

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 et dimensionnement d'une station de Pompage de la commune de Barika (w. Batna).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0006-12

APA Citation (توثيق APA):

Bengouga, Zoubir (2012). Etude et dimensionnement d'une station de Pompage de la commune de Barika (w. Batna)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'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 ET DIMENSIONNEMENT D'UNE
STATION DE POMPAGE DE LA COMMUNE DE
BARIKA W.BATNA**

Présenté par :

M^r BENGOUGA ZOUBIR

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

Nom et Prénom		Grade	Qualité
M^r	B.SALAH	M.C.A	Président
M^r	M.S BENHAFID	M.A.A	Examineur
M^{me}	W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M^r	A.HACHEMI	M.A.A	Examineur
M^r	M.BOUZIANE	M.A.B	Examineur
M^r	KHODJET KESBA OMAR	M.C.A	Promoteur

Juillet - 2012

REMERCIEMENTS

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur M^l KHDJET OMAR KESBA, pour l'aide qu'elle m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je remercie le personnel de DHW pour leurs conseils et orientations et spécialement M^l BOUFEKANE et M^l Samir et M^l SALAH et tous qui ont donné les conseils dans ce travail.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2012, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : KHELFI MOHAMED et SIDI ALI (DOUDOU), MUSTAPHA, BOUCHRA, HADJ, DJALEL, DJABER et les autres ...

Grands mercis à vous tous.

DÉDICACE

∞DÉDICACE∞

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À ma très chère mère REBIHA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

À mon père AMMAR qui m'a soutenu et à su me donner courage au moment venu.

À mes frères HICHEM et BILEL et YAHYA.

À tous les membres de la famille : BENGOUGA.

À mes sœurs AYA et IMEN.

À mes très chères amies : HADJ, BOUCHRA, FARES, SAMIA.

À tous (tes) mes collègues

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de leur dédiés du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier: KHELFI MOHEMD, SOFIANE, JALEL, TALAL, ABDELHALIM, SIDI ALI, NOUNOU, HAKOU, MOURED, KHEIREDDINE , CHERIF, BILEL, ALI, , ISHAK, BOUCHRA, ABDSELAM, HADJ La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

ZOUBIR OU TOUFIK 2012 ✍

ملخص

تعتبر محطات ضخ المياه مشاريع أساسية لتزويد السكان بمياه الشرب, وكذلك لها دور كبير في تخفيض كمية الكهرباء المستهلكة. وقد لاحظنا في مدينة بريكة كثير من الآبار الجوفية متجهة نحو خزانات مياه الموجودة. وقد طرحنا امكانية وضع محطة لضخ المياه لهذه المدينة. ومن اجل تحقيق هذه الدراسة قمنا بوضع محطة لضخ مياه تشمل جميع الآبار الجوفية لمدينة بريكة.

Résumé :

Les stations de pompage sont les principales sources d'alimentation en eau potable, et jouent un rôle dans la diminution de l'énergie électrique consommée par des pompes existantes dans la station de pompage. Par rapport aux pompes immergées dans les champs de captage. Nous avons proposé l'étude de la station de pompage qui assemble tous les champs de captage de la ville de Barika.

Abstract:

The stations of pumping are the main sources of providing people with drinking water, it play a big role tu the reduction of the electric energy consumed from the pumps that exist in the station of pumping. Incomparaison with the pumps immersed in the fields of catchment, we have proposed the survey of the pumping station collected all fields of catchment of the city of Barika.

SOMMAIRE

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
Chapitre I : Présentation général de la ville	
I.SITUATION DE LA VILLE :	2
I.1- Situation géographique	2
I.2- Relief	4
I.3 - Situation topographique.....	4
I.4- Situation climatique	4
a) Les précipitations	4
b) Température.....	5
c)Autres facteurs climatiques :.....	5
C-1- Humidité relative	5
C-2- Vent	6
C-3- Hydrographie	6
I.5-Population	6
II-Situation hydraulique :	7
II.1. Ressource en eau	8
II.2.Ouvrages des stockages.....	10
Conclusion.....	11
Chapitre II : Evaluation des besoins en eau potable	
Introduction	12
II-1) Evolution de population et perspective de développement.....	12
II-2) Evaluation des besoins en eau potable à l'horizon (2040).....	14
II-2-A) Consommation moyenne journalière :.....	14
II-2-B) consommation maximale journalière :.....	16
B-1) Coefficient d'irrégularité maximum journalier ($K_{max, j}$) :.....	16
B-2) Coefficient d'irrégularité minimum journalier ($K_{min, j}$) :.....	17
B-3) Débit maximum journalier.....	17
II-2-C) Détermination des consommations horaires :.....	18
C-1) Débit moyen horaire :.....	18
C-2) Détermination du débit maximum horaire :.....	18
II-2-D) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	19

SOMMAIRE

II-3) Balance ressource/besoins	23
Conclusion.....	23
Chapitre III : Choix du la tracé de l'adduction de pompage	
III.1. Type d'adduction	24
III.1.1. Adduction gravitaire	24
III.1.2. Adduction par refoulement	25
III.1.3. Adduction mixte	25
III.2. Ligne piézométrique et ligne de charge	25
a) la ligne piézométrique	26
b) Ligne de charge.....	26
III.3.Choix du tracé.....	26
III.4.Choix de type de canalisation	27
Sur le plan technique	27
Sur le plan économique	27
III.5.Etude technico-économique de l'adduction	28
III.5.1.Cas gravitaire	28
a) Détermination de diamètre avantageux	28
III.5.2.Cas de refoulement	30
1) Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement	30
2) Calcul des pertes de charge	30
3) Calcul de la hauteur manométrique totale	32
4) Puissance absorbée par de pompage	33
5) Energie consommée par le pompage.....	33
6) Frais d'exploitation.....	33
7) Frais d'amortissement	34
III.6.Proposition des variantes	35
III.6.2.La première variante	35
III.6.2.La deuxième variante.....	35
III.7.Etude de la variante choisie.....	38
III.7.1.Dimensionnement de l'adduction gravitaire	38
a) Diamètre avantageux	38
b) Les frais d'amortissement	39
III.7.2. Partie de refoulement : champ de captage – Bâche d'aspiration.....	39

SOMMAIRE

a) Détermination des diamètres économique	39
III.7.3. Détermination des cotes piézométriques au niveau des points de piquage	50
III.7.4 Détermination des cotes piézométriques de chaque point du collecteur	51
III.7.5 Détermination des cotes piézométriques des autres points	51
III.7.6 Détermination des pressions dans chaque point.....	51
III.7.7 Détermination de la hauteur manométrique de chaque pompe immergée	52
Chapitre IV: Dimensionnement de la station de pompage	
Introduction.....	53
IV.1. Conditions d'implantation d'une station de pompage	49
IV.2. choix du tracé de la conduite de refoulement	50
IV.3. la hauteur manométrique totale	50
IV.4. Choix des pompes	52
IV.5. Choix du nombre de pompe.....	53
IV.5.1. Choix du nombre pour la pompe Centrifuge à double flux	53
IV.5.2. Choix du nombre pour la pompe centrifuge monocellulaire à axe horizontal	53
IV.6. Choix du moteur électrique	54
IV.6.1. Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique	54
IV.7. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe	55
IV.7.1. Équipements en amont de la pompe.....	55
IV.7.2. Équipements en aval de la pompe.....	56
IV.7.3. Choix de nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement.....	57
IV.8. Calcul du diamètre économique	56
IV-9 : Point de fonctionnement d'une pompe.....	62
IV-9-1. Refoulement : SP - Réservoir du stockage 2*1000.....	62
IV.9.2. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	63
IV.10. Calage de la pompe	67
IV.10.1. Détermination de la hauteur admissible d'aspiration	68
IV.11. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil.....	69

SOMMAIRE

<i>IV.11.1 choix du bâtiment.....</i>	<i>70</i>
<i>IV.11.2 partie_souterraine.....</i>	<i>70</i>
<i>IV.11.3 Partie supérieur.....</i>	<i>71</i>
<i>IV.11.4. Schéma du bâtiment de la station de pompage</i>	<i>73</i>
<i>Conclusion.....</i>	<i>74</i>
Chapitre V : Dimensionnement des reservoirs	
<i>Introduction.....</i>	<i>80</i>
<i>V-1. Fonctions des reservoirs</i>	<i>80</i>
<i>V-2. Classification des reservoirs</i>	<i>80</i>
<i>V-3. Emplacement des reservoirs</i>	<i>81</i>
<i>V-4. Principes de construction et de distribution</i>	<i>81</i>
<i>V-5. Capacité des reservoirs d'aspiration ou d'accumulation et de distribution</i>	<i>82</i>
<i>V-5-1. Reservoirs de distribution.....</i>	<i>82</i>
<i>V-5-2. Reservoirs d'aspiration ou d'accumulation</i>	<i>84</i>
<i>V-6. Équipement du reservoir.....</i>	<i>86</i>
<i>V.6.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction.....</i>	<i>86</i>
<i>V.6.2. Conduite de départ ou de distribution.....</i>	<i>86</i>
<i>V.6.3. Conduite de trop-plein</i>	<i>87</i>
<i>V.6.4. Conduite de vidange.....</i>	<i>87</i>
<i>V.6.5. Conduit by-pass.....</i>	<i>87</i>
<i>V.6.6. Les joints d'étanchéité.....</i>	<i>87</i>
<i>V.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie</i>	<i>87</i>
<i>V.8. Hygiène et sécurité</i>	<i>88</i>
<i>Conclusion</i>	<i>88</i>
<i>Conclusion générale</i>	
<i>Références bibliographiques</i>	

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la ville de Barika

Tableau I-1 : Le nombre moyen des jours pluvieux pour chaque mois.

Tableau I-2: précipitations mensuelles en mm

Tableau I-3 : en Température mensuelles °C

Tableau I-4: Humidité relative.

Tableau I-5: Évolution des habitants.

Tableau I-6: Taux d'accroissement.

Tableau I-7: Caractéristiques des forages.

Tableau I-8: Caractéristiques des réservoirs.

Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II-1: Estimation de l'évolution de la population.

Tableau II-2: Estimation des besoins en eau potables à l'horizon (2040) pour les différentes catégories.

Tableau II-3: besoins en eau potables de la ville de Barika à l'horizon (2040).

Tableau II-4: β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-5: Résultats de calculs des différents débits.

Tableau II-6 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II-7 : détermination du débit maximum horaire.

Chapitre III : Choix du tracé de l'adduction

Tableau III-1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

Tableau III-2 : Détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire

Tableau III-3: Frais d'amortissement pour les conduites en gravitaire

Liste des tableaux

Pour le tronçon Sider 2-A :

Tableau III-4: Calcul de La HMT

Tableau III-5 : Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Pour le tronçon Sider 1-A :

Tableau III-6 : Calcul de La HMT

Tableau III-7 : Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Pour le tronçon Sider 3-B :

Tableau III-8: Calcul de La HMT

Tableau III-9 : Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Pour le tronçon Sider 4-C :

Tableau III-10: Calcul de La HMT

Tableau III-11: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Pour le tronçon Smamat-E:

Tableau III-12: Calcul de La HMT

Tableau III-13: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Pour le tronçon F5-F:

Tableau III-14: Calcul de La HMT

Tableau III-15: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Pour le tronçon F6-G:

Tableau III-16: Calcul de La HMT

Tableau III-17: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Pour le tronçon TOBNA-H:

Tableau III-18: Calcul de La HMT

Tableau III-19: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Liste des tableaux

Pour le tronçon FEIDH EL BECH-H:

Tableau III-20: Calcul de La HMT

Tableau III-21: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Pour le tronçon ZIB BIS-K:

Tableau III-22: Calcul de La HMT

Tableau III-23: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Pour le tronçon A-B:

Tableau III-24 : Calcul de La HMT

Tableau III-25: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Pour le tronçon B-C:

Tableau III-26: Calcul de La HMT

Tableau III-27: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Pour le tronçon C-D:

Tableau III-28 : Calcul de La HMT

Tableau III-29: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Pour le tronçon D-E:

Tableau III-30 : Calcul de La HMT

Tableau III-31: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Pour le tronçon E-F:

Tableau III-32 : Calcul de La HMT

Tableau III-33: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Pour le tronçon F-G:

Tableau III-34 : Calcul de La HMT

Tableau III-35: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Liste des tableaux

Pour le tronçon G-BACHE:

Tableau III-36: Calcul de La HMT

Tableau III-37: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Pour le tronçon forage GMIBIS vers le réservoir BILEL II direct :

Tableau III-38: Calcul de La HMT

Tableau III-39: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan

Tableau III-40 : Détermination des cotes piézométriques du collecteur 1et 2

Tableau III-41 : Détermination des cotes piézométriques des autres points

Tableau III-42 : Détermination des pressions dans chaque point

Tableau III-43 : Détermination de la hauteur manométrique des pompes immergée

Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage

Tableau IV-1 : caractéristiques des pompes pour la pompe double flux

Tableau IV-2 : caractéristiques des pompes pour pompe monocellulaire du Caprari

Tableau IV-3: Variation du coefficient K en fonction de la puissance P

Tableau IV-4: Prix de pose du mètre linéaire de conduite

Tableau IV-5 : Calcul des valeurs de Kri en fonction du diamètre de refoulement
Bâche - J

Tableau IV-6 : Les Dimensions d'équipements en aval du refoulement

Tableau IV-7: Calcul des valeurs de Kri en fonction du diamètre de refoulement
J- réservoir

Tableau IV-8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP Réservoir
2*1000 m³)

Tableau IV-9: Les valeurs de débits en fonction de la hauteur

Tableau IV-10: Pression atmosphérique en fonction de la côte

Tableau IV-11 : Pression de vapeur en fonction de la température

Liste des tableaux

Tableau IV-12 : choix du type de bâtiment

Chapitre IV : Dimensionnement des réservoirs

Tableau V-01 : Détermination les capacités des réservoirs du [Barika]

Liste des figures

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la ville de Barika

Figure I.1 : Carte situation de la commune de Barika

Figure I.2 : Situation géographique de la commune de Barika.

Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau

Figure II-1 : Evolution de la population du chef lieu de Barika 1998-2040

Figure II-2 : L'histogramme de consommation a l'horizon (2040)

Figure II-3 : Le graphique de consommation a l'horizon (2040)

Chapitre III : Choix de tracé de l'adduction

Figure III.1 : Schéma pour la variante 1

Figure III.2 : Schéma pour la variante 2

Chapitre IV : Dimensionnement de la station de pompage

Figure IV-1 : courbe d'optimisation cout en fonction du diamètre de tronçon Bâche-J

Figure IV.2 : courbe d'optimisation cout en fonction du diamètre de tronçon J-réservoir

Figure IV.3: Le point de fonctionnement de la pompe double flux

Figure IV.4 : Le point de fonctionnement de la pompe double flux d'après réglage

Figure IV.5 : La partie souterraine.

Figure IV.6 : Schéma du bâtiment de la station de pompage.

Chapitre V : Dimensionnement des réservoirs

Figure V.1: Equipements des réservoirs

Liste des planches

Liste des planches

Planche 1 : *Plan de situation*

Planche 2 : *Profil en long de refoulement*

Planche 3 : *Plan et coupe de la station de pompage*

Planche 4 : *Plan et coupe d'un réservoir*

Planche 5 : *Encombrement de la station vue en plan*

Introduction générale

Introduction générale

L'eau source de la vie et développement compte parmi les sources naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement social et économique d'un pays.

