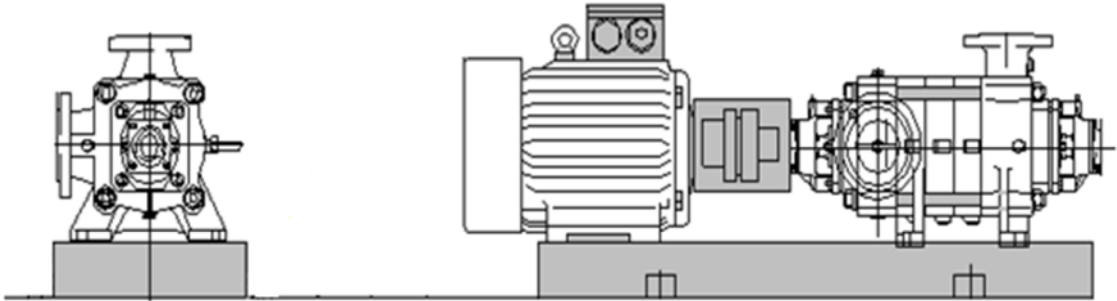


Figure V.2 : vue général de la pompe de type PM125/3D CAPRARI

V.5. Courbes caractéristiques des pompes :

Les courbes caractéristiques des pompes $[H-Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[\eta-Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$ sont obtenues à partir du logiciel de CAPRARI. Elles sont Représentées par les figures (V.3) et (V.4).

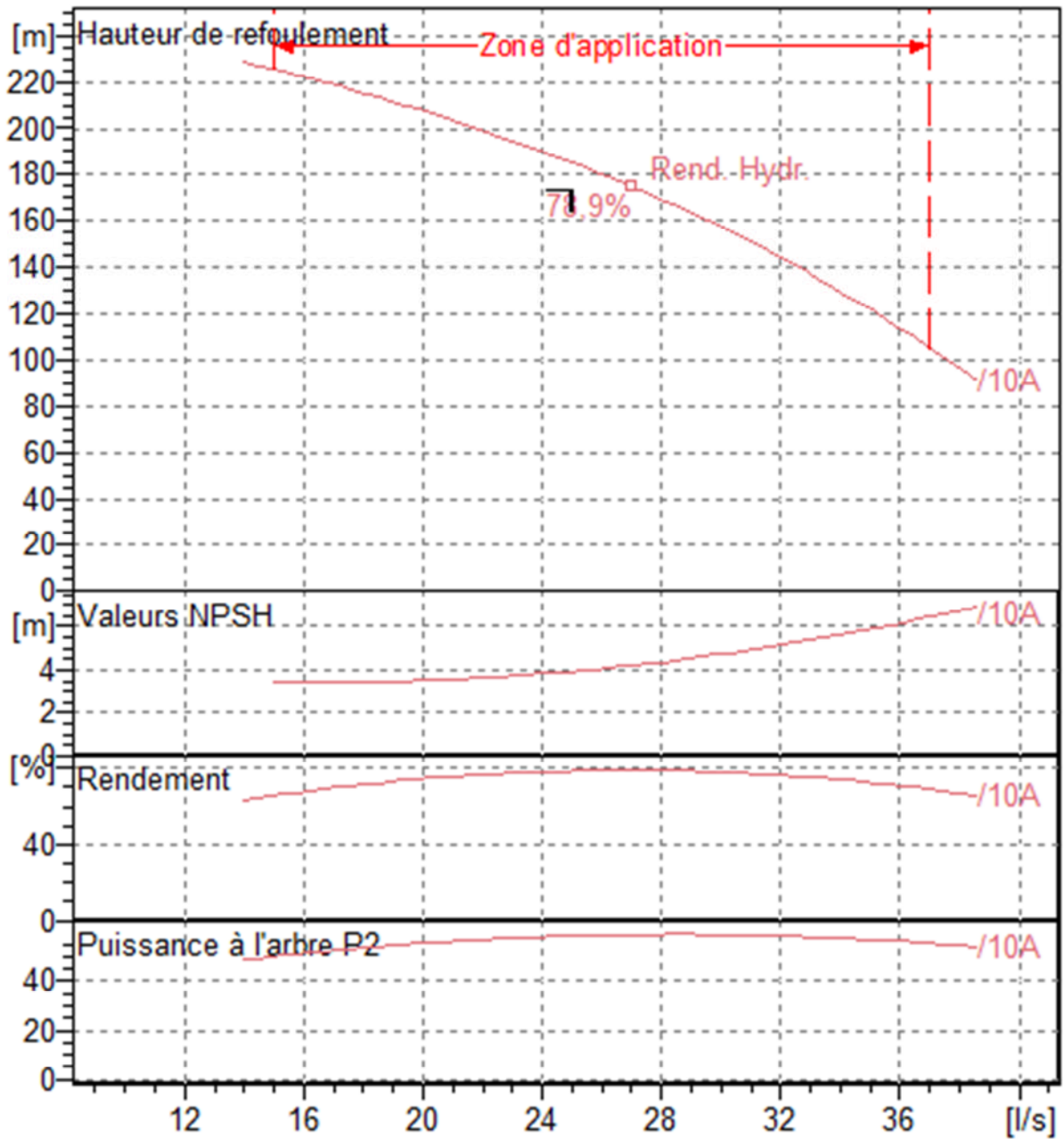


Figure V.3 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type E9S50/10A+MC880