En étant aussi matière de base indispensable à la vie, l'eau demeure dans son devoir ses effets, un sujet de questionnement de première importance.

La potabilité de cette ressource vitale dévient de plus en plus rare dans le monde entier plus particulièrement dans le tiers monde. En effet, son inégale répartition, la croissance démographique, auxquelles s'ajoutent les effets de pollution des ressources en eau et de graves sécheresses ont rendu le problème d'eau primordial durant ces dernières décennies.

En Algérie, les principales ressources d'alimentation en eau potable sont des eaux souterraines (forages) et des eaux de surface (barrages). Mais en tant que pays déficitaire, s'est engagé dans un vaste programme de valorisation et de mobilisation des eaux non conventionnelles depuis quelques années. En effet, l'Algérie a fait des investissements énormes dans le cadre de réalisation des barrages, des stations de dessalements de l'eau de mer, des stations de traitements et des stations de pompages pour élever ces eaux vers les réservoirs du stockage ou de distribution.

La station de pompage de Barika est destinée à alimenter la ville vers les réservoirs, cette station n'existe pas en réalité pour cela on fait une étude technique et économique pour réduire la consommation d'énergie électrique par les forages.

CHAPITRE I :

Présentation de la zone d'étude

Aucune entrée d'index n'a été trouvée. Avant d'entamer les différents points nécessaires à l'étude. Il convient de faire ressortir les caractéristiques propres et prévalent au niveau de la ville de Barika. Ces caractéristiques sont représentées essentiellement par la situation de la ville.

I.SITUATION DE LA VILLE :

I.1- Situation géographique:

Le chef de lieu de la commune de Barika se situe à l'ouest de la wilaya de Batna. Plus précisément, elle est située entre 35° et 36° de latitude Nord et entre 4° et 5° de longitude Est. Peu éloignée des grands centres urbains (chef lieu de wilaya Batna : 88 km, Biskra : 78 km, M'sila : 99 Km et Sétif).

Les limites administratives de la commune sont :

- Au Nord : par les communes d'Ouled Ammar et El Djezzar.
- Au Sud : par la commune de Bitam.
- Au l'Ouest : par la commune de Azil Abdelkader.
- A l'Est : par la commune de Seggana.

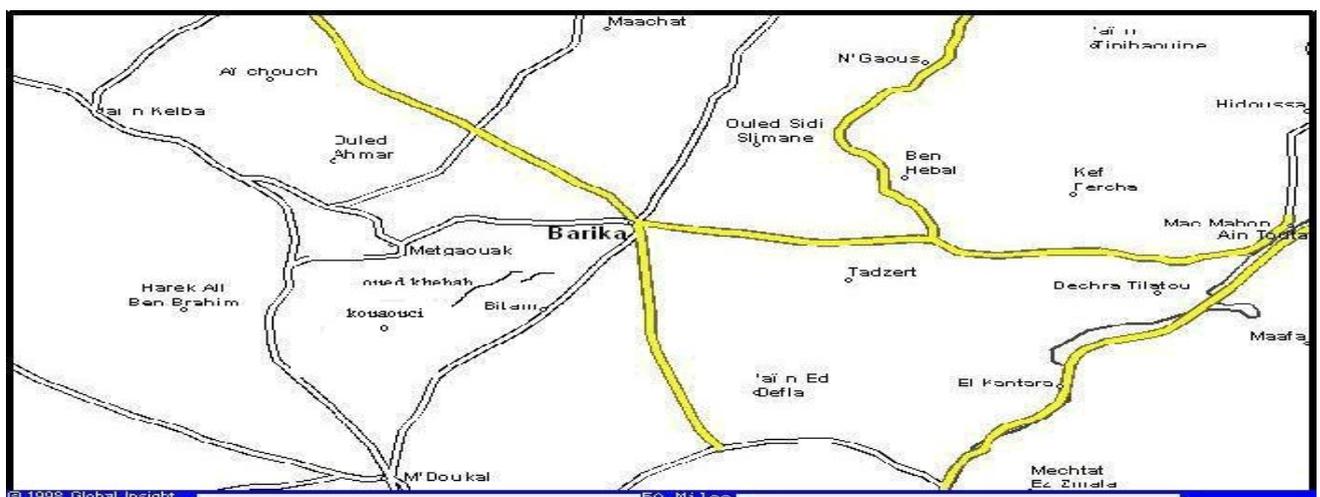


Figure I.1: Carte de situation de la commune de Barika

SITUATION DE LA VILLE BARIKA

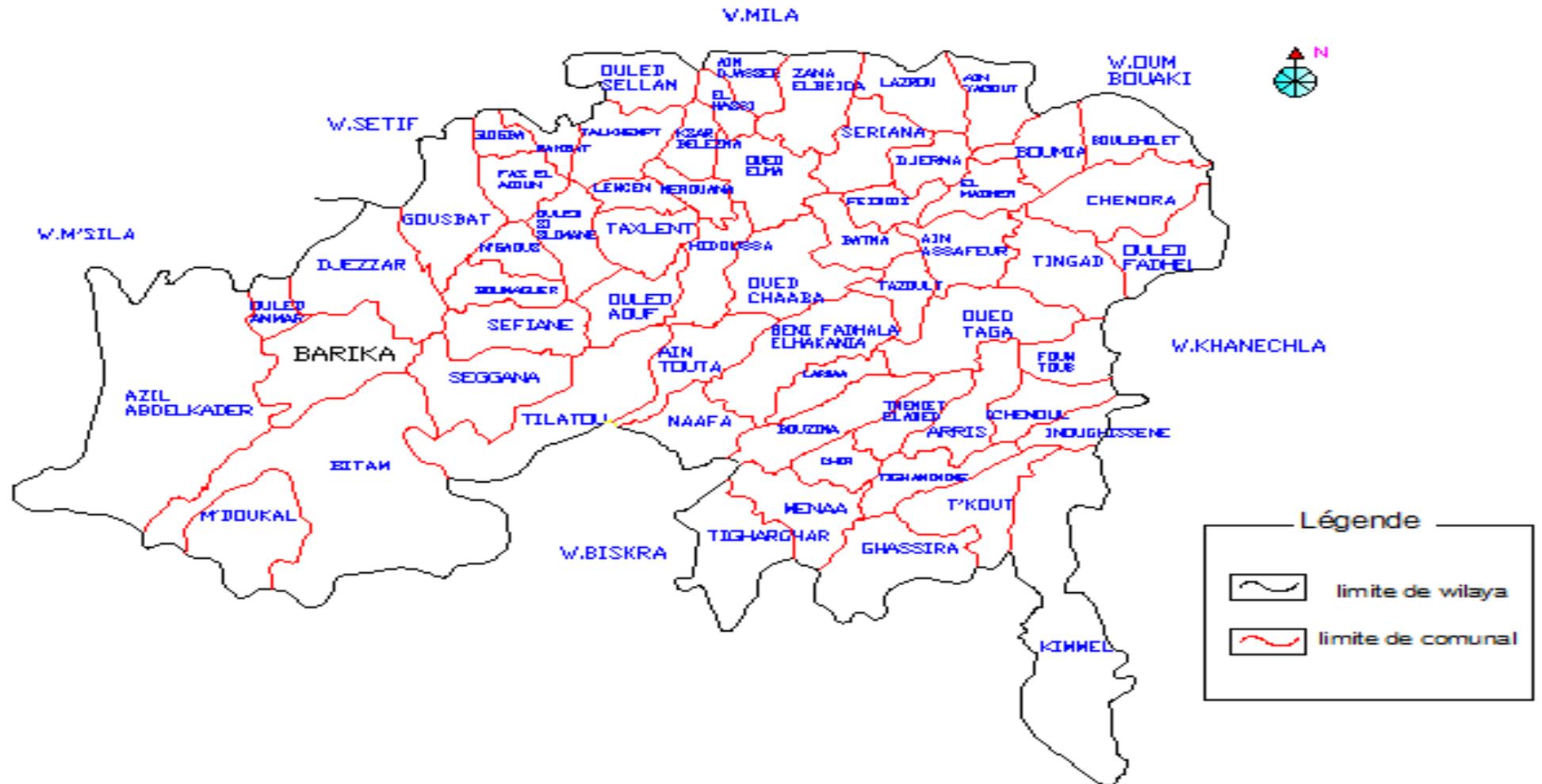


Figure 1.2 : Situation géographique de la commune de Barika

1.2- Relief :

La commune de Barika se situe dans la plaine du Hodna, à l'Ouest du grand massif des Aurès. Elle se trouve au centre d'une plaine plate formée au Nord-est et Sud par des reliefs montagneux et s'ouvrant à l'Ouest, en pente douce, sur la dépression de Chott El Hodna, ce qui signifie une pente faible variable entre 1 à 5%. Cette plaine est accidentée de quelques Oueds, dont la pente s'effectue du nord-est au sud-ouest. Les altitudes varient de 530 à 398 m.

1.3- Situation topographique :

D'après l'examen de la carte topographique de la région d'étude, on a constaté que le terrain présente de faibles différences de niveau alors le terrain est presque plat.

Nous remarquons que :

- Le point plus haut est = (m).
- Le point plus bas est = (m).

1.4- Situation climatique :**a) Les précipitations :**

A l'échelle mensuelle, on remarque que les mois plus pluvieux sont ceux de septembre en mars avec un minimum enregistré au mois février. Par contre, les mois les moins pluvieux sont ceux d'avril en août avec un minimum de 1.6 mm, au mois de juillet.

Les moyennes des précipitations enregistrés étaient de 214 mm, avec 78 jours seulement de pluie.

Tableau I-1 : Le nombre moyen des jours pluvieux pour chaque mois.

mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
jours	7	7	2	9	8	3	1	10	8	9	11	3

(Source DHW et ANRH)

Tableau I-2: précipitations mensuelles en mm (année 2006)

mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
jours	20	21	24	15	19	9	2	5	25	26	26	22

b) Température :

D'après le tableau ci-dessous, on constate que la température de l'air décroît du mois d'octobre jusqu'au mois de février, et ensuite, elle augmente sur 7 mois. Juillet est le mois le plus chaud avec une moyenne de 30°C et janvier est le mois le plus froid avec une moyenne de 7°C.

Tableau I-3 : Température mensuelles °C (année 2006)

mois	Jan	Fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	moy
Min	7	2,7	6	9,5	13,7	18,9	21	22,2	18	12,5	6,7	3,5	11,8
Moy	10,1	8,8	11,5	15,7	20,2	25,8	27,7	29,4	23,9	18	12,6	8,2	17,6
Max	13,3	14,9	17	21,8	26,6	32,7	34,4	36,7	29,8	23,5	18,4	12,8	23,5

C- Autres facteurs climatiques :

C-1- Humidité relative :

Tableau I-4: Humidité relative.

mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
Station Barika(%)	67	69	48	46	54	31	26	34	45	54	58	62

C-2- Vent :

Le régime des vents dans la commune de Barika se caractérise surtout par l'absence de vents dominants. D'autre part, le cadre physique représenté par les bannières montagneuses au Nord, à l'Est et au Sud renforce et canalise les vents soufflant de l'Ouest, du Nord-Ouest et du Sud. Ce qui aggrave considérablement les contrastes et la rudesse du climat. Par ailleurs, le sirocco vent chaud et asséchant ravageur pour l'agriculture, souffle violemment, très emprunt de sable fin et de poussière. Il souffle principalement durant les mois de juillet et août avec les périodes s'étalant de 10 à 15 jours.

C-3- Hydrographie :

La commune de Barika est caractérisée par un réseau hydrographique important. Une multitude de petits Oueds à écoulement temporaire déversent les eaux dans l'Oued Barika, qui prend naissance au Sud d'Ain Azel servant de réceptacle aux eaux des monts de Rahda, Ras Aioun et Oued Slimane et se jette dans le Chott El Hodna après avoir toute la plaine de Barika.

L'Oued Barika, forcément encaissé dans la plaine, ceinture la ville au Sud. L'écoulement des eaux s'effectue suivant un axe principal orienté Est-Ouest (Chott Hodna). Il existe un barrage implanté sur l'Ouest Barika en mauvais (l'attouta) état. Le relief plat et l'insuffisance de tout couvert végétal ne font que les eaux de ruissellement trouvant un terrain de prédilection pour provoquer une érosion très active des sols.

I-5-Population :

La population est répartie sur le territoire de manière irrégulière, le plus gros de la population se regroupe dans l'ensemble urbain de Barika dans une proportion de **92,7%** qui reflète également l'indice d'urbanisation. Cette population a été estimée **105219** habitants dont **98854** au chef lieu. La densité relevée est de **3,45** habitants/hectare, densité faible, mais il s'avère en réalité que la répartition des densités est inégale et déséquilibrée à travers les différents secteurs ruraux de la commune et le pôle dominant de la ville de Barika.

Tableau I-5: Évolution des habitants.(source l'A.P.C)

Années	1977	1987	1994	1998	2005	2006	2008
Nombre d'habitant	32800	61631	81760	87092	102110	104428	105219

Tableau I-6: Taux d'accroissement.

Années	1977/1987	1987/1998	1998/2008
Taux d'accroissement (%)	6,51	3,19	2,29

Taux d'accroissement en global : 1,9%

II-Situation hydraulique :

II.1. Ressource en eau :

L'alimentation en eau potable de la ville de Barika est assurée par les ressources en eaux citées ci-dessous :

- *Forage F5*
- *Forage ZI BIS*
- *Forage GMIBIS*
- *Forage FEIDH EL BECH*
- *Forage SIDER N°1*
- *Forage SIDER N°2*
- *Forage SIDER N°3*
- *Forage SIDER N°4*
- *Forage F6*
- *Forage Barika (F5-F6) Smamat*
- *Forage F1 (hors exploitation)*

Un barrage koudiet Imadaouar qui alimente la ville avec $Q=250$ l/s

Tableau I-7: Caractéristiques des forages.

Coordonnées et Débit des forages Forages	Q_{mob} (l/s)	Q_{exp} (l/s)	Coordonnées		
			X (m)	Y (m)	Z(m)
<i>F5</i>	65	55	736.650	233.400	455
<i>ZI BIS</i>	12	10	739.400	233.350	462
<i>F1</i>	0	0	740.184	235.073	465
<i>F6</i>	12	10	737.650	232.800	452
<i>GMIBIS</i>	10	9	741.200	235.800	480
<i>TOBNA 2 BIS</i>	7	5	742.850	230.940	468
<i>FEIDH EL BECHE</i>	18	15	740.718	233.474	470
<i>SIDER1</i>	20	17	731.000	227.000	429
<i>SIDER 2</i>	20	16	730.600	336.500	425
<i>SIDER 3</i>	25	21	729.650	226.950	422
<i>SIDER 4</i>	18	15	731.926	227.904	418
<i>BARIKA (F5-1)</i> <i>SMAMAT</i>	31	26	737.155	229.497	445

II-2- Ouvrages des stockages :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

II-2-1 Classification des réservoirs :

✓ *Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :*

- *Enterrés;*
- *Semi-enterrés;*
- *Sur sol;*
- *Sur tour (château d'eau).*

✓ *Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :*

➤ **Rectangulaire ou carrée:**

Elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

➤ **Circulaire:**

Elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaires. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

Tableau I-7: Caractéristiques des réservoirs.

Réservoirs	Capacité (m ³)	Type d'ouvrage			Coordonnées		
		enterrée	Semi-enterrée	Surélève	X(m)	Y(m)	Z(m)
SFOR	1000	-	1	-	744.110.04	233.160.26	497
	2000		1	-			
BILAL I	1000	-	-	1	744.153.09	233.137.41	499
BILAL II	1000	-	-	1	742.724.76	236.668.89	482
ANASR	1000	-	-	1	742.682.69	236.712.12	482

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre ville du point de vue topographie, climat, géologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique, Ces données nous serviront pour entamer notre étude.

CHAPITRE II :

***Evaluation des besoins en eau
potable***

Introduction :

En Algérie, la conjugaison de la croissance démographique, le développement des secteurs industriels et agricoles, a entraîné un accroissement spectaculaire des besoins en eau ; accroissement nettement plus important par rapport aux quantités mobilisées, au point où le déficit entre l'offre et la demande en eau risque de constituer, à long terme, un handicap insurmontable au développement et un impact négatif sur le plan socio économique.

Compte tenu de ce déficit en eau, l'estimation des besoins en eau domestique, devient de plus en plus problématique particulièrement dans les études de projets d'alimentation en eau potable. En effet, pour les agglomérations urbaines, une valeur moyenne de la dotation unitaire de 150 litres par habitant par jour est souvent adoptée, une valeur qui répond bien aux normes étrangères, mais qui s'avère inadaptée au niveau national, en vu de l'insuffisance de nos ressources hydriques.

II-1) Evolution de population et perspective de développement :

Selon nos informations recueillies au niveau de l'APC de Barika et les données du PDAU, la population de la commune (RGPH 1998) est estimée à 87092 habitants.

D'après le recensement effectué par les services d'APC en 2008, la population de la commune de Barika (chef lieu) étant de 105219 habitants.

L'objectif de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable à l'horizon 2040 ; pour l'estimation de la population future, nous adopterons un taux d'accroissement de 1,9% (Source : APC de Barika), ce taux représente la moyenne nationale en zone semi urbaine

En Algérie il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques qui donnée par la formule suivante :

CHAPITRE II : Evaluation des besoins en eau potable

$$\text{Avec : } P_n = P_0 [1 + \tau]^n \dots\dots\dots (II-1)$$

- ✓ P_n : population future prise à l'horizon quelconque (hab.).
- ✓ P_0 : population de l'année de référence (hab.).
- ✓ τ : taux d'accroissement annuel de la population. D'après les informations recueillies au niveau d'APC de Barika [$\tau = 1,9\%$].
- ✓ n : nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

L'évolution de la population du chef lieu de Barika est donnée dans le tableau II-1.

➤ **Tableau II-1:** Estimation de l'évolution de la population.

Horizons	1998	2008	2012	2020	2040
taux d'accroissement %	/	1,9	1,9	1,9	1,9
population	87092	105219	113349	134643	191997

(Source : A.P.C de Barika).

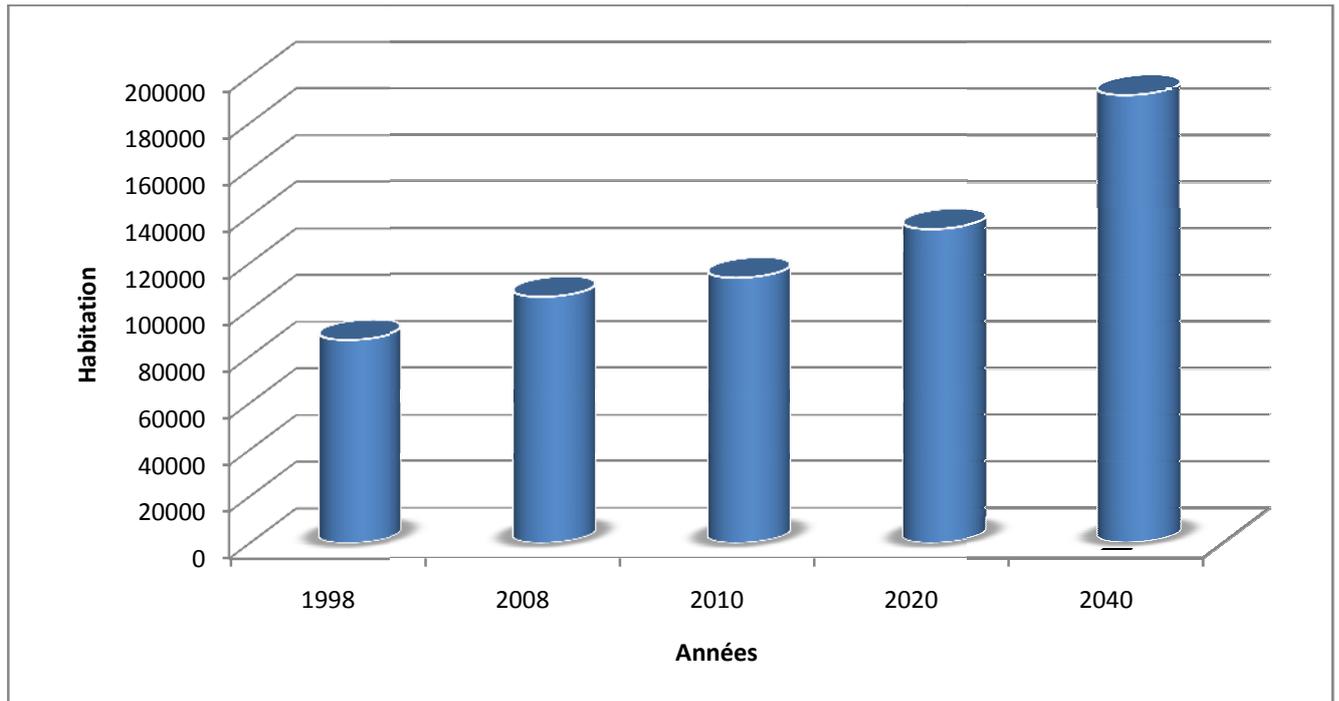


Figure II-1 : Evolution de la population du chef lieu de Barika 1998-2040

II-2) Evaluation des besoins en eau potable à l'horizon (2040) :

L'évaluation de la quantité d'eau ne peut se faire avec grande certitude, chaque catégorie de besoins dépend de nombreux paramètres, dont l'évolution dans le temps est variable et change d'une agglomération à l'autre. Les besoins en eau nécessaires dépendent aussi du climat, des habitudes de la population, du type de l'agglomération, du degré d'équipement et de la catégorie du consommateur.

II-2-A) Consommation moyenne journalière :

Consommation moyenne journalière est exprimée en mètre cube par jour et donnée par la relation suivante :

$$\text{Avec : } Q_{\text{moyj}} = \frac{(Q_i \times N_i)}{1000} \text{ en } [m^3/j] \dots\dots\dots (II-2)$$

- ✓ $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j .
- ✓ Q_i : dotation moyenne journalière en $l/j/hab$.

CHAPITRE II : Evaluation des besoins en eau potable

✓ N_i : nombre de consommateurs.

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort de la ville de Barika, il est préférable de se pencher sur les différentes catégories des besoins tels que :

❖ *Besoins domestiques* : En se basant sur les tendances et les recommandations internationales, la dotation moyenne par habitant et par jour se situe comme suit :

- ◆ Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
- ◆ Ville de 20000 à 100000 hab. : 200 à 300 l/j/hab.
- ◆ Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

Pour le cas de notre projet, le calcul des besoins domestiques à horizon se fera à la base d'une dotation de **300 l/j/habitant**.

❖ *Besoins des équipements publics* : Ils englobent les différents services suivants (Scolaires, Administratifs, Sanitaires, Culturels, et Services publics.....) et le choix de la dotation est varié selon la catégorie.

➤ **Tableau II-2**: Estimation des besoins en eau potable à l'horizon (2040) pour les différentes catégories.

catégories de consommateurs	Besoins	Equipements	unité de base	nombre	dotation (l/j/unité)	$Q_{moy, j}$ (m^3/j)
équipements publics	Domestique		Hab.	191997	300	57599,1
	Scolaires	04 écoles primaires	élève	2500	10	25
		02 C.E.M	élève	1300	10	13
		02 LYCEES	élève	1600	10	16
		01 Crèche	enfant	200	10	02
	Administratifs	Palais de justice	employé	20	15	0,3
		02 Sûretés urbains	Agent	180	40	7,2
	Sanitaires	02 Piscines	patient	100	20	2,00
		Polyclinique	patient	50	20	1,00

➤ **Suites tableau II-2:** Estimation des besoins en eau potable à l'horizon (2040) pour les différentes catégories.

	Socioculturels et sportifs	01 Salle Sport	personne	100	20	2,00
		02 Mosquées.	fideles	1000	20	20
		01 Bibliothèque	lecteur	120	15	1,80
	Commerciaux	SNTV	unité	01	10000	10
		Centre commerciale	unité	01	1000	1,00
		Locaux commerciaux	unité	200	20	4,00

(Source: A.P.C Barika).

Après une étude détaillée des différents besoins en eau, nous dressons un tableau récapitulatif des différentes catégories de consommation afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière.

➤ **Tableau II-3:** besoins moyen en eau potables de la ville de Barika à l'horizon (2040).

Catégorie des besoins	Domestique	Administratif	Scolaires	Sanitaires	Commerciaux	Socio-culturels	Total
$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	57599,1	7,5	56	3,00	15,00	23,8	57704,04

II-2-B) consommation maximale journalière :

B-1) Coefficient d'irrégularité maximum journalier ($K_{max,j}$) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport (II-3).

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moyj}} \dots\dots\dots (II-3)$$

Ce coefficient nous permet de savoir combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier. Il varie entre 1,1 et 1,3.

Dans notre projet on prend : $K_{max,j}=1,2$ pour l'agglomération.

B-2) Coefficient d'irrégularité minimum journalier ($K_{min,j}$) :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{max,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \dots\dots\dots (II-4)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation avec $K_{min,j}$ varie entre 0,7 et 0,9.

B-3) Débit maximum journalier:

Ce débit relatif au jour de la plus grande consommation pendant l'année et il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner toute la chaîne de distribution. Il est donné par :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} \quad (m^3/j) \dots\dots\dots (II-5)$$

- ☞ $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j .
- ☞ $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m^3/j .
- ☞ $K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière.

Le calcul de débit maximum journalier est représenté dans le tableau (II-5).

II-2-C) Détermination des consommations horaires :

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

C-1) Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \quad (m^3/h) \dots\dots\dots (II-6)$$

- ☞ $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h .
- ☞ $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j .

C-2) Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h} \quad (m^3/h) \dots\dots\dots (II-7)$$

- ☞ $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h .
- ☞ $K_{max,h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire. Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots (II-8)$$

- ☞ α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend : $\alpha_{max} = 1,30$
- ☞ β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau III-4 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

➤ **Tableau II-4:** β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,10

Puisque on a un nombre d'habitants égal à 191997 habitants alors : $\beta_{max} = 1,10$

D'où la valeur de $K_{max, h}$ sera : $K_{max, h} = 1,3 \times 1,10 \Rightarrow K_{max, h} = 1,43$

Le tableau présenté ci après nous donne la récapitulation de calcul des différents débits.

➤ **Tableau II-5:** Résultats de calculs des différents débits.

Paramètres	$Q_{moy, j}$ (m^3/j)	$K_{max, j}$	$Q_{max j}$ (m^3/j)	$Q_{moy, h}$ (m^3/h)	$K_{max, h}$	$Q_{max, h}$ (m^3/h)	$Q_{max, h}$ (l/s)
Agglomération	57704,04	1,2	69244,85	2404,335	1,43	3438,2	955,06

II-2-D) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

La consommation en eau potable d'une agglomération subit de grande variation, elle dépend tout d'abord de la vocation et de l'étendue de l'agglomération et dans une même agglomération la consommation d'eau varie durant la journée, elle est faible à certaines heures et très importante à d'autres.

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération en se basant sur le tableau (II-6) qui donne les variations horaires de la consommation totale dans divers centres d'agglomération.

CHAPITRE II : Evaluation des besoins en eau potable

➤ **Tableau II-6** : 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	3.0	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	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	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	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

(Source : D.H.W)

Pour notre cas on a choisi la répartition plus 100000 hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année 2040 est de 191997 hab.

► **Tableau II-7** : détermination du débit maximum horaire.

Heure	Consommation totale $Q_{max,j}=69244,85m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m^3/h	m^3/h	m^3/h
0-1	3,35	2319,702	3,35	2319,702
1-2	3,25	2250,458	6,6	4570,16
2-3	3,3	2285,08	9,9	6855,24
3-4	3,2	2215,835	13,1	9071,075
4-5	3,25	2250,458	16,35	11321,53
5-6	3,4	2354,325	19,75	13675,86
6-7	3,85	2665,927	23,6	16341,78
7-8	4,45	3081,396	28,05	19423,18
8-9	5,2	3600,732	33,25	23023,91
9-10	5,05	3496,865	38,3	26520,78
10-11	4,85	3358,375	43,15	29879,15
11-12	4,6	3185,263	47,75	33064,42
12-13	4,6	3185,263	52,35	36249,68
13-14	4,55	3150,641	56,9	39400,32
14-15	4,75	3289,13	61,65	42689,45
15-16	4,7	3254,508	66,35	45943,96
16-17	4,65	3219,886	71	49163,84
17-18	4,35	3012,151	75,35	52175,99
18-19	4,4	3046,773	79,75	55222,77
19-20	4,3	2977,529	84,05	58200,3
20-21	4,3	2977,529	88,35	61177,82
21-22	4,2	2908,284	92,55	64086,11
22-23	3,75	2596,682	96,3	66682,79
23-24	3,7	2562,059	100	69244,85
Total	100	69244,85		

Les résultats trouvés nous permettent de tracer les graphiques de la consommation totale et de la courbe intégrale (voir Figure II-2 et Figure II-3).