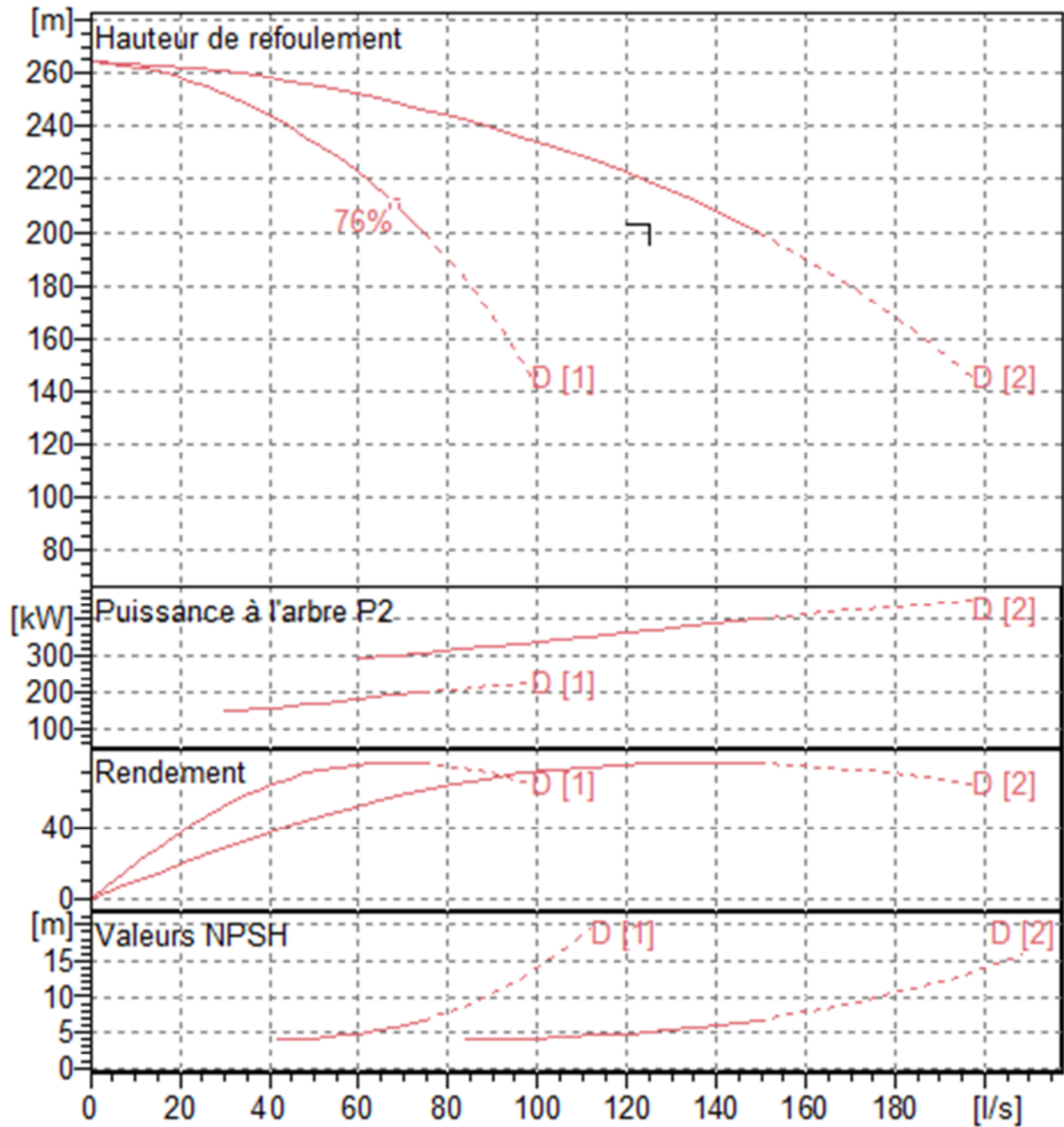


Figure V.4 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type PM125/3D

V.6. Point de fonctionnement d'une pompe : [8]

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.

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

$$H_c = H_g + \Delta h_T \quad \dots (V.1)$$

- H_g : hauteur géométrique (m)

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

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

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

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

- 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 (m³/s).

- D_{eco} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m).

- g : accélération de la pesanteur (m/s²).

V.6.1. Point de fonctionnement du tronçon (F1-Station de reprise) :

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont montrées dans le tableau V.3

Tableau V.3 : Caractéristiques de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	H (m)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	264	165.13	1254.36	160	0.012	0,00	0,00	165,13
2	10	257	165.13	1254.36	160	0.012	0,16	0,17	165,30
3	20	251	165.13	1254.36	160	0.012	0,63	0,70	165,83
4	30	244	165.13	1254.36	160	0.012	1,43	1,57	166,70
5	40	237	165.13	1254.36	160	0.012	2,54	2,79	167,92
6	50	229	165.13	1254.36	160	0.012	3,97	4,37	169,50
7	60	220	165.13	1254.36	160	0.012	5,71	6,29	171,42
8	70	210	165.13	1254.36	160	0.012	7,78	8,56	173,69
9	80	198	165.13	1254.36	160	0.012	10,16	11,17	176,30
10	90	185	165.13	1254.36	160	0.012	12,86	14,14	179,27
11	100	170	165.13	1254.36	160	0.012	15,87	17,46	182,59
12	110	153	165.13	1254.36	160	0.012	19,21	21,13	186,26

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont montrées sur la figure (V.5).

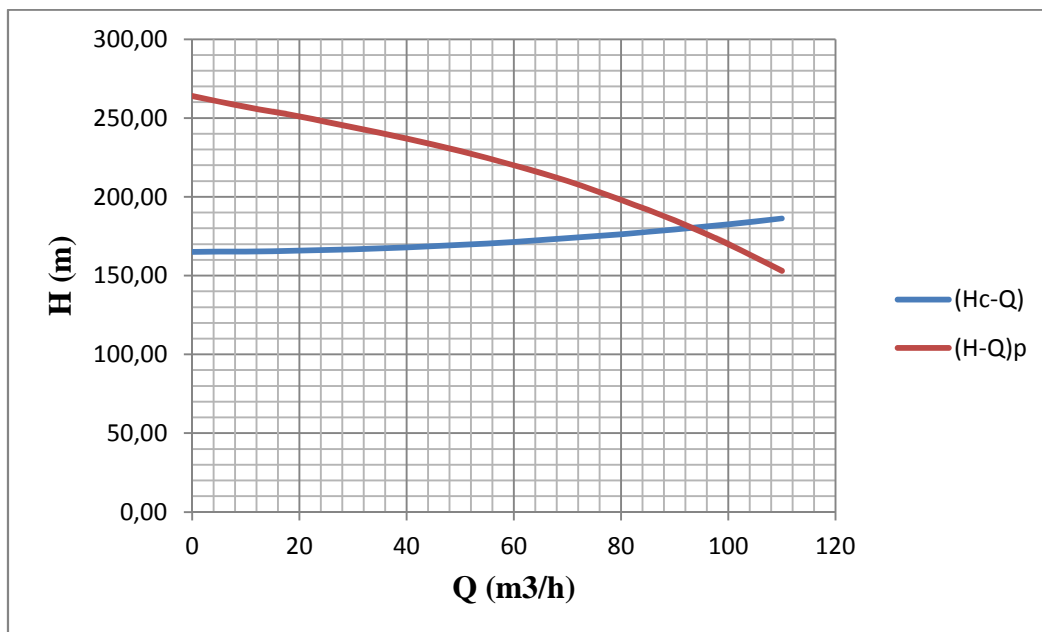


Figure V.5: Point de fonctionnement de la pompe (forage F1-Station de reprise)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 93m^3 / h > Q_{app} = 90m^3 / h \\ H_{Pf} = 180m > H_{app} = 173,69m \end{cases}$$

Le débit au point de fonctionnement est légèrement supérieur au débit appelé et la hauteur au point de fonctionnement est supérieur de la hauteur manométrique appelée, donc cette pompe nécessite une régulation de débit.

V.6.2. Point de fonctionnement du (Station de reprise-Réservoir projeté) :

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont montrées dans le tableau V.4

Tableau V.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	2Q (m ³ /h)	H (m)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_T (m)	H _c (m)
1	0	264	184	4550	350	0,015	0,00	0,00	184,00
2	50	263	184	4550	350	0,015	0,28	0,31	184,31
3	100	261	184	4550	350	0,015	1,14	1,25	185,25
4	150	258	184	4550	350	0,015	2,56	2,81	186,81
5	200	254	184	4550	350	0,015	4,54	5,00	189,00
6	250	249	184	4550	350	0,015	7,10	7,81	191,81
7	300	243	184	4550	350	0,015	10,23	11,25	195,25
8	350	236	184	4550	350	0,015	13,92	15,31	199,31
9	400	228	184	4550	350	0,015	18,18	20,00	204,00
10	450	219	184	4550	350	0,015	23,01	25,31	209,31
11	500	209	184	4550	350	0,015	28,40	31,24	215,24
12	550	197	184	4550	350	0,015	34,37	37,81	221,81

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.6).