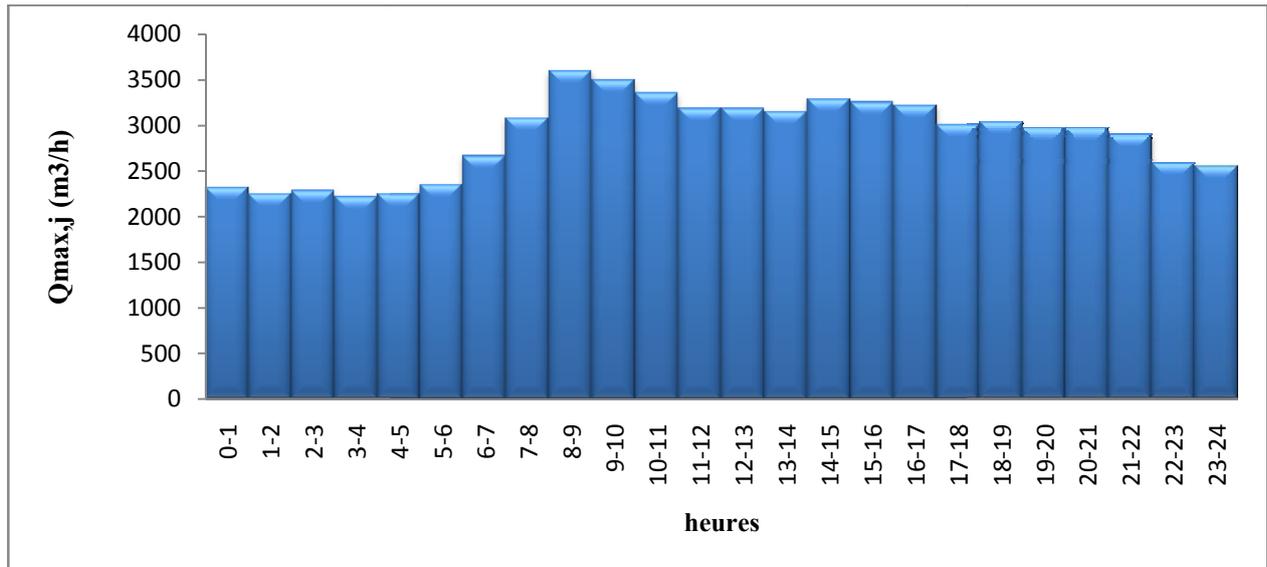


Figure II-2: L'histogramme de consommation à l'horizon (2040)

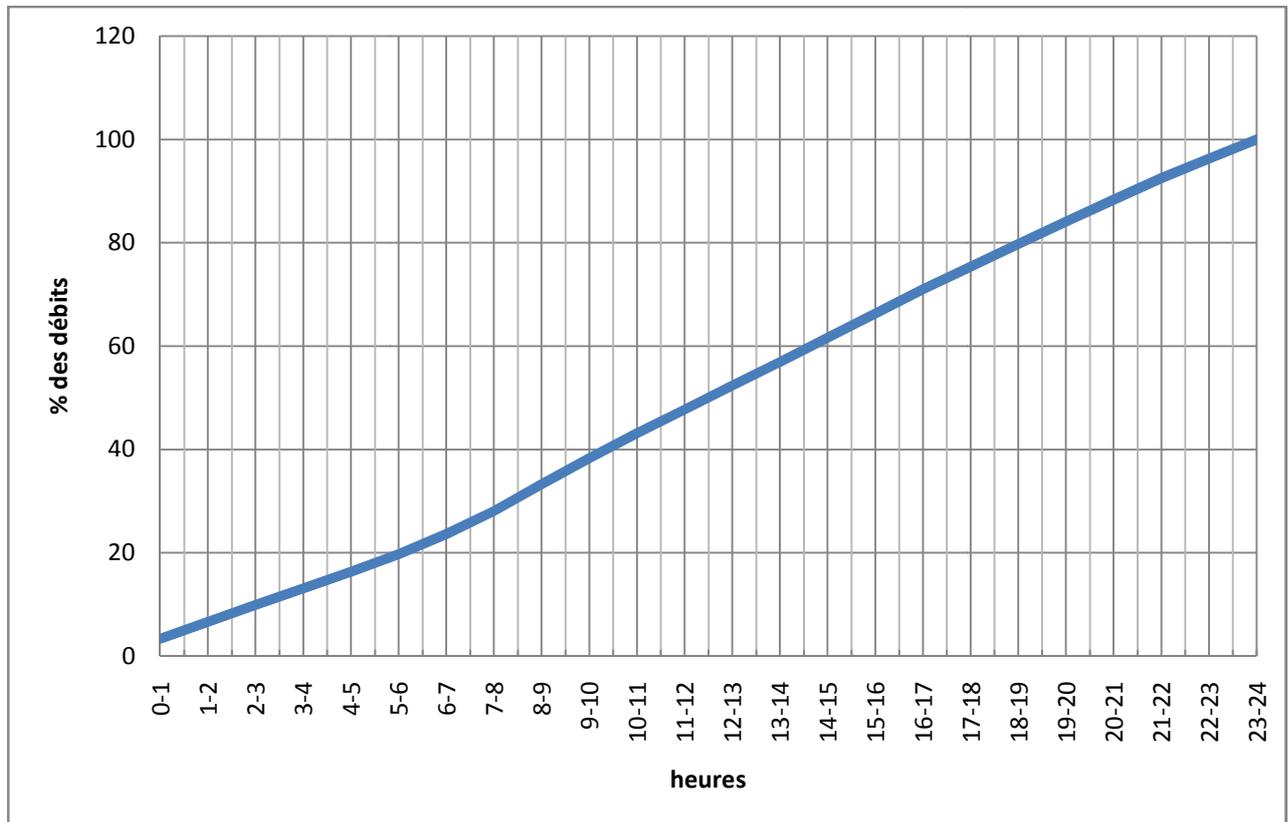


Figure II-3: Le graphique de consommation à l'horizon (2040)

A partir du tableau et de graphique de la consommation, on a trouvé que la période de pointe s'étale entre 08h et 9h avec un débit horaire de pointe égale à : $Q_{max,h} = 3600,732 \text{ m}^3/\text{h} = 1000,2 \text{ l/s}$

II-3) Balance ressource/besoins :

Dans le but de connaitre si le débit fourni par les forages satisfait les besoins en eau à l'horizon ciblé (2040) ou non, il faut faire une comparaison entre ces derniers :

Le tableau suivant nous indique la balance : ressources/besoins

Tableau N°II-8 : Balance Ressources/Besoins

Agglomération	Besoins	Ressources disponibles	Déficit
	m³/j	m³/j	m³/j
<i>Barika</i>	69244,85	37411,2	31833,65

Conclusion :

On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de ville de Barika, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation d'autres ressources. Par exemple :

- ✓ Augmentation de débit du barrage koudiet lamdaouar jusqu'à $Q=0,6771$ L/s.
- ✓ Ajouter des forages mais on a le problème du rabattement de la nappe. D'après la solution qui donnée on proposé l'alimentation à partir le barrage Koudiet Lamdaouar.

CHAPITRE III :

***Choix du tracé de l'adduction de
pompage***

III.1. Type d'adduction :

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

- *Adduction gravitaire ;*
- *Adduction par refoulement ;*
- *Adduction mixte.*

III.1.1. Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitaire. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adductions gravitaires :

- *à surface libre (non en charge).*
- *en charge (le plus rencontré).*

III.1.2. Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.1.3. Adduction mixte :

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

Dans le cas de notre étude, il s'agit d'une adduction par refoulement à projeter.

III.2. Ligne piézométrique et ligne de charge :

La charge hydraulique peut être répartie en deux différentes grandeurs :

$$H = H_s + H_d \quad (III.1)$$

Avec ; $H_s = \frac{p}{\rho * g} + z$ et $H_d = \frac{V^2}{2g}$

Où H_s : la charge statique, en (m) ;

H_d : La charge dynamique, en (m) ;

p : La pression moyenne de l'eau dans la conduite, en Pa ;

ρ : La masse volumique de l'eau (=1000kg/m³) ;

g : L'accélération de la pesanteur (=9,81m/s²) ;

z : La cote moyenne de la conduite, en (m) ;

V : La vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (=débit/section), en (m/s).

a) la ligne piézométrique :

La courbe représentant, sur la verticale, la ligne des niveaux de la charge statique en fonction de x (le long d'une conduite d'adduction, suivant le sens de l'écoulement), est appelée la ligne piézométrique.

b) Ligne de charge :

La courbe représentant la ligne des niveaux de la charge totale H le long d'une conduite suivant le sens de l'écoulement, est appelée la ligne de charge (ou d'énergie).

La ligne de charge est déduite de la ligne piézométrique par une translation vers le haut égale en chaque point à la valeur locale de $(V^2/2g)$.

III.3.Choix du tracé :

Pour l'établissement du tracé de la conduite, il faut tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter à savoir :

- *Le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir d'accumulation pour des raisons économiques ;*
- *Eviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu, aux point hauts, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer ;*
- *Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation ;*
- *Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible ;*
- *Choisir un terrain stable le long du tracé ;*

Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements de matériaux.

III.4.Choix de type de canalisation :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de l'eau dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

❖ **Sur le plan technique** : cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- Diamètre et pression de service ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service ;
- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;

❖ **Sur le plan économique** : cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport ;
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue trois types en fonction des matériaux avec lesquels, ils sont fabriqués :

- 1) **Métalliques** : fonte ductile, fonte grise, acier soudable, acier non soudable ;
- 2) **A base de ciment** : béton armé, béton précontraint, amiante-ciment ;
- 3) **En matière thermoplastiques** : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

Conclusion :

Dans notre projet, on opte pour des conduites en fonte ($K_s=2\text{ mm}$) pour tous les tronçons (refoulements, gravitaires), car la fonte est vue les avantages suivants :

- ✓ certaine résistance à la corrosion ;

- ✓ grande contrainte ;
- ✓ technique de pose économique, sans problèmes ;
- ✓ différent types des joints sont utiliser pour assembler ces conduites.

III.5. Etude technico-économique de l'adduction :

III.5.1. Cas gravitaire :

a) Détermination de diamètre avantageux :

En ce qui concerne les conduites d'adduction gravitaire, la détermination du diamètre avantageux tient compte du régime d'écoulement et du type du matériau.

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (III.2)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad (III.3)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g \quad (III.4)$$

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau III.1 :

Tableau III-1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau :

Tuyau	K'	M	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (III.5)$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,1$.

III.5.2. Cas de refoulement :

1) Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les formules approchées suivantes:

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de BONNIN}) \quad (III.6)$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de BRESS}) \quad (\text{III.7})$$

D_{ec} : Diamètre économique de la conduite (m) ;

Q : débit élevé en (m^3/s).

Remarque: La formule de BRESS n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite

≤ 1 Km).

A partir de ces diamètres déterminés par ces formules on choisit une gamme des diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

2) Calcul des pertes de charge :

❖ Pertes de charge linéaires :

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

- Diamètre D de la conduite en (m) ;
- Débit Q en (m^3/s) ;
- La rugosité absolue K_s exprimée en (mm) ;
- La longueur du tronçon L en (m).

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

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) ;

I : Gradient hydraulique en (m/m) ;

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

Chapitre III : Choix du tracé de l'adduction de pompage

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

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de NIKURADZE}) \quad (\text{III.10})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule COLEBROOK}) \quad (\text{III.11})$$

Remarque : Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (III.10).

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{III.12})$$

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

Cette viscosité qui donnée par la formule de STOCKS :

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad (\text{III.13})$$

t : Température de l'eau en degré ;

A $t=20^\circ\text{C} \rightarrow \nu = 0,01 \text{ Stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

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

$$K_s = K_0 + \alpha * T \quad (\text{III.14})$$

K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs (mm) ;

α : vieillissement déterminé à partir de l'abaque de PETER-LAMONT ;

T : Temps de service.

❖ Pertes de charge singulières :

Les singularités rencontrées sur les canalisations sont généralement des changements de la section de la conduite ou des changements de la direction de l'écoulement (coudes, robinets, vannes,...). Elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

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

❖ Pertes de charge totales :

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Rightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l$$

Donc :
$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l \quad (III.16)$$

3) Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta H = H_g + \Delta H_{asp} + \Delta H_{ref}$$

$$\Rightarrow H_{mt} = H_g + \Delta H_t \quad (III.17)$$

H_g : La hauteur géométrique (m) ;

ΔH_{asp} : Les pertes de charge à l'aspiration (m) ;

ΔH_{ref} : Les pertes de charge au refoulement (m).

4) Puissance absorbée par de pompage :

$$P = \frac{\rho g * H_{mt} * Q}{\eta} \quad (III.18)$$

P : puissance absorbée par la pompe (KW) ;

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

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

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

η : rendement de la pompe (%).

5) Energie consommée par le pompage :

L'énergie consommée par la pompe, définie comme suit :

$$E = P * t * 365 \quad (III.19)$$

E : énergie consommée par la pompe (KWh) ;

P : puissance de la pompe (KW) ;

t : temps de pompage par jour (h).

6) Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{\text{exp}} = E * e \quad (III.20)$$

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

E : L'énergie consommée par la pompe (KWh) ;

e : Prix unitaire d'un KWh imposé par la SONEGAS. $e = 4,67$ DA.

7) Frais d'amortissement :

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad (III.21)$$

F_{am} : Les frais d'amortissement (DA) ;

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

A : Amortissement annuel.

Avec ;

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (III.22)$$

i : Taux d'annuité annuel; $i = 8\%$;

n : nombre d'années d'amortissement, $n = 32$ ans.

$$A.N : A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{32} - 1} + 0,08 = 0,08745 \Rightarrow \mathbf{A = 8,745\%}$$

III.6.Proposition des variantes :

Avant de lancer notre étude on opte pour l'étude des variantes suivantes :

III.6.1.La première variante :

On projeté un collecteur principale reliant le point (A) et le Bâche d'aspiration (A-Bâche), puis relie les conduites de chaque forage dans ce collecteur principale. À partir de ce Bâche d'aspiration qui existe une ou plusieurs des conduites d'écoulement (fonte ductile) est relie entre Bâche et station de pompage. Ce dernier doit assurer le refoulement vers les réservoirs de stockage qui alimentée la ville de Barika et un notre forage alimente vers réservoirs (Bilel II) directement. Voir la figure (III.1).

III.6.2.La deuxième variante:

On projeté un collecteur principale reliant le point (A) et le Bâche d'aspiration (A-Bâche), puis relie les conduites de chaque forage dans ce collecteur principale. À partir de ce Bâche d'aspiration qui existe une ou plusieurs des conduites d'écoulement (fonte ductile) est relie entre Bâche et station de pompage. Ce dernier doit assurer le refoulement vers les réservoirs de stockage qui alimentée la ville de Barika. Voir la figure (III.2).

Nous avons choisi la première variante parce que les conditions technico-économiques ne sont pas élevées par rapport à la deuxième variante mais les hauteurs manométriques sont très élèves.

Chapitre III : Choix du tracé de l'adduction de pompage

Figure III.1 : Schéma pour la variante 1

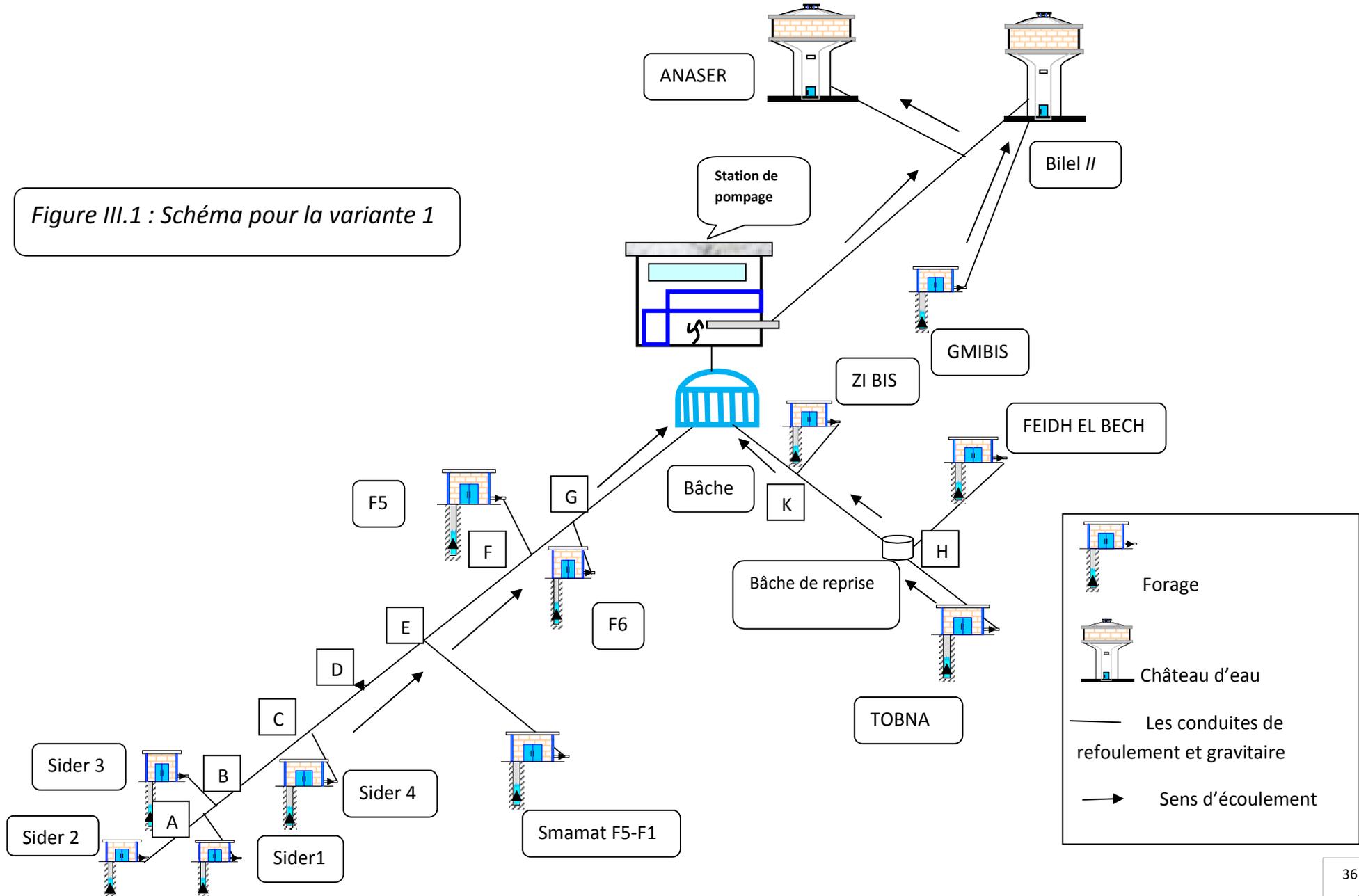
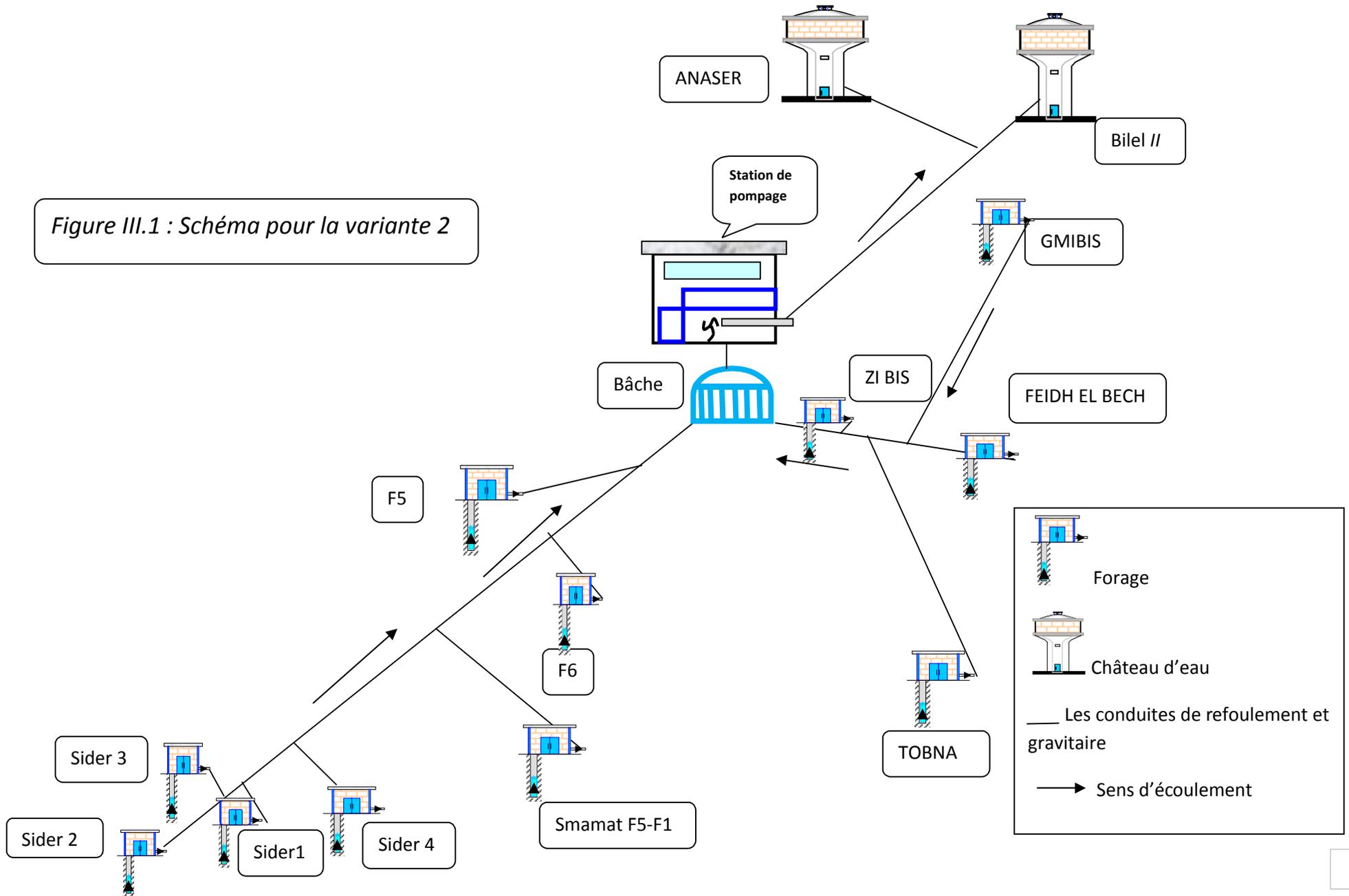


Figure III.1 : Schéma pour la variante 2



III.7. Etude de la variante choisie :

III.7.1. Dimensionnement de l'adduction gravitaire :

Le calcul du tronçon gravitaire FR-SP (Forage-station de pompage) se fait de telle façon pour que le tronçon véhicule en 24 heures la totalité du débit refoulé par les pompes installées au niveau des forages, qui fonctionne 15h/24h mais forage GMIBIS refoule 8h par jour.

➤ Diamètre avantageux :

On procède par un balancement des côtes de la Bâche, tel que :

- On donne des côtes piézométriques du réservoir tampon ($C_{P_{amont}}$);
- On détermine la longueur géométrique de la conduite gravitaire (L);
- On détermine la charge disponible (ΔH_d) entre les points-Bâche.

$$\Delta H_d = C_{P_{amont}} - C_{P_{aval}}$$

$C_{P_{amont}}$: Côte des points ;

$C_{P_{aval}}$: Côte piézométrique de station de pompage ou bâche (=463,30m).

On pose un bâche du reprise en point H pour obtenir un écoulement gravitaire.

Calcul du volume de stockage :

$$V = Q * t \quad \text{avec} \quad t \in [10-30 \text{ min}]$$

Q : débit de forage. $Q = 0,02 \text{ l/s}$

t : temps de séjour on prend $t = 30 \text{ min}$

$$V = 0,02 * 30 * 60 \quad V = 36 \text{ m}^3$$

On prend $h = 3 \text{ m}$

$$= \frac{1}{4} \times \dots \times h$$

On tire $D = 3,9 \text{ m}$

On le normalise, on pose $D = 4 \text{ m}$ et trouver $h=2,87 \text{ m}$

Le diamètre avantageux de la conduite gravitaire est calculé à base de la formule (III.5). Les résultats de balancement donné dans le tableau suivant.

Tableau III-2 : Détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire.

pts	cote aval (m)	Cote amont (m)	ΔH lin (m)	$\Delta H \sin$ (m)	ΔH_d total (m)	Q (m^3/s)	L (m)	D avantageuse (m)	D normalisé (m)	V (m/s)
H-K	464,72	461,181	3,54	0,625	4,163	0,02	734	0,172	0,15	1,132
K-BACHE	461,18	458,15	2,06	0,363	2,421	0,03	538	0,211	0,2	0,955

Remarque :

La vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

➤ **Les frais d'amortissement :**

On détermine les frais d'amortissement par la formule (III.21). Les frais d'amortissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau suivant :

Tableau III-3: Frais d'amortissement pour les conduites en gravitaire.

D (m)	Prix de ml (DA)	L (m)	Fam (DA)	A
0,15	1956,65	734	125594,037	0,08745
0,2	2812,17	538	132307,255	0,08745

III.7.2 Partie de refoulement : champ de captage – Bâche d'aspiration :

✓ **Détermination des diamètres économiques :**

Il s'agit de refouler les eaux des forages(10) de notre champ de captage directement vers le Bâche d'aspiration.

Chapitre III : Choix du tracé de l'adduction de pompage

On choisit une gamme des diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés. Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de chaque tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants :

Pour le tronçon Sider 2-A :

Tableau III-4: Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	ΔH_{sin}	ΔH_{total}	Hmt	g
m^3/s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	m	m	(m)	m^2/s
0,016	0,15	0,906	0,002	0,04245925	680	8,05	1,21	9,26	386,34	9,81
0,016	0,2	0,51	0,002	0,03844002	680	1,73	0,26	1,99	379,07	9,81
0,016	0,25	0,326	0,002	0,03570285	680	0,53	0,08	0,61	377,69	9,81

Tableau III-5 : Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,15	1956,65	680	116354,149	808532,352	4426714627	2,0673E+10	20672873663
0,2	2812,17	680	167228,501	793317,696	4343414386	2,0284E+10	20283912409
0,25	3749,3	680	222955,874	790429,632	4327602235	2,021E+10	20210125394

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 200mm.

Pour le tronçon Sider 1-A :

Tableau III-6 : Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	ΔH_{sin}	ΔH_{total}	Hmt	g
m^3/s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	m	m	(m)	m^2/s
0,017	0,15	0,962	0,002	0,04245925	120	1,6	0,24	1,84	377,42	9,81
0,017	0,2	0,541	0,002	0,03844002	120	0,34	0,05	0,39	375,97	9,81
0,017	0,25	0,346	0,002	0,03570285	120	0,1	0,02	0,12	375,7	9,81

Chapitre III : Choix du tracé de l'adduction de pompage

Tableau III-7 : Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,15	1956,65	120	20533,0851	839231,112	4594790338	2,1458E+10	2,1458E+10
0,2	2812,17	120	29510,912	836006,892	4577137734	2,1375E+10	2,1375E+10
0,25	3749,3	120	39345,1542	835406,52	4573850697	2,136E+10	2,136E+10

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 200mm.

Pour le tronçon Sider 3-B :

Tableau III-8: Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	ΔH_{sin}	ΔH_{total}	Hmt	g
m ³ /s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	m	m	(m)	m ² /s
0,021	0,15	1,189	0,002	0,04245925	1475	30,08	4,51	34,59	414,22	9,81
0,021	0,2	0,669	0,002	0,03844002	1475	6,47	0,97	7,44	387,07	9,81
0,021	0,25	0,428	0,002	0,03570285	1475	1,97	0,3	2,27	381,9	9,81

Tableau III-19 : Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,15	1956,65	1475	252385,838	1137779,5	6229342741	2,9091E+10	2,9091E+10
0,2	2812,17	1475	362738,293	1063203,88	5821041221	2,7184E+10	2,7185E+10
0,25	3749,3	1475	483617,52	1049002,92	5743290987	2,6821E+10	2,6822E+10

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 200mm.

Pour le tronçon Sider 4-C :

Chapitre III : Choix du tracé de l'adduction de pompage

Tableau III-10: Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	ΔH_{sin}	ΔH_{total}	Hmt	g
m^3/s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	m	m	(m)	m^2/s
0,015	0,15	0,849	0,002	0,04245925	495	5,15	0,77	5,92	390,04	9,81
0,015	0,2	0,478	0,002	0,03844002	495	1,11	0,17	1,28	385,4	9,81
0,015	0,25	0,306	0,002	0,03570285	495	0,34	0,05	0,39	384,51	9,81

Tableau III-11: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,15	1956,65	495	84698,976	765258,48	4189790178	1,9566E+10	1,9566E+10
0,2	2812,17	495	121732,512	756154,8	4139947530	1,9334E+10	1,9334E+10
0,25	3749,3	495	162298,761	754408,62	4130387195	1,9289E+10	1,9289E+10

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 150mm.

Pour le tronçon Smamat-E:

Tableau III-12: Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	ΔH_{sin}	ΔH_{total}	Hmt	g
m^3/s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	m	m	(m)	m^2/s
0,026	0,15	1,472	0,002	0,04245925	2608	81,53	12,23	93,76	470,95	9,81
0,026	0,2	0,828	0,002	0,03844002	2608	17,52	2,63	20,15	397,34	9,81
0,026	0,25	0,53	0,002	0,03570285	2608	5,33	0,8	6,13	383,32	9,81

Tableau III-13: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,15	1956,65	2608	446252,383	1601606,76	8768797011	4,095E+10	4,0951E+10
0,2	2812,17	2608	641370,487	1351273,87	7398224449	3,455E+10	3,455E+10
0,25	3749,3	2608	855101,351	1303594,66	7137180742	3,3331E+10	3,3331E+10

Chapitre III : Choix du tracé de l'adduction de pompage

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 250mm.

Pour le tronçon F5-F:

Tableau III-14: Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	ΔH_{sin}	ΔH_{total}	Hmt	g
m ³ /s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	m	m	(m)	m ² /s
0,055	0,3	0,778	0,002	0,0337	1078	3,73	0,56	4,29	435,92	9,81
0,055	0,35	0,572	0,002	0,03209701	1078	1,65	0,25	1,9	433,53	9,81
0,055	0,4	0,438	0,002	0,03081596	1078	0,81	0,12	0,93	432,56	9,81

Tableau III-15: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,3	4455,52	1078	420026,771	3136008,48	1,717E+10	8,0182E+10	8,0183E+10
0,35	5249,74	1078	494898,765	3118814,82	1,7076E+10	7,9743E+10	7,9743E+10
0,4	6125,96	1078	577500,988	3111836,64	1,7037E+10	7,9564E+10	7,9565E+10

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 350mm.

Pour le tronçon F6-G:

Tableau III-16: Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	ΔH_{sin}	ΔH_{total}	Hmt	g
m ³ /s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	m	m	(m)	m ² /s
0,01	0,15	0,566	0,002	0,04245925	344	1,59	0,24	1,83	415,15	9,81
0,01	0,2	0,318	0,002	0,03844002	344	0,34	0,05	0,39	413,71	9,81
0,01	0,25	0,204	0,002	0,03570285	344	0,1	0,02	0,12	413,44	9,81

Chapitre III : Choix du tracé de l'adduction de pompage

Tableau III-17: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,15	1956,65	344	58861,5106	543016,2	2973013695	1,3884E+10	1,3884E+10
0,2	2812,17	344	84597,9477	541132,68	2962701423	1,3836E+10	1,3836E+10
0,25	3749,3	344	112789,442	540779,52	2960767872	1,3827E+10	1,3827E+10

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 150mm.