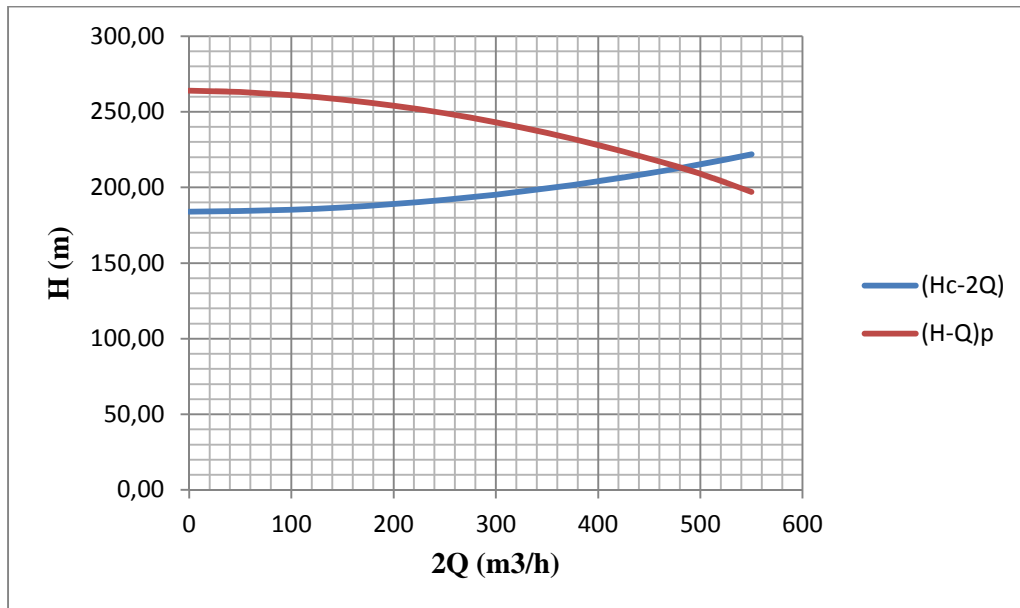


Figure V.6: Point de fonctionnement de la pompe (Station de reprise-Réservoir)

$$\begin{cases} Q_{pf} = 480 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 450 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{pf} = 210 \text{ m} > H_{app} = 203,35 \text{ m} \end{cases}$$

Le débit au point de fonctionnement est supérieure au débit appelé et la hauteur au point de fonctionnement est supérieure de la hauteur manométrique appelée, donc cette pompe nécessite une régulation de débit.

V.7. Modes de réglage : [6]

V.7.1. Débit disponible (débit de point de fonctionnement) > Débit appelé :

On peut citer dans ce cas les modes de réglage suivants :

a) 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.

b) Réglage quantitatif (vannage) :

C'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement. Ce qui engendre des pertes de charges singulières qui vont déplacées la caractéristique de la conduite vers les faibles débits.

Le rendement après vannage est :

$$\triangleright \eta_{AP\ van} = \eta_{AV\ van} * H_{AV\ van} / H_{AP\ van} \dots\dots (V.4)$$

- $\eta_{AP\ van}$: Rendement après le vannage (%).

- $\eta_{AV\ van}$: Rendement avant le vannage (%).

- $H_{AV\ van}$: la hauteur manométrique avant vannage (m).

- $H_{AP\ van}$: la hauteur manométrique après vannage, avec :

$$H_{AP\ van} = H_{AV\ van} + h_v \dots\dots (V.5)$$

- h_v : perte de charge engendré par la fermeture de la vanne de refoulement

$$\triangleright h_v = H_c' - H_{AV\ van} \dots\dots (V.6)$$

- H_c' : hauteur correspondant à la projection du débit demandé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_p en (m).

c) Rognage :

C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue (D₂) de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé, cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires.

Le taux de rognage dépend de la vitesse spécifique :

$$N_s = 60-120 \rightarrow r = (15-20)\%$$

$$N_s = 120-200 \rightarrow r = (10-15)\%$$

$$N_s = 200-300 \rightarrow r = (5-10)\%$$

- N_s : la vitesse spécifique. $N_s = n \frac{\sqrt{Q}}{H^{\frac{3}{4}}} \dots\dots (V.7)$

- r : le taux de rognage.

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \dots\dots (V.8)$$

- Q_{App} : débit demandé ou débit appelé.

- H_{App} : hauteur manométrique totale appelé (m).

-R : Le pourcentage de rognage en (%) : $R = (1-m)*100$ (V.9)

-m : coefficient de rognage.

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_E}} \quad \dots (V.10)$$

- Q_E : débit donnée par l'intersection de la droite de rognage avec la courbe $(H-Q)_p$ de la pompe.

Le diamètre de la roue rognée sera «d» est devra notamment correspondre au débit appelée. Avec : $d=m*D_2$ (V.11)

- D_2 : diamètre extérieure de la roue initiale.

La nouvelle courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_p$ pourra être facilement tracé par points, puisque $Q' = m^2 Q$ (V.12)

d) Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

e) 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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad \dots (V.13)$$

- 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).

f) Réglage par By-pass :

Le principe du réglage de débit par By-pass consiste à dériver une partie du débit au refoulement pour le réinjecter à l'aspiration. Cette méthode est d'un point de vue énergétique pas très rationnelle.

V.7.2. Débit disponible (débit de point de fonctionnement) < Débit appelé :

- a) **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe
- b) **Changement de type de pompe** : si cela est possible.

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.

V.7.3. La pompe du tronçon (Forage F1-Station de reprise) : On a $Q_{App} < Q_{pf}$

a) Vannage:

- $H_c = 185$ m (figure V.3).
- $h_v = 185 - 180 \Rightarrow h_v = 5$ m.
- $\eta_{av,van} = 78,7\%$

$$\eta_{ap,van}^{inst} = 78,7 * \frac{180}{185} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = 76,57 \%$$

Donc la puissance absorbé par une pompe, sachant que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

.n : nombre de pompes en parallèle

$$Q = \frac{90}{1} \Rightarrow Q = 90 \text{ m}^3/\text{h} \text{ Ainsi: } P_{abs} = \frac{9,81 * 90 * 185}{0,7657 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{59,25 \text{ KW.}}$$

b) Rognage:

- L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{173,69}{90} * Q \Rightarrow H = 1,93 * Q$
- Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{93}{94}} \Rightarrow m = 0,99$
- Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 190 * 0,99 = 188$ mm
- La vitesse spécifique : $N_s = 2900 \frac{\sqrt{0,025}}{173,69^{\frac{3}{4}}} = 9,58$

➤ Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,99) * 100 \Rightarrow R = 01\% < 15\%$.

\Rightarrow Le rognage est une solution efficace

➤ Le rendement après rognage est : **79 %** (figure V.3)

➤ La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 90 * 173,69}{0,79 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{53,92 \text{ KW}}$

Conclusion:

On opte pour le réglage par rognage car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible.

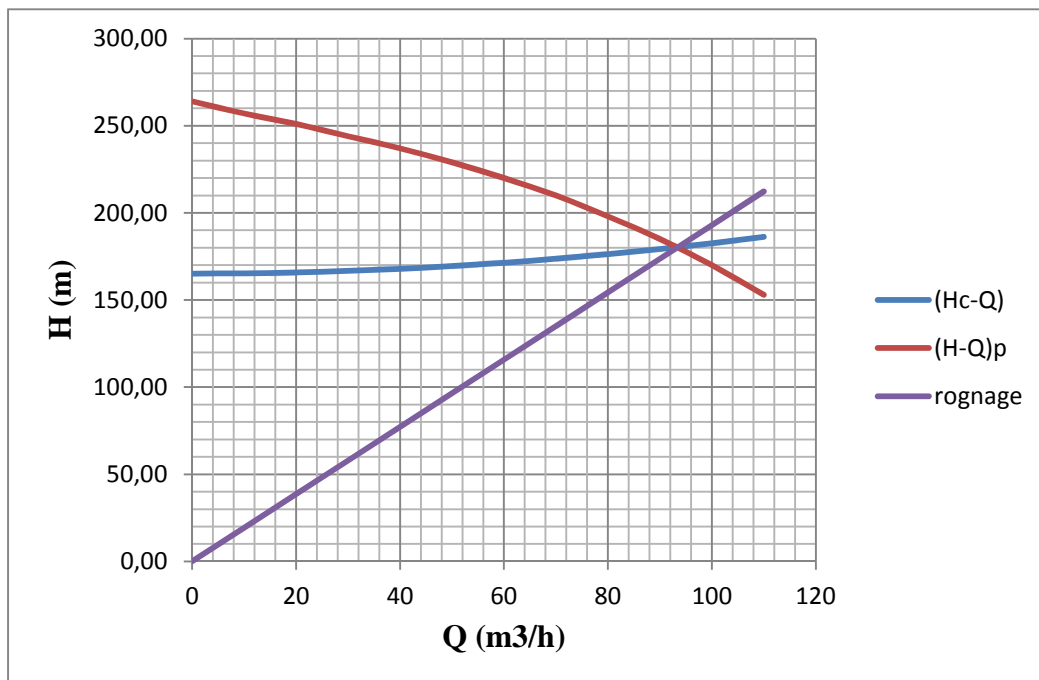


Figure V.7: Courbes caractéristiques du tronçon (forage F1-Station de reprise) après réglage

V.7.4. La pompe du tronçon (Station de reprise-réservoir projeté) :

On a $Q_{App} < Q_{pf}$, cette station est refoule directement dans le réservoir projeté, le type des pompes est multicellulaires, donc les méthodes préférables de réglage de débit ça sera soit par vannage ou diminution du temps de pompage.

a) Vannage:

- $H_c' = 220$ m (figure V.4)
- $h_v = 220 - 210 \Rightarrow h_v = 10$ m
- $\eta_{av,van} = 75,8\%$

$$\eta_{ap,van}^{inst} = 75,8 * \frac{210}{220} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = 72,35\%$$

La nouvelle puissance absorbée: $Q = \frac{Q_{app}}{n}$

- n : nombre de pompes en parallèle

$$Q = \frac{450}{2} \Rightarrow Q = 225 m^3 / h .$$

Donc la puissance absorbée par la pompe : $P_{abs} = \frac{9,81 * 225 * 220}{0,7235 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{186,44 KW}$.

b) Diminution du temps de pompage :

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{450}{480} * 20 \Rightarrow t' = 18,75$ h = 18h45 min
- Le rendement correspondant au débit $Q_{pf} = 480$ m³/h est : 75,8 %.
- On détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que :

$$Q = \frac{480}{2} \Rightarrow Q = 240 m^3 / h . \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 240 * 210}{0,758 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{181,19 KW}.$$

Conclusion :

On opte un réglage par la diminution de la durée de pompage car elle donne un rendement plus élevé et énergie consommée faible par rapport au réglage par vannage.

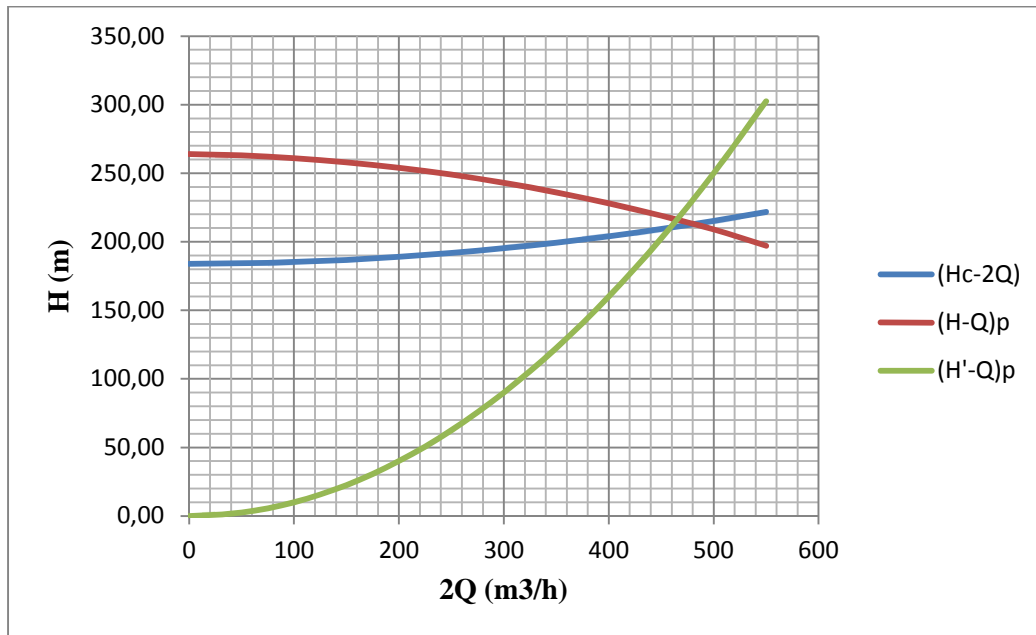


Figure V.8 : Courbes caractéristiques du tronçon (Station de reprise-réservoir projeté) après réglage

V.8. Choix du moteur électrique :

Puisque la pompe demande un moteur électrique pour la faire tourner il faut avoir des critères pour choisir le moteur le plus adapté à la pompe choisie, et parmi ces critères on peut citer les suivants :

- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale.
- Prendre en considération la variation de la vitesse.
- Vérification de nombre de tours de moteur, il faut qu'elle soit égale, plus 200 tr/min ou moins 200 tr/min par rapport à la vitesse de rotation de la pompe.
- Puissance absorbée minimale.
- Tension d'alimentation.

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

V.8.1. Tronçon (Forage F1 – Station de reprise) :**Caractéristiques du moteur**

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2900 tr/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal P2 : 66 kW
- Courant nominal : 128A
- Type de moteur : 3~
- Classe d'isolation : Y
- Degré de protection : IP 68

V.8.2. Tronçon (Station de reprise – Réservoir projeté) :**Caractéristiques du moteur**

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2950 tr/min
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal P2 : 200 kW
- Courant nominal : 128A
- Type de moteur : 3~
- Classe d'isolation : F
- Degré de protection : IP 55

V.9. Etude de la cavitation : [6]

La cavitation est la perturbation du courant, la formation des cavités, des poches ou bulles de vapeur, ou gaz dissout dans l'eau. Cela se produit pour à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est donnée par le constructeur.