Pour le tronçon TOBNA-H:

Tableau III-18: Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	$\frac{\Delta H}{sin}$	ΔH_{total}	Hmt	g
m ³ /s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	m	m	(m)	m ² /s
0,005	0,1	0,637	0,002	0,0492876	3725	37,97	5,7	43,67	454,09	9,81
0,005	0,2	0,159	0,002	0,03844002	3725	0,92	0,14	1,06	411,48	9,81
0,005	0,25	0,102	0,002	0,03570285	3725	0,28	0,04	0,32	410,74	9,81

Tableau III-19: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,1	1556,65	3725	507080,683	296974,86	1625937359	7593127464	7593634545
0,2	2812,17	3725	916067,893	269107,92	1473365862	6880618576	6881534643
0,25	3749,3	3725	1221339,16	268623,96	1470716181	6868244565	6869465904

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 100mm.

Chapitre III : Choix du tracé de l'adduction de pompage

Pour le tronçon FEIDH EL BECH-H:

Tableau III-20: Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	ΔH_{sin}	ΔH_{total}	Hmt	g
m^3/s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	m	m	(m)	m^2/s
0,015	0,15	0,849	0,002	0,04245925	1234	12,83	1,92	14,75	419,3	9,81
0,015	0,2	0,478	0,002	0,03844002	1234	2,76	0,41	3,17	407,72	9,81
0,015	0,25	0,306	0,002	0,03570285	1234	0,84	0,13	0,97	405,52	9,81

Tableau III-21: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,15	1956,65	1234	211148,558	822666,6	4504099635	2,1034E+10	2,1034E+10
0,2	2812,17	1234	303470,545	799946,64	4379707854	2,0453E+10	2,0454E+10
0,25	3749,3	1234	404599,336	795630,24	4356075564	2,0343E+10	2,0343E+10

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais élevés et perte de charge élevés) est celui de DN=150mm.

Pour le tronçon ZIB BIS-K:

Tableau III-22: Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	ΔH_{sin}	ΔH_{total}	Hmt	g
m^3/s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	m	m	(m)	m^2/s
0,01	0,15	0,566	0,002	0,04245925	394	1,82	0,27	2,09	425,81	9,81
0,01	0,2	0,318	0,002	0,03844002	394	0,39	0,06	0,45	424,17	9,81
0,01	0,25	0,204	0,002	0,03570285	394	0,12	0,02	0,14	423,86	9,81

Tableau III-23: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,15	1956,65	394	67416,9627	556959,48	3049353153	1,424E+10	1,4241E+10
0,2	2812,17	394	96894,161	554814,36	3037608621	1,4186E+10	1,4186E+10
0,25	3749,3	394	129183,256	554408,88	3035388618	1,4175E+10	1,4175E+10

Chapitre III : Choix du tracé de l'adduction de pompage

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 150mm.

Pour le tronçon A-B:

Tableau III-24 : Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	$\frac{\Delta H}{sin}$	ΔH_{total}	Hg	Hmt	g
m^3/s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	M	m	(m)	(m)	m^2/s
0,033	0,15	1,868	0,002	0,04245925	265	13,34	2	15,34	0,35	15,69	9,81
0,033	0,2	1,051	0,002	0,03844002	265	2,87	0,43	3,3	0,35	3,65	9,81
0,033	0,25	0,673	0,002	0,03570285	265	0,87	0,13	1	0,35	1,35	9,81

Tableau III-25: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,15	1956,65	265	45343,8963	67724,316	370790630	1731592243	1731637586
0,2	2812,17	265	65169,9306	15754,86	86257858,5	402824199	402889369
0,25	3749,3	265	86887,2155	5827,14	31903591,5	148989772	149076660

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 250mm.

Pour le tronçon B-C :

Tableau III-26: Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	$\frac{\Delta H}{sin}$	ΔH_{total}	Hg	Hmt	g
m^3/s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	M	m	(m)	(m)	m^2/s
0,054	0,2	1,72	0,002	0,03844002	998	28,92	4,34	33,26	1,74	35	9,81
0,054	0,25	1,101	0,002	0,03570285	998	8,81	1,32	10,13	1,74	11,87	9,81
0,054	0,3	0,764	0,002	0,03367775	998	3,33	0,5	3,83	1,74	5,57	9,81

Chapitre III : Choix du tracé de l'adduction de pompage

Tableau III-27: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,2	2812,17	998	245432,418	247212	1353485700	6320778219	6321023651
0,25	3749,3	998	327220,532	83840,184	459025007	2143646785	2143974005
0,3	4455,52	998	388855,954	39342,024	215397581	1005906705	1006295561

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 300mm.

Pour le tronçon C-D:

Tableau III-28 : Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	$\frac{\Delta H}{sin}$	ΔH_{total}	Hg	Hmt	g
m ³ /s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	M	m	(m)	(m)	m ² /s
0,069	0,3	0,977	0,002	0,03367775	545	2,98	0,45	3,43	1,49	4,92	9,81
0,069	0,35	0,718	0,002	0,03209701	545	1,31	0,2	1,51	1,49	3	9,81
0,069	0,4	0,549	0,002	0,03081596	545	0,64	0,1	0,74	1,49	2,23	9,81

Tableau III-29: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,3	4455,52	545	212351,197	44403,984	243111812	1135332164	1135544515
0,35	5249,74	545	250203,921	27075,6	148238910	692275710	692525914
0,4	6125,96	545	291964,785	20126,196	110190923	514591611	514883576

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 400mm.

Pour le tronçon D-E:

Chapitre III : Choix du tracé de l'adduction de pompage

Tableau III-30 : Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	$\frac{\Delta H}{sin}$	ΔH_{total}	Hg	Hmt	g
m^3/s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	M	m	(m)	(m)	m^2/s
0,069	0,3	0,977	0,002	0,03367775	4016	21,93	3,29	25,22	9,43	34,65	9,81
0,069	0,35	0,718	0,002	0,03209701	4016	9,68	1,45	11,13	9,43	20,56	9,81
0,069	0,4	0,549	0,002	0,03081596	4016	4,75	0,71	5,46	9,43	14,89	9,81

Tableau III-31: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,3	4455,52	4016	1564775,06	312723,18	1712159411	7995784447	7997349222
0,35	5249,74	4016	1843704,49	185558,112	1015930663	4744396197	4746239902
0,4	6125,96	4016	2151432,25	134385,228	735759123	3435995106	3438146538

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 400mm.

Pour le tronçon E-F:

Tableau III-32 : Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	$\frac{\Delta H}{sin}$	ΔH_{total}	Hg	Hmt	g
m^3/s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	M	m	(m)	(m)	m^2/s
0,095	0,35	0,988	0,002	0,03209701	2745	12,52	1,88	14,4	8,44	22,84	9,81
0,095	0,4	0,756	0,002	0,03081596	2745	6,16	0,92	7,08	8,44	15,52	9,81
0,095	0,45	0,598	0,002	0,0297486	2745	3,31	0,5	3,81	8,44	12,25	9,81

Tableau III-33: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,35	5249,74	2745	1260201,4	283809,84	1553858874	7256520942	7257781143
0,4	6125,96	2745	1470538,23	192851,52	1055862072	4930875876	4932346414
0,45	7014,35	2745	1683796,47	152218,5	833396288	3891960663	3893644459

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 450mm.

Chapitre III : Choix du tracé de l'adduction de pompage

Pour le tronçon F-G:

Tableau III-34 : Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	$\frac{\Delta H}{sin}$	ΔH_{total}	Hg	Hmt	g
m ³ /s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	M	m	(m)	(m)	m ² /s
0,15	0,35	1,56	0,002	0,03209701	400	4,55	0,68	5,23	1,59	6,82	9,81
0,15	0,4	1,194	0,002	0,03081596	400	2,24	0,34	2,58	1,59	4,17	9,81
0,15	0,5	0,764	0,002	0,02884012	400	0,69	0,1	0,79	1,59	2,38	9,81

Tableau III-35: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,35	5249,74	400	183635,905	133808,4	732600990	3421246623	3421430259
0,4	6125,96	400	214286,081	81815,4	447939315	2091876601	2092090887
0,5	8215	400	287360,7	46695,6	255658410	1193924775	1194212135

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 500mm

Pour le tronçon G-BACHE:

Tableau III-36: Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	$\frac{\Delta H}{sin}$	ΔH_{total}	Hg	Hmt	g
m ³ /s	(m)	(m/s)	m		(m)	(m)	M	m	(m)	(m)	m ² /s
0,16	0,35	1,664	0,002	0,03209701	1310	16,95	2,54	19,49	11,68	31,17	9,81
0,16	0,4	1,274	0,002	0,03081596	1310	8,35	1,25	9,6	11,68	21,28	9,81
0,16	0,5	0,815	0,002	0,02884012	1310	2,56	0,38	2,94	11,68	14,62	9,81

Tableau III-37: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,35	5249,74	1310	601407,59	652325,76	3571483536	1,6679E+10	1,6679E+10
0,4	6125,96	1310	701786,915	445347,84	2438279424	1,1387E+10	1,1387E+10
0,5	8215	1310	941106,293	305967,36	1675171296	7823049952	7823991059

Chapitre III : Choix du tracé de l'adduction de pompage

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 500mm.

Pour le tronçon forage GMIBIS vers le réservoir BILEL II direct :

Tableau III-37: Calcul de La HMT

Q	D	V	ξ	λ	L	ΔH_{lin}	$\frac{\Delta H}{sin}$	ΔH_{total}	Hmt	g
m^3/s	(m)	(m/s)	M		(m)	(m)	m	m	(m)	m^2/s
0,009	0,1	1,146	0,002	0,0492876	1884	62,16	9,32	71,48	524,01	9,81
0,009	0,15	0,51	0,002	0,04245925	1884	7,07	1,06	8,13	460,66	9,81
0,009	0,25	0,183	0,002	0,03570285	1884	0,46	0,07	0,53	453,06	9,81

Tableau III-38: Calcul des frais d'amortissements et frais d'exploitations et Bilan :

D	Prix de ml	L	Fam	P	E	Fexp	Bilan
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(kw)	(kwh)	(DA)	(DA)
0,1	1556,65	1884	256467,116	616864,572	1801244550	8411812050	8412068517
0,15	1956,65	1884	322369,436	542288,952	1583483740	7394869065	7395191434
0,25	3749,3	1884	617718,921	533342,232	1557359317	7272868012	7273485731

D'après les résultats des tableaux précédents, on constate que le diamètre économique répond aux conditions technico-économique (vitesse admissible, frais moins élevés et perte de charge acceptable) est celui de DN= 150mm

III.7.3 Détermination des côtes piézométriques au niveau des points de piquage :

Le calcul des différentes cotes piézométriques sera fait aval vers amont comme suit : $Cp_{(i+1)} = Cp_{(i)} + \Delta H_{(i+1-i)}$

Avec :
$$\Delta H = \frac{* *}{* *}$$

$Cp_{(i+1)}$: Cote piézométrique au point (i+1).

$Cp_{(i)}$: Cote piézométrique au point (i).

$\Delta H_{(i+1-i)}$: La perte de charge du point (i+1) au point (i).

III.7.4 Détermination des côtes piézométriques de chaque point du collecteur :

La cote de trop plein de Bâche ou station de pompage est de : $C_{tr\ bache}=463.3m$ et on prend $h=0,85m$ pour partie gravitaire on prend la cote du bêche $C_{Bache}=458,15m$

Tableau III-39 : Détermination des côtes piézométriques du collecteur 1et 2 :

Tronçon	Perte de charge (m)	C_p amont (m)	C_p aval (m)
Bâche-G	2,94	463,3	466,24
G-F	0,79	460,36	461,15
F-E	0,5	459,57	460,07
E-D	5,46	459,07	464,53
D-C	0,74	453,61	454,35
C-B	3,83	452,87	456,7
B-A	1	449,04	450,04
Bâche-K	3,281	458,15	461,434
K-H	6,156	461,434	467,59

III.7.5 Détermination des côtes piézométriques des autres points :

Tableau III-40 : Détermination des côtes piézométriques des autres points

tronçon	Perte de charge (m)	C_p amont (m)	C_p aval (m)
G- F6	1,83	466,24	468,07
F-F5	1,90	461,15	463,05
E-Smamat	6,13	460,07	466,2
C-Sider 4	5,92	464,53	470,45
B-Sider 3	7,44	454,35	461,79
A-Sider 1	0,39	456,7	457,09
A-Sider 2	1,99	450,04	452,03
K-ZIBIS	2,09	469,68	471,77
H-FEIDH EL BECH	14,75	467,59	482,34
H-TOBNA	43,67	467,59	511,26

III.7.6 Détermination des pressions dans chaque point:

Le calcul de la pression dans chaque point sera fait :

$$P=C_p - C_T$$

Avec :

P : Pression.

C_p : Cote piézométrique.

C_T : Cote du terrain naturel.

Tableau III-41 : Détermination des pressions dans chaque point :

Point	C_p	C_T	P (m)
A	448,04	428,58	19,46
B	449,04	428,93	20,11
C	452,87	430,67	22,2
D	453,61	432,16	21,45
E	459,07	441,59	17,48
F	459,57	450,03	9,54
G	460,36	451,62	8,74
K	461,41	459,19	2,49
H	467,59	464,72	2,87

III.7.7 Détermination de la hauteur manométrique de chaque pompe immergée :

Le calcul de la hauteur manométrique avec la formule :

$$HMT = C_{p_f} - C_{N.D}$$

C_{p_f} : Cote piézométrique au niveau des forages

$C_{N.D}$: Cote de niveau dynamique des forages.

Tableau III-42 : Détermination de la hauteur manométrique des pompes immergée

Forages	Altitude (m)	N.D (m)	C_p (m)	HMT (m)
Sider1	429	53	457,09	404,09
Sider2	425	51,5	452,03	400,53
Sider3	422	49,3	461,79	412,49
Sider4	418	46,55	470,45	423,9
Smamat	445	64,4	466,2	401,8
F5	455	18,4	468,07	449,67
F6	452	38,3	463,05	424,75
TOBNA	468	54,3	518,10	463,8
FEIDH EL BECH	470	60,17	489,18	429,01
ZIBIS	462	35,47	471,77	436,3
GMIBIS	480	45,47	569,48	524,01

CHAPITRE IV :

Dimensionnement de la station de pompage

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

Introduction :

L'ingénierie de l'homme, la difficulté de transfert de l'eau d'un niveau bas vers niveau haut l'ont poussée à créer une machine qui transforme de l'énergie électrique en énergie hydraulique qui est la pompe or, le transfert de volume important d'eau implique la réalisation de la station de pompage.

Toutes les stations de pompage peuvent être divisées en deux groupes :

- ✓ Station de pompage flottante.*
- ✓ Station de pompage stationnaire.*

Le bâtiment de la station de pompage se construira pour abriter l'ensemble des installations suivantes :

- ✓ Equipement hydrauliques, hydromécaniques principaux et auxiliaires.*
- ✓ Appareillage électrique.*
- ✓ Locaux de personnel.*

La détermination des dimensions principales de la station se fait généralement sur la base de l'encombrement des équipements qu'elle abrite, à cela s'ajoute une surface de réparation (atelier) qui se calcule par considération de l'équipement le plus encombrant.