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est égale à :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad \dots (V.14)$$

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

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

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

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + h_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad \dots (V.15)$$

- V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s).

- P_{at} : pression atmosphérique [m c e] $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad \dots (V.16)$

Avec :

- H : altitude de la station.
- h_v : tension de vapeur d'eau [m c e]

Tableau V.5 : Variations de la tension de vapeur d'eau en fonction de la T°

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
h _v (m c e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

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

Δh_{asp} : Perte de charge totale du côté aspiration. $\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin}$ (V.17)

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 :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \dots (V.18)$$

- L_r : longueur du collecteur d'aspiration principale.
- l_r : longueur de la conduite d'aspiration secondaire.
- Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m³/s). $Q_a = \frac{Q_{app}}{n}$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration principale (m).

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \dots (V.19)$$

V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s), On prend V_c = 1,5 m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration, donné en première approximation :

$$D_a = (1,2 - 1,5) * d_a \dots (V.20)$$

- d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

V.10. Calage de la pompe :

Le calage de la pompe pour déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration afin d'éviter la cavitation.

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad \dots (V.21)$

- ∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA)
- ∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA)

$$\nabla_{min} = C_R + h_{inc} \quad \dots (V.22)$$

- C_R : côte du radier de réservoir (mNGA)
- h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).
- r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

V.10.1. Refoulement (Station de reprise – Réservoir projeté) :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 5,21$ m
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times 225 \Rightarrow P_{at} \approx 10$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $h_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * d_a$
 - $d_a = 150$ mm Donc : $D_a = 1,3 * 150 \Rightarrow D_a \approx 200$ mm
- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 \times 225}{3,14 \times 0,2^2 \times 3600} \Rightarrow V_a = 1,99$ m/s
- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{0,001735 \times 2 \times 225^2}{(0,2)^{5,3} \times (3600)^2} = 0,069 \text{ m} \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,069 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,069 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,079$ m
- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 5,21 + 0,3 - 10 + 0,24 + \frac{1,99^2}{2 * 9,81} + 0,079 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = - 3,969 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{\min} = 225 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{\min} = 225,6 \text{ m NGA}$
- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 225,6 - (-3,969) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 229,87 \text{ m}$

V.11. Volume de la bête de la station :

Le volume nécessaire de la bête reprise qu'il faut déterminer en fonction du débit de la station de reprise, pour une durée minimum d'une heure.

$$V = Q.T = \frac{125 \times 3600 \times 1}{1000} = 450 \text{ m}^3$$

Q: débit de la station de reprise : 125 l/s.

T: durée: T=60 min.

On a retenu un volume de 500 m³ pour la bête d'aspiration

Conclusion :

A travers ce chapitre on a conclu que le choix de type et du nombre des pompes ne se fait pas arbitrairement car il faut faire des calculs afin de choisir la pompe qui convient. Cette dernière est choisie en fonction des paramètres suivants :

- La plus économique dans le coût des différents frais (l'énergie, le prix de l'électricité...)
- On prend en considération le type d'installation des pompes.

Chapitre 06 :
Protection Des
Conduites Contre Le
Coup De Bélier

Introduction : [4]

Les changements du régime d'écoulement d'un fluide contenu à l'intérieur d'une conduite entraînent souvent de brusques variations de pression. Ces écarts seront plus importants si le fluide est un liquide et si la modification du débit a été brutale. Par rapport au régime permanent, les pressions peuvent atteindre des valeurs excessives.

On appelle coups de bélier les variations de pression provoquées par une prompt modification du régime d'un liquide s'écoulant à l'intérieur d'une canalisation.

VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier : [1]

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, transitoire qui se manifeste dans les conduites en charge, soit gravitaire soit en refoulement. Ce phénomène peut être provoqué par diverses causes à savoir :

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes.
- démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Fermeture instantanée ou brusque d'une vanne de sectionnement.

Les risques dus aux coups de bélier sont de plusieurs ordres :

Fortes pressions : les coups de bélier provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression initiale) plus (surpression) est supérieure à la pression maximale admissible de la conduite, il peut y avoir fissuration de cette dernière et de dislocation des joints.

Pressions négatives : apparait soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si cette pression devient inférieure à -10m.c.e, il se produit implosion de la conduite et les joints peuvent être aspirés. Une autre conséquence est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau.

Fatigue du tuyau : l'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

VI.2. Moyen de protection contre le coup de bélier :

Nous disons qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite de refoulement ou autres.

Mais pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

VI.3. Calcul du réservoir d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue :

a) 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.

b) 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.

VI.4. Calcul du coup de bélier et dimensionnement du réservoir d'air :

Les hypothèses dans le calcul de coup de bélier sont :

- 1) Les paramètres de la conduite (diamètre, épaisseur) sont constants.
- 2) Le niveau de l'eau dans le réservoir est invariable.
- 3) La conduite d'arrivé vers le bas dans le réservoir.

4) L'eau supposée compressible mono phasique.

VI.4.1. La célérité d'ondes :

La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule suivant:

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

Cette formule est trouvée par monsieur **SALAH.B**, elle est plus répandue au cas réel, elle donne la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée. Elle donne de bons résultats quel que soit le type d'installations.

Avec :

- C: célérité d'onde en (m/s)
- K : Coefficient d'élasticité de l'eau, $K = 2,07 * 10^9$ Pascal.
- ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$
- E_m : module de Young du matériau de la conduite. $E_m = 1,2 * 10^9$ Pa (PEHD)
 $E_m = 10 * 10^{10}$ Pa (fonte)
- E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 * 10^8$ Pascal.
- ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,3$ (fonte), $\nu_m = 0,5$ (PEHD)
- ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$
- e_m : Epaisseur de la conduite (m).
- a : rayon intérieur de la conduite (m).

On détermine ensuite la durée du phénomène, c'est-à-dire le temps nécessaire par l'onde de surpression(ou dépression) pour faire l'aller et le retour sur la totalité du tronçon, ce temps est calculé selon la formule suivante :

$$T = \frac{2L}{c} \quad \dots (VI.2)$$

Soit : L : longueur de la conduite en mètre.

T : durée de l'aller et retour de l'onde en seconde.

C : la célérité (m/s).

On fait la comparaison entre la durée de la surpression (dépression), et le temps de la manœuvre de fermeture normale de robinet de vanne t :

$t < T$ la fermeture est brutale

$t > T$ la fermeture est progressive

Si la manœuvre de fermeture en situation normale et brutale, le coup de bélier sera plus élevé et son calcul ne dépendra pas du temps de fermeture.

Si la manœuvre de fermeture normale est progressive, le coup de bélier sera moins élevé et son calcul dépendra effectivement du temps nécessaire à effectuer la manœuvre.

On détermine la valeur de coup de bélier selon les formules suivantes et pour les cas examinés :

➤ Formule de JOUKOSWSKI (manœuvre brutale) : $b = \frac{cV_0}{g}$ (VI.3)

➤ Formule de MICHAUD –ALLIEVI (manœuvre lente) : $b = \frac{2LV_0}{tg}$ (VI.4)

- V_0 : la vitesse initiale de l'eau dans la conduite (en régime permanent)

Pour les conduites de refoulement, le temps « t » signifie le temps mis par le groupe électropompe pour s'arrêter.