IV.1. Conditions d'implantation d'une station de pompage :

Le choix de l'emplacement et du type de la station de pompage est établi en portant des considérations économiques et surtout des possibilités des réalisations techniques, il faut tenir compte des facteurs suivants :

- 1. Il est souhaitable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage et du réseau pour conduite d'aspiration soit la plus courte que possible afin de diminuer le coût des travaux.*
- 2. Ne pas construire la station dans les zones instables (sismiques, glissement de terre).*
- 3. Eviter les stations balnéaires et les routes de grande importance.*

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

4. La distance minimale entre la station et aéroport doit être supérieure à 30 Km.
5. Les sites des prises d'eau doivent être approuvés par les services de santé et environnement.
6. Les différents ouvrages de la station ne doivent pas trouver dans les zones inondables.
7. Assurer l'accès à tous les ouvrages.
8. Situer les ouvrages de sorte que la prise soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau.
9. Pour le terrassement et l'implantation de la station, il est nécessaire de prévoir :
 - ✓ Une plate-forme avec un revêtement routier.
 - ✓ Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales et de drainage.
 - ✓ Ne prévoir que la cote du plancher du Rezs de chaussée(RDC) dépasse celle de la plate-forme de 0,15 à 0,5m.

IV.2. choix du tracé de la conduite de refoulement :

Le choix du tracé doit être fait en fonction de plusieurs critères :

- dépend des conditions topographiques et géologiques.
- Doit être le plus court possible.
- Doit présenter le strict minimum de détours (singularités).

IV.3. la hauteur manométrique totale :

La hauteur d'élévation totale des pompes à refouler vers le réservoir de régulation est calculée d'après le débit d'équipement, connaissant la cote de réservoir de régulation, la cote minimale de station ou Bâche, on peut déterminer la hauteur géométrique.

$$H_g = \nabla_{tp} - \nabla_{\min \text{ station}}$$

$$H_g = 498 - 457,3 = 40,7\text{m}$$

$$H_g = 40,7\text{m}$$

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

$$H_{MT} = H_g + \sum hp_{tot} + P_{exh}$$

Sachant que les pertes de charge singulières sont estimées à 15%

$$\text{Avec } \sum hp_{tot} = 1.15 \sum hp_{lin}$$

$\sum hp_{lin}$: Les pertes de charges linéaires.

$\sum hp_{tot}$: Les pertes de charge totale.

H_g : La hauteur géométrique.

∇_{tr} : La cote du trop plein.

$\nabla_{min Asp}$: La cote minimale d'aspiration.

P_{exh} : pression à l'exhaure (à la sorte de la conduite de refoulement)

$$P_{exh} = (1 ; 1,5) m$$

$$\Delta H_l = \lambda \frac{L V^2}{D 2g}$$

L : la longueur de conduite est égale à m

λ : Coefficient de frottement.

Pour le tronçon Bâche - J

On va calculer le diamètre de la conduite de refoulement par la formule de BONIN

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.12954} = 359,92mm \quad \text{On prend } D_{normalisé} = 350 mm$$

$$\text{Donc la vitesse d'écoulement } V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0,12954}{3,14 * 0,35^2} = 1.3471 m/s$$

Et d'après formule du $\lambda = (1,14 - 0,86 * \ln(\epsilon/D))^{-2}$

$$\text{Donc } \lambda = 0.0321$$

$$\text{Donc } \Delta H_l = 0,0321 \frac{5292 * 1,3471^2}{0,35 * 2.9,81} = 44.89m$$

Pour le tronçon J- réservoir (Anasr)

On va calculer le diamètre de la conduite de refoulement par la formule de BONIN

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.06477} = 254,49\text{mm} \quad \text{On prend } D_{\text{normalisé}} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Donc la vitesse d'écoulement } V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0,06477}{3,14 * 0,25^2} = 1.32 \text{ m/s}$$

$$\text{Et d'après formule du } \lambda = (1,14 - 0,86 * \ln(\epsilon/D))^2$$

$$\text{Donc } \lambda = 0.0357$$

$$\text{Donc } \Delta H_l = 0,0357 \frac{69 * 1,32^2}{0,25 * 2.9,81} = 0,875\text{m}$$

Pour le tronçon J- réservoir (Bilel 2)

On va calculer le diamètre de la conduite de refoulement par la formule de BONIN

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.06477} = 254,49\text{mm} \quad \text{On prend } D_{\text{normalisé}} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Donc la vitesse d'écoulement } V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 * 0,06477}{3,14 * 0,25^2} = 1.32 \text{ m/s}$$

$$\text{Et d'après formule du } \lambda = (1,14 - 0,86 * \ln(\epsilon/D))^2$$

$$\text{Donc } \lambda = 0.0357$$

$$\text{Donc } \Delta H_l = 0,0357 \frac{130 * 1,32^2}{0,25 * 2.9,81} = 1,648\text{m}$$

Donc on prend le tronçon Bâche – J- réservoir (Anasr)

$$\Delta H_l = 0,875 + 44,89 = 45,765\text{m}$$

$$\Delta H_{\text{totale}} = 1.15 \Delta H_l = 1,15 * 45,765 = 52,63\text{m}$$

$$\text{D'où } H_{\text{mt}} = H_g + \Delta H_{\text{totale}} + h_{\text{exh}} = 40,7 + 52,63 + 1 = 94.33\text{m}$$

$$\text{HMT} = 94.33 \text{ m}$$

IV.4. Choix des pompes :

Les pompes doivent satisfaire les conditions suivantes :

- assurer le débit calculé et la hauteur manométrique calculée
- le rendement est meilleur η_{max}
- un poids faible, une anticorrosion, non encombrement...

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

- Assurer une capacité d'aspiration forte.
- Une vitesse de rotation importante.
- Anti- cavitation.
- Exploitation simple.

Répondre à la construction économique du bâtiment

IV.5. Choix du nombre de pompe:

Les critères de notre choix du nombre de pompes sont :

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

IV.5.1. Choix du nombre pour la pompe Centrifuge à double flux :

Tableau IV-1 : caractéristiques des pompes (voir les annexes VI N°1 et VI N°2)

N°	Q(m ³ /h)	H _{col} (m)	da(mm)	dr(mm)	N(tr/min)	P (kw)	NPSH _r (m)	η (%)	type
1	466,36	94,33	175	150	2940	150	7,6	80	MP 175 N° 2
2	233,18	94,33	175	150	2940	178	2,7	70	
3	155,45	94,33	-	-	-	-	-	-	
4	116,59	94,33	-	-	-	-	-	-	

IV.5.2. Choix du nombre pour la pompe centrifuge monocellulaire à axe horizontal :

Avec la même procédure on fait le choix de nombre de pompes optimal pour ce type de pompe mais on ne dispose d'aucun catalogue, alors l'idée est d'utiliser les catalogues sous formes de logiciels telle que Caprari

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

Tableau IV-2 : caractéristiques des pompes (les annexes VI N°3 et VI N°4 et VI N°5)

N°	Q (m ³ /h)	H _{cal} (m)	Da (mm)	Dr (mm)	N (tr/min)	P (kw)	NPSH _r (m)	η (%)	type
1	466,36	94,33	-	-	-	-	-	-	-
2	233,18	94,33	200	150	1450	159	2,33	77,8	PM 150/4D
3	155,45	94,33	200	175	2960	158	12.5	75,9	PM 125/4A
4	116,59	94,33	125	100	2900	167	3,62	76,5	PM 100 /2D

A partir des tableaux précédents on constate que la pompe satisfait les conditions proposées, on prend la pompe double flux type **MP 175 N° 2**. Donc de ce fait on n'aura qu'une seule pompe de secours.

IV.6. Choix du moteur électrique :

Ce choix dépend de plusieurs critères tel que :

- ✓ Position de l'arbre du moteur (vertical, horizontale) ;
- ✓ Respecter la gamme de vitesse de rotation moteur pompe (±200 tr/min) ;
- ✓ la tension de la pompe
- ✓ Relation entre la puissance absorbée de la pompe et du moteur ;

IV.6.1. Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique :

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante :

$$P_{abs} = \frac{\omega \cdot Q_{max} \cdot H_{c_{min}} \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m}$$

η_{tr} : Accouplement direct = 1

η_m : Rendement du moteur (0,92 – 0,95)

η_p : Rendement de la pompe (0,80)

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient *K* sont données dans le tableau N° 6 :

Tableau IV.3: Variation du coefficient *K* en fonction de la puissance *P* :

<i>P</i> (Kw)	1÷2	2÷10	10÷50	50÷100	100÷200	>200
<i>K</i>	2	2÷1,3	1,3÷1,2	1,2÷1,1	1,1÷1,05	1,05

Pour $P = 150$ Kw ; $K=1,1$;

$$P_{abs} = \frac{9810 * 0,12954 * 94,33 * 1,1}{0,95 * 1 * 0,8} = 173500,94W$$

Donc $P_{ab} = 173,50094$ KW

IV.7. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :

IV.7.1. Équipements en amont de la pompe

➤ conduite d'aspiration :

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

➤ joints :

La conduites d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

➤ *Joint de démontage :*

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

➤ *Convergent d'aspiration :*

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

➤ *Vanne papillon :*

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

➤ *Les ventouses :*

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

IV.7.2. Équipements en aval de la pompe :

➤ *divergent :*

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

➤ *clapet de non retour :*

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

➤ *Joint de démontage :*

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

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

➤ *Vanne de régulation :*

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

➤ *Vanne papillon :*

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

➤ *Conduit de refoulement :*

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement, le diamètre de cette conduit est égale a 1.2 fois d_a ($D_a = 1.2d_a$)

➤ *Collecteur de refoulement :*

Il sert a véhiculé l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est détermine après des études technico-économique.

➤ *Le by-pass :*

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

Mais dans notre cas le by-pass ce trouve toute en amont des groupes de pompes.

➤ *Soupape de décharge :*

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

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

IV.7.3. Choix de nombre de collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement

Nombre des collecteurs d'aspirations = nombre des pompes si les pompes sont installées en aspiration, si sont installées en charge un collecteur d'aspiration. $I_{asp} = \text{pente de collecteur d'aspirations} > 5\%$

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

$$D_a = (1.2 \div 1.5) d_a \text{ on prend } D_a = 1.5 * d_a$$

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration

d_a : diamètre de tubulure d'aspiration de la pompe

d : distance entre la génératrice inférieure de la conduite et la surface du sol.

$$d = 0.3 \text{ m pour } D_a \leq 500 \text{ mm.}$$

$$d = 1 \text{ m pour } D_a > 500 \text{ mm.}$$

$$L_c : \text{longueur de convergent} = (3.5 \div 4) (D_a - d_a)$$

Donc : les valeurs primaires seront **$D_a = 250 \text{ mm}$ $d = 0,3 \text{ m}$ $L_c = 0,300 \text{ m}$**

Vérification de la vitesse :

Sachant que la vitesse de l'écoulement dans les conduites doit vérifier les fourchettes suivantes :

- $V_a = (0,7 - 1) \text{ m/s}$ pour $D_a < 250 \text{ mm}$
- $V_a = (1 - 1,5) \text{ m/s}$ pour $250 \leq D_a \leq 800 \text{ mm}$
- $V_a = (1,5 - 1,8) \text{ m/s}$ pour $D_a > 800 \text{ mm}$

Il faudra effectuer une vérification de la vitesse dans la conduite d'aspiration telle que :

$$V_a = \frac{Q}{S} = 1,32 \text{ m/s} \text{ c'est une vitesse admissible.}$$

IV.8. Calcul du diamètre économique :

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

Les données requises pour le calcul du diamètre économique sont :

- Graphique de pompage
- Nombre des collecteurs de refoulement et leurs matériaux de construction.
- Nombre de pompes et leurs débits.
- Schéma de raccordement.
- Prix du mètre linéaire de pose de la canalisation.
- Prix du KWh
- Rendement de la station de pompage ρ_{sp} telle que :

$$\eta_{sp} = \eta_p * \eta_m * \eta_{tr} * \eta_{elec} \text{ avec :}$$

η_p : rendement de la pompe.

η_m : rendement du moteur.

η_{tr} : rendement de la transmission on prend $\eta_{tr}=1$

$$\eta_{elec} = 0,95$$

On obtient donc que $\eta_{sp} = 0,80 * 0,95 * 1 * 0,99 \Rightarrow \eta_{sp} = \mathbf{75,24\%}$

On envisage plusieurs variantes de diamètre et on détermine le diamètre économique $D_{ec} = D_r$ en comparant les valeurs des charges annuelles réduites (k_{ri}) :

$$k_{ri} = k_i + (T_{int} \cdot C_i) [DA] \text{ avec :}$$

k_i : investissement de pose de conduites.

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

T_{int} : Taux d'intérêt hydraulique tel que $T_{int} = (10-12,5)\%$; $T = 12,5\%$

C_i : charge de dépense d'exploitation et d'amortissement [DA]

$$C_i = P \cdot E_i + A \cdot k_i \text{ [DA]}$$

Avec: P : prix unitaire de pose du mètre linéaires de conduite [DA]

A : taux d'amortissement du capital et des dépenses d'entretien **$A = 8,745\%$**

E : perte annuelle d'énergie en [KWh] tel que
$$E = \frac{\rho \cdot g \cdot q_c \cdot \sum h_p \cdot T \cdot 20}{102 \cdot \eta_{sp}}$$

q_c : Débit moyen de refoulement (m^3/s) ;

$\sum h_p$: Pertes de charges coté refoulement ; $\sum h_p = \sum h_p^{lin} + \sum h_p^{sing}$

$\sum h_p^{sing} = (10-15)\%$ de $\sum h_p^{lin}$ on a donc $\sum h_p = 1,15 \cdot \sum h_p^{lin}$

$h_{p_{ref}}^{lin} = i \cdot l_r$; i : pente hydraulique

Les pertes de charge linéaires se calculent par la formule de Darcy Weisbach :

C'est-à-dire que $h_{p_{ref}}^{lin} = \text{-----}$

Avec : λ : coefficient de frottement qui est tiré à partir de la formule de Colebrook ou par celle de Nikuradze car on est toujours dans la plage du régime turbulent rugueux ; $\lambda = (1,14 - 0,86 \cdot \ln(\epsilon/D))^{-2}$

Ou bien on propose des formules empiriques ou bien approximatives pour calculer la pente hydraulique peut se calculer selon deux de vitesse :

- Pour $V < 1,2 \text{ m/s}$

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

$$i = \frac{0,00148.qc^2}{D_{ref}^{5,3} \left(1 + \frac{0,867}{v}\right)^{0,3}}$$

- pour $V \geq 1,2$ m/s :

$$i = \frac{0,001735.qc^2}{D_{ref}^{5,3}}$$

La longueur du collecteur de refoulement est de 5361m, cette distance nous ne permet pas de projeter deux collecteurs en parallèle, donc on adopte un seul collecteur dont le diamètre économique est déterminé à partir de la courbe $K_{ri} = f(D_r)$ tel que :

Tableau. IV.4: Prix de pose du mètre linéaire de conduite:

<i>D(mm)</i>	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700
<i>Ki[DA]</i>	1956,65	2812,17	3749,3	4455,52	5249,74	6125,96	7014,35	8215	10569,32	12769,28