Il est donc possible, d'avoir, comme valeur maximale de la pression dans une conduite, exprimé en mètres colonne d'eau, si H_0 est la pression avant l'apparition du coup de bélier : $H_{max} = H_0 + \frac{cV_0}{g}$ (Cas de la surpression) (VI.5)

Est comme valeur minimale : $H_{min} = H_0 - \frac{cV_0}{g}$ (Cas de dépression) (VI.6)

Les maximum et minimum ci-dessus ont lieu, soit au droit du robinet de réglage (conduite gravitaire), soit au droit de la pompe (conduite de refoulement).

VI.4.2. Principe de fonctionnement du réservoir d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité

métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. et en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction, le clapet se ferme, puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

Les étapes à suivre pour déterminer le volume de réservoir d'air :

- 1) Calcul de la célérité on utilise la formule de **SALAH.B.**
- 2) Calcul de la charge absolue en (mce) pratiquement égale à :

$$Z_0 = Hg + 10 \quad \dots (VI.7)$$

H_g : étant la hauteur géométrique (m).

- 3) Calcul de La charge maximale absolue (au moment de retour de l'onde):

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} \quad \dots (VI.8)$$

$$\text{On a : } \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad \dots (\text{Voir annexe VI.1})$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad \dots (VI.9)$$

En tenant compte de la sécurité le volume de réservoir est : $U_{\max} + 100L$.

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

Tableau VI.1 : Les caractéristiques des tronçons de l'adduction de refoulement

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
F1-STPP	PEHD	160	0,02	1,24	1254,36	165,13
F2-STPP	PEHD	160	0,02	1,24	557,88	161,21
F3-STPP	PEHD	160	0,02	1,24	763,67	162,9
F4-STPP	PEHD	160	0,02	1,24	519,42	156
F5-STPP	PEHD	160	0,02	1,24	375,59	153,98
STPP-R	Fonte	350	0,096	1,3	4550	184

VI.4.3. Calcul de la célérité d'onde C :

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

Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde des tronçons de l'adduction de refoulement

N° de station	K (Pa) (*10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	ν_m	ν_s	E _s (Pa) (*10 ⁸)	E _m (Pa) (*10 ¹⁰)	e _m (mm)	C (m/s)
F1-STPP	2,07	1000	0,0654	0,5	0,33	2	0,12	11,4	503,355
F2-STPP	2,07	1000	0,0654	0,5	0,33	2	0,12	11,4	503,355
F3-STPP	2,07	1000	0,0654	0,5	0,33	2	0,12	11,4	503,355
F4-STPP	2,07	1000	0,0654	0,5	0,33	2	0,12	11,4	503,355
F5-STPP	2,07	1000	0,0654	0,5	0,33	2	0,12	11,4	503,355
STPP-R	2,07	1000	0,15	0,3	0,33	2	10	25	1301,293

VI.4.4. Calcul des capacités des différents réservoirs d'air :**Tableau VI.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement**

N° de station	Z_0 (m)	Z_{\max} (m)	V_0 (m/s)	h_0	h_0/Z_0 $*10^{-4}$	$U_0/L.S$ $*10^{-3}$	$\frac{Z_{\min}}{Z_0}$	U_0 (m^3)	$U_{\max+100(l)}$ (l)	Volume normalisé (l)
F1-STPP	175,13	238,75	1,24	0,078	4,47	10	0,755	0,251	432,45	500
F2-STPP	171,21	234,83	1,24	0,078	4,58	10	0,75	0,112	249,33	250
F3-STPP	172,9	236,52	1,24	0,078	4,53	9,8	0,75	0,150	300	300
F4-STPP	166	229,62	1,24	0,078	4,72	9,8	0,745	0,102	236,91	250
F5-STPP	163,98	227,6	1,24	0,078	4,78	9,8	0,741	0,074	199,87	200
STPP-R	194	366,44	1,3	0,086	4,44	3	0,595	1,31	2301,68	2500

VI.4.5. Installation du réservoir d'air :

Le réservoir d'air sera installé après le clapet (la pompe), à une distance « L » fonction du temps de fermeture de clapet et la célérité d'onde,

Elle est préférable d'installer à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

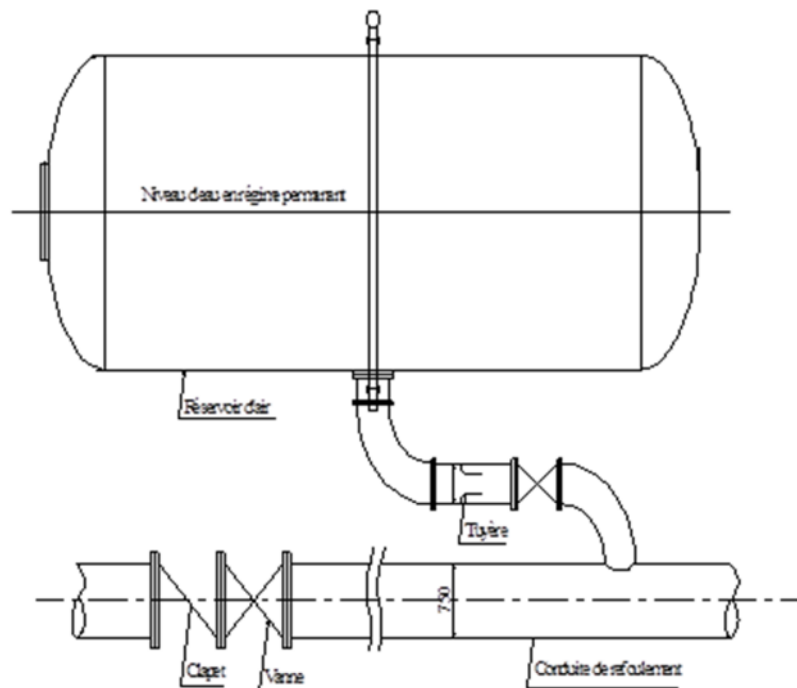


Figure VI.1 : Schéma d'installation du réservoir d'air

Conclusion :

La méthode de SALAH.B a l'avantage de donner un volume du réservoir d'air inférieur à celui correspondant au cas de la conduite est libre, donc une économie sur le dimensionnement de ce moyen de protection.

Il ne nous échappe certainement pas que le coup de bélier est un phénomène qui engendre des effets très néfastes à la canalisation, tels que la fatigue, l'implosion, voir même des cassures franches. Donc l'installation des réservoirs d'air permettent de limiter ces effets.

Chapitre 07 :
Organisation De
Chantier Et Devis
Estimatif

Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

L'exécution des différents travaux sur des chantiers de réalisation des réseaux d'AEP, demande différentes opérations telles que :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

VII.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

a) Matérialisation :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

b) Le nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme.

Lorsque le terrain comporte des obstacles limitant les visées, on procède un nivellement par cheminement et par simple calcul ; on détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de la tranchée dans ce point.

VII.2. Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

a- Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

b- Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain, l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excavée atteint 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être d'une façon qu'un homme puisse travailler sans difficulté, et elle est augmentée au diamètre des conduites à mettre en place.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- Profondeur de la tranchée « H_{tr} »
- Largeur de la tranchée « b »

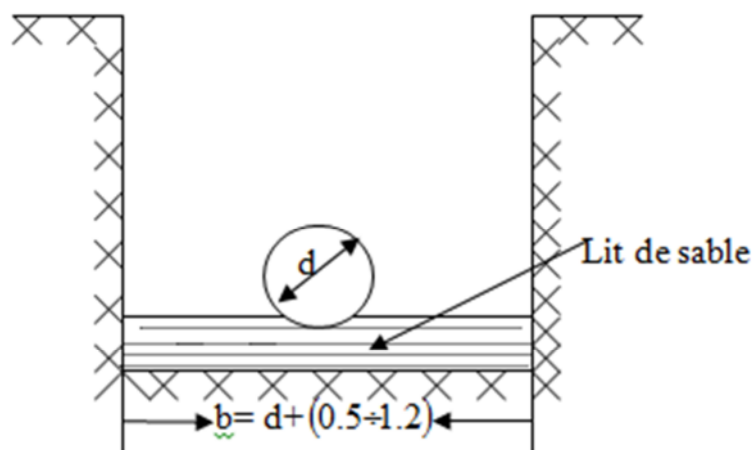


Figure VII.1 : Schéma d'une tranchée

VII.2.1. La profondeur (H_{tr}) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante : $H_{tr} = D + h + h_1$ (VII.1).

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

On prend : $h=1$ m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

D'où : $H_{tr} = 1,15 + D$ (m)(VII.2).

VII.2.2. Largueur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$\triangleright b = D + 0,6 \text{ m} \quad \text{.....(VII.3)}$$

- b : largeur de la tranchée (m).
- D : diamètre de la conduite (m).

VII.3. Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Comme il a été mentionné précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

VII.3.1. Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- \triangleright Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- \triangleright Peut excaver dans la direction de la machine.

- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.



Figure VII.2 : Image d'une pelle en rétro

VII.3.2. Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au-dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre réseau.

VII.3.2. Bulldozer :

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou a pneu. L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.



Figure VII.3 : Le bulldozer

VII.4. Travaux concernant les stations de pompage :

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

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.

- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

VII.5. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

VII.5.1 : Calcul du volume du déblai de l'adduction :

Tableau VII.1: Calcul du volume du déblai de l'adduction

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	S _D (m ²)	V _D (m ³)
160	1254,36	0,76	1,31	0,996	1249,34
160	557,88	0,76	1,31	0,996	555,65
160	763,67	0,76	1,31	0,996	760,62
160	519,42	0,76	1,31	0,996	517,34
160	375,59	0,76	1,31	0,996	374,09
350	4550	0,95	1,5	1,425	6483,75
Volume Total					9940,79

VII.5.2. Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad \dots(\text{VII.4}).$$

- V_s : volume du lit de sable (m³).
- e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm.
- L : longueur de la tranchée (m).
- b : Largeur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VII.2)

Tableau VII.2: Calcul du volume du lit de sable

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V (m³)
160	1254,36	0,76	0,15	143
160	557,88	0,76	0,15	63,6
160	763,67	0,76	0,15	87,06
160	519,42	0,76	0,15	59,21
160	375,59	0,76	0,15	42,82
350	4550	0,95	0,15	648,38
Volume Total				1044,07

VII.5.3. Volume de la conduite :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad \dots\dots(\text{VII.5}).$$

- S_c : section de la conduite (m²).
- D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad \dots\dots(\text{VII.6}).$$

- V_c : volume de la conduite (m³).

Tableau VII.3 : Calcul du volume des conduites

D (mm)	L (m)	S _c (m ²)	V _c (m ³)
160	1254,36	0,02	25,09
160	557,88	0,02	11,16
160	763,67	0,02	15,27
160	519,42	0,02	10,39
160	375,59	0,02	7,51
350	4550	0,096	436,8
Volume Total			506,22

VII.5.4. Remblais compacté :

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

$$V_r = V_{exc.} - V_s - V_c \quad \dots\dots(VII.7).$$

- V_r : volume du remblai.
- V_{exc.} : volume du déblai (volume excavé).
- V_c : volume occupé par la conduite.
- V_s : volume du lit de sable.

$$A.N : V_r = 9940,79 - 1044,07 - 506,22 = 8890,5 \text{ m}^3$$

Tableau VII.4 : Volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	9940,79
2	Lit de sable	m ³	1044,07
3	Les conduites	ml	506,22
4	Remblais	m ³	8890,5

VII.6. Devis estimatif :

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain, on multiplie le volume des travaux par le prix unitaire.

Tableau VII.5 : Devis estimatif et quantitatif du projet

	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
Terrassement	déblai en terrain Limoneux argileux	m ³	9940.79	200	1988158
	lit de sable	m ³	1044.07	1000	1044070
	remblaiement de la tranchée	m ³	8890.5	100	889050
Fourniture transport et pose des conduites	PEHD Ø 160 mm	ml	1254.36	1825.2	2289457.87
	PEHD Ø 160 mm	ml	557.88	1825.2	1018242.58
	PEHD Ø 160 mm	ml	763.67	1825.2	1393850.48
	PEHD Ø 160 mm	ml	519.42	1825.2	948045.38
	PEHD Ø 160 mm	ml	375.59	1825.2	685526.87
	Fonte Ø 350 mm	ml	4550	13521.23	61521596.5
Accessoires	Robinet vanne	Unité	7	15000	105000
	Clapet anti-retour	Unité	6	12000	72000
	Ventouse	Unité	7	8000	56000
	Coudes	Unité	150	1500	225000
Somme					72235997.68
T.V.A 17%					12280119.61
TOTALE					84516117.29

Conclusion :

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- La durée du projet.
- Les engins à utiliser qui sont principalement la pelle, chargeur et le compacteur.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des deux parties du projet en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux de la pose des conduites et en même temps, lancer les travaux de la réalisation des réservoirs et les stations de pompage, puis faire les raccordements.

Conclusion

Générale

Conclusion générale :

L'objectif principal de ce travail était l'étude d'alimentation en eau potable des 4239 logements Sidi Hamed (Daïra de Meftah) par une adduction par refoulement. Pour atteindre cet objectif, il était nécessaire de:

-Faire une présentation de la zone d'étude. Cette présentation a permis surtout d'identifier les ouvrages et les ressources hydrauliques existants et de déterminer les données nécessaires pour le calcul du déficit d'eau.

-Estimer les besoins en eau des 4239 logements. Cette estimation a permis en premier lieu de faire l'adéquation ressources disponibles-besoins en eau et en deuxième lieu d'obtenir les débits qui seront à la base de tous les calculs et les dimensionnements ainsi que toutes les projections.

-Projeter le système permettant le transfert des eaux par adduction à partir d'un champ de captage et jusqu'au réservoir qui alimente les 4239 logements. Ce système est composé principalement de :

- Cinq (05) forages projetés au niveau du champ de captage Sahraoui. Chaque forage débite 25 l/s. Ces derniers sont équipés par des pompes immergées couvrants la hauteur manométrique totale demandée.
- Des conduites d'adduction par refoulements. Une étude technico-économique a été faite afin de déterminer les diamètres appropriés des conduites d'adduction par refoulement projetées. Cette étude technico-économique a pris en considération à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation ce qui a permis une meilleur estimation des diamètres.
- Une station de reprise qui refoule un débit de 125 l/s avec une HMT de 203,35m. Le choix du nombre et de type de pompe a été fait dans le cadre de cette étude.
- Un réservoir de stockage pour d'alimentation des 4239 logements. Le calcul de la capacité a été fait en tenant compte de la variation horaire de la consommation. Ainsi, la capacité trouvée est égale à 1500m³.

-Protéger les conduites projetées contre le coup de bélier. La protection a consisté à installer des réservoirs d'air de dimensions calculées qui luttent contre les fortes surpressions et les fortes dépressions.

- Enfin, Estimer le volume des travaux et procéder à l'organisation de chantier.

Références

Bibliographiques

Références bibliographiques :

- [1] **A.DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles Paris 1977. p26, 43, 54, 279.
- [2] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable» cinquième année ENSH 1993. p26, 27, 28, 72, 73, 74, 75, 76.
- [3] **B.SALAH** « Notion de l'hydraulique en charge » ENSH 2011. p4, 7.
- [4] **FRELIN.M** « Coups de bélier » Techniques de l'Ingénieur, traité Génie mécanique BM 4 176, p1.
- [5] **GODART.H** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I.C 5195, p10, 16, 18, 25.
- [6] **M.CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée » édition Eyrolles Paris 1972. p289.
- [7] **ALALOU SAID** Mémoire e fin d'études : « Etude de l'adduction à partir d'un piquage pour l'alimentation en eau potable de sept communes de la wilaya de BOUMERDES »
- [8] **SAMEUR ABDELHAFIDH** Mémoire de fin d'études : « Etude de l'adduction en eau potable de la ville de TISSEMSILT est des localités environnantes à partir du barrage de KODIET ROSFA Tronçon NORD-SUD »

Catalogue :

- [9] CAPRARI « pompes multicellulaires à haute pression » (version 2008)

Webographie :

- [10] fr.wikipedia.org/wiki/eau (19 MAI 2012)
- [11] maps.google.dz/maps?hl=fr&tab=il (21 MAI 2012)
- [12] www.hydroforum.net (28 AOUT 2012)

Abréviations

Abréviations :

- ANRH : Agence national des ressources en eau.
- PDAU : Plans directeurs de l'aménagement et de l'urbanisme.
- APC : Assemblée populaire communale.
- PNE : Plan National de l'Eau.
- hab. : Habitant.
- F1 : Forage 1.
- F2 : Forage 2.
- F3: Forage 3.
- F4: Forage 4.
- F5 : Forage 5.
- STPP : Station de pompage.
- R1500m³ : Réservoir projeté de 1500m³.
- DN : Diamètre normalisé.
- AEP : Alimentation en eau potable.
- PEHD : Polyéthylène a haut densité.
- mce : Mètre colonne d'eau.
- URBAB :

Annexes

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

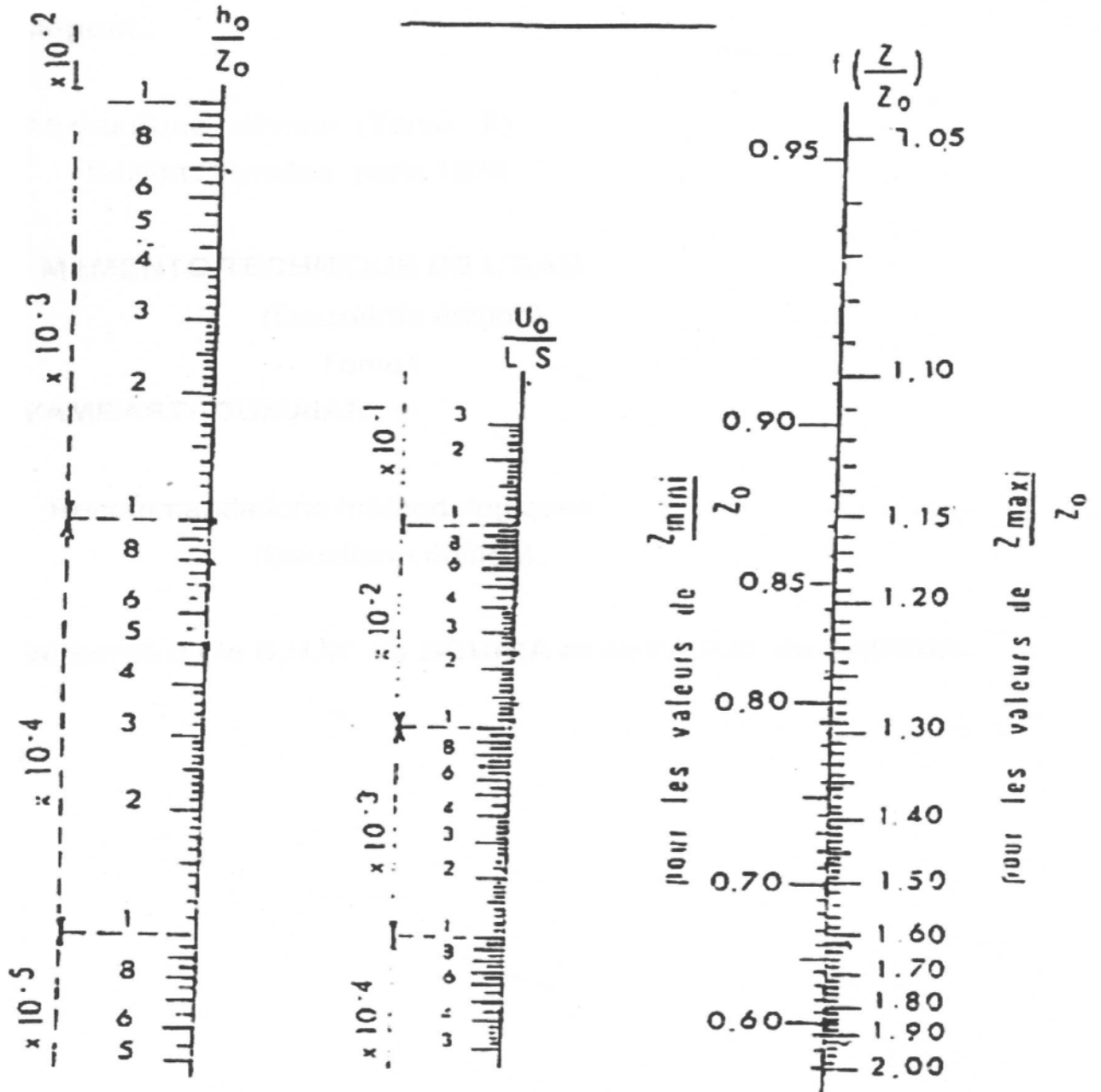


PLANCHE XXVII

Abaque de VIBERT

Annexe III.1: Tableau des prix des conduites en fonte ductile d'après entreprise
KOUG.C.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)
60	2464.36
80	3422.31
100	6682.31
125	7836.22
150	8534.23
200	10323.10
250	11542.36
300	12336.05
350	13521.23
400	14910.06
450	15982.11
500	17885.15
600	22831.78
700	27777.32
800	31722.86
900	35668.40
1000	39613.94