Dans le tableau suivant on calcule les valeurs de K_{ri} et le graphe nous donne l'allure de la fonction $K_{ri} = f(D_r)$

Tableau IV-5 : Calcul des valeurs de K_{ri} en fonction du diamètre de refoulement

Bâche - J

Diam	Vitesse	Pente i	Ki	Σhp	Ei	PE	A*Ki	Ci	Kri=
(mm)	(m/s)		(Da)	(m)	(Kw.h)	(DA)	(Da)		Ki+T+Ci
150	7,33	0,68	1956,7	4122,3	6,57E+07	3,94E+08	171,11	3,94E+08	4,73E+07
200	4,13	0,15	2812,2	897,36	1,43E+07	8,58E+07	245,92	8,58E+07	1,03E+07
250	2,64	0,05	3749,3	275,01	4,38E+06	2,63E+07	327,88	2,63E+07	3,16E+06
300	1,83	0,02	4455,5	104,64	1,67E+06	1,00E+07	389,64	1,00E+07	1,21E+06
350	1,35	0,01	5249,7	46,224	7,37E+05	4,42E+06	459,09	4,42E+06	5,36E+05
400	1,03	0	6126	22,778	3,63E+05	2,18E+06	535,72	2,18E+06	2,68E+05

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

Suite Tableau IV-5 : Calcul des valeurs de Kri en fonction du diamètre de refoulement Bâche - J

450	0,81	0	7014,4	12,201	1,95E+05	1,17E+06	613,4	1,17E+06	1,47E+05
500	0,66	0	8215	6,9805	1,11E+05	6,68E+05	718,4	6,69E+05	8,84E+04
600	0,46	0	10569	2,6906	42900,046	257400,28	924,26	258324,53	41567,94
700	0,34	0	12769	1,1886	18951,334	113708	1116,7	114824,67	26548,24

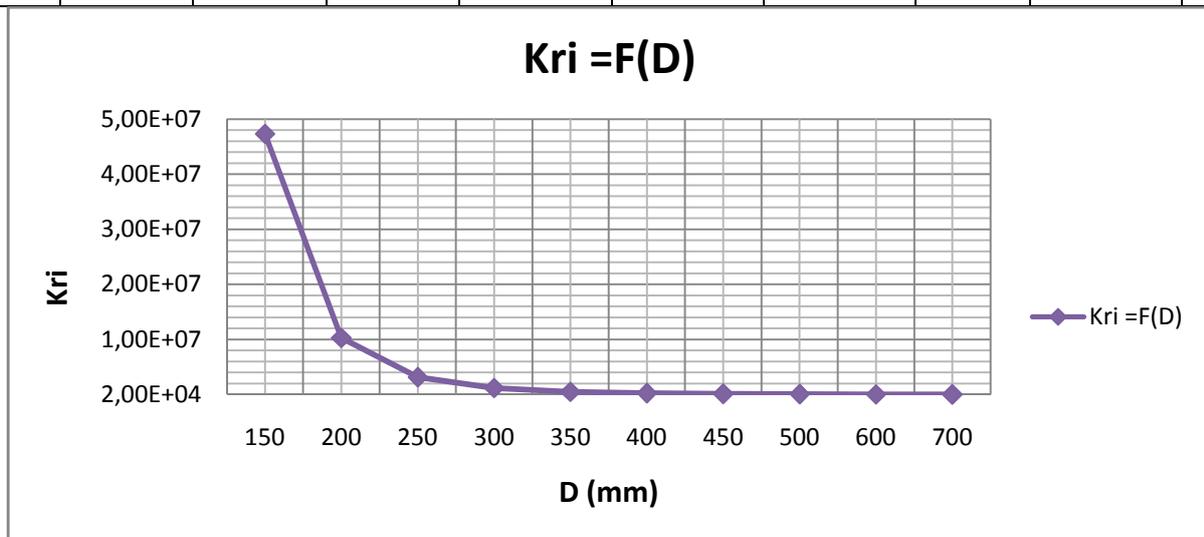


Figure IV-1 : courbe d'optimisation cout en fonction du diamètre de tronçon Bâche-J

D'où $D_r = D$ économique = 500mm

Equipement en aval (Refoulement) :

Pour cela on doit :

Investissement minimale (tracé le plus court et un nombre réduit d'accessoires)

Évités les contre pentes sauf dans les cas extrêmes.

La pente de la conduite de refoulement $< 1/1000$ allons de la station de pompage

La distance entre les collecteurs est :

$d_c = 0,7m$ pour $D < 400mm$

$d_c = 1m$ pour $D = (400-1000) mm$

$d_c = 1,5 m$ pour $D > 1000mm$

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

Les conduites de refoulement seront équipés de : (ventouse, divergent, coude, vannes, brides de refoulement, joints de dilatation)

On a donc :

. l_{tr} : Longueur du tronçon venant avant et après la singularité : $l_{tr} \geq 2.Dr$

(Dr : diamètre de la conduite de refoulement –conduite–) ;

. l_d : Longueur du divergeant ; $l_d = (3,5 \div 4)(Dr - dr)$; $l_d = 4(Dr - dr)$

. Dr : Diamètre de refoulement (pompe) ;

Dans le tableau ci-dessous on a les dimensions citées avant :

Tableau IV-6 : Les Dimensions d'équipements en aval du refoulement

dr (mm)	Dr (mm)	l_{tr} (m)	l_d (m)
150	500	1	1,4

Tableau. IV.7: Calcul des valeurs de K_{ri} en fonction du diamètre de refoulement

J- réservoir

Diam (mm)	Vitesse (m/s)	Pente i	K_i (Da)	Σhp (m)	E_i (Kw.h)	P^*E (DA)	A^*K_i (Da)	C_i	$K_{ri} =$ $K_i + (T^*C_i)$
150	3,67	0,68	1956,7	13,43725	1,07E+05	6,43E+05	171,11	6,43E+05	7,91E+04
200	2,06	0,15	2812,2	2,92506	2,33E+04	1,40E+05	245,92	1,40E+05	1,96E+04
250	1,32	0,05	3749,3	0,89642	7,15E+03	4,29E+04	327,88	4,32E+04	8,93E+03
300	0,92	0,02	4455,5	0,34108	2,72E+03	1,63E+04	389,64	1,67E+04	6,46E+03
350	0,67	0,01	5249,7	0,15067	1,20E+03	7,21E+03	459,09	7,67E+03	6,17E+03
400	0,52	0	6126	0,07425	5,92E+02	3,55E+03	535,72	4,09E+03	6,62E+03
450	0,41	0	7014,4	0,03977	3,17E+02	1,90E+03	613,40	2,52E+03	7,32E+03
500	0,33	0	8215	0,02275	1,81E+02	1,09E+03	718,40	1,81E+03	8,43E+03

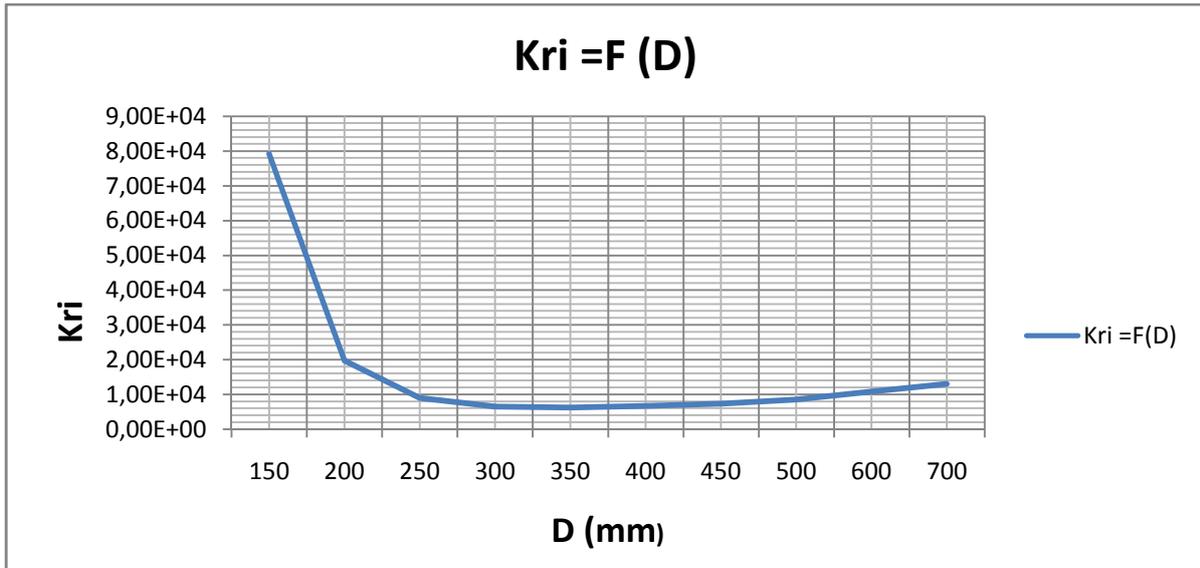


Figure IV.2 : courbe d'optimisation cout en fonction du diamètre de tronçon J-réservoir

$D_r = 350$ mm pour le tronçon J-réservoir

IV-9 : Point de fonctionnement d'une pompe

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

❖ Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t$$

- H_g : hauteur géométrique (m) ;

- Δh_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ; $\Delta h_t = 1,15 * \Delta h_p^{lin}$

$$\Delta H_l = \lambda \frac{L V^2}{D 2g}$$

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

IV-9-1 : Refoulement : SP - Réservoir du stockage 2*1000 m³

Tableau IV-8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement SP
Réservoir 2*1000 m³)

N°	Q (m ³ /h)	V (m/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (m)	(λ)	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _{st-j} (m)	Δh _{j-Rés} (m)	Δh _{st-Rés} (m)	H _c (m)
1	0	0	40,7	5292	0,35	0,0321	0	0	0	0	40,7
2	100	0,2889	40,7	5292	0,35	0,0321	0,347	0,399	0,15	0,549	41,249
3	200	0,5777	40,7	5292	0,35	0,0321	1,388	1,596	0,15	1,746	42,446
4	300	0,8666	40,7	5292	0,35	0,0321	3,122	3,59	0,15	3,74	44,44
5	400	1,1555	40,7	5292	0,35	0,0321	5,551	6,384	0,15	6,534	47,234
6	500	1,4443	40,7	5292	0,35	0,0321	8,673	9,974	0,15	10,124	10,124
7	600	1,7331	40,7	5292	0,35	0,0321	12,489	14,362	0,15	14,512	14,512

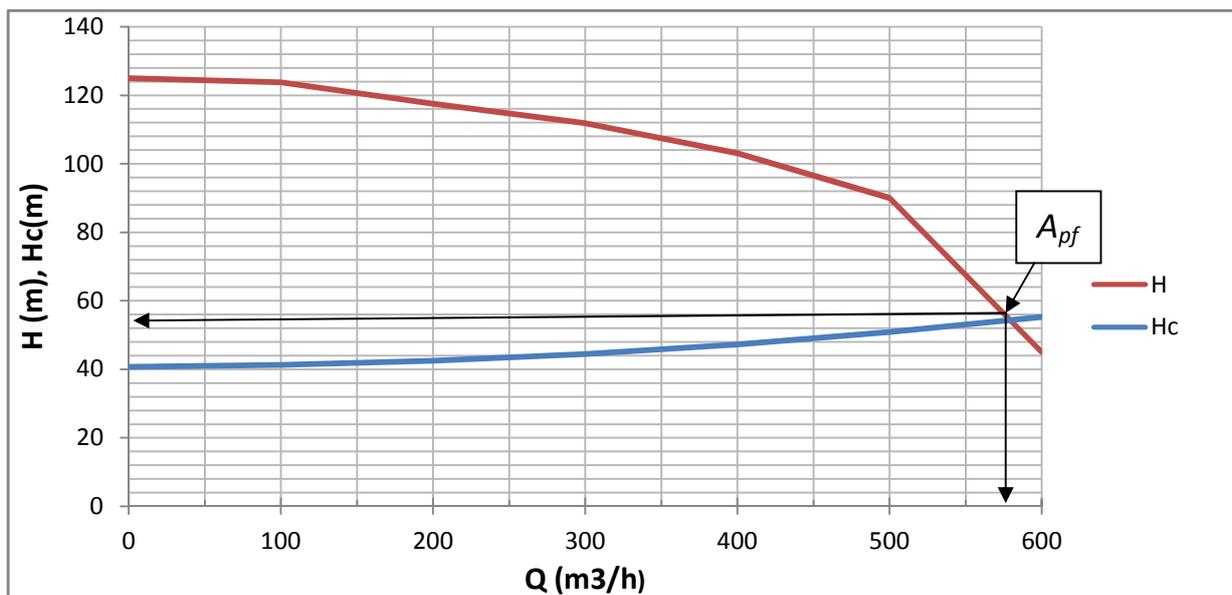


Figure IV.3 : Le point de fonctionnement de la pompe double flux

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de

fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 580,95 \text{ m}^3 / \text{h} > Q_{app} = 466,36 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 54,54 \text{ m} < H_{app} = 93,33 \text{ m} \end{cases}$$

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

IV.9.2 Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données:

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

Débit pompé > Débit demandé :

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

- 1. Réglage qualitatif : Diminution de nombre de tours par minute si la vitesse de rotation de la pompe est variable.*
- 2. Réglage quantitatif : (ou bien le vannage) c'est à dire nous fermons un peu le robinet vanne de refoulement.*
- 3. Rognage : On rogne la roue de la pompe de telle façon à ne pas baisser le rendement.*
- 4. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : par des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes.*
- 5. Diminution des heures de pompage.*
- 6. Changement complètement du type de la pompe.*

Débit pompé < Débit demandé :

Dans ce cas la, il faut faire soit :

- 1. Quantitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.*
- 2. Changement de type de pompe.*
- 3. Accouplement des pompes.*

Le réglage qualitatif :

Donc on garde les mêmes dimensions de la pompe, et on change la vitesse de rotation.

$$\lambda = 1 \text{ et } k = n/n_1$$

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

$$\frac{Q}{Q_{app}} = k = \frac{n}{n_1} \quad \text{ainsi que} \quad \frac{H}{H_{app}} = \left(\frac{n}{n_1}\right)^2$$

$$\text{On a : } \left(\frac{Q}{Q_{app}}\right)^2 = \frac{H}{H_{app}} \implies H = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} \cdot Q^2$$

$$\text{Posons que : } \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = a \implies H = a \cdot Q^2$$

$H = a \cdot Q^2$ cette équation représente l'équation de la courbe de proportionnalité.

Cette courbe est tracée par le passage de calcul des valeurs de H en fonction de Q :

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{94,33}{0,12954^2} = \mathbf{5621,368}$$

$H = 5621,368 \cdot Q^2$ en donnant des valeurs à Q , on trouve H . On illustre les valeurs dans le tableau suivant :

Tableau IV-9: Les valeurs de débits en fonction de la hauteur.

Q (m ³ /s)	H (m)
0	0
0,02777	4,33504666
0,05554	17,3401867
0,08331	39,01542
0,11108	69,3607466
0,13885	108,376167
0,16662	156,06168
0,19439	212,417286
0,22216	277,442986
0,24993	351,13878
0,2777	433,504666

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

La courbe $H = a \cdot Q^2$ est représentée sur le même graphe.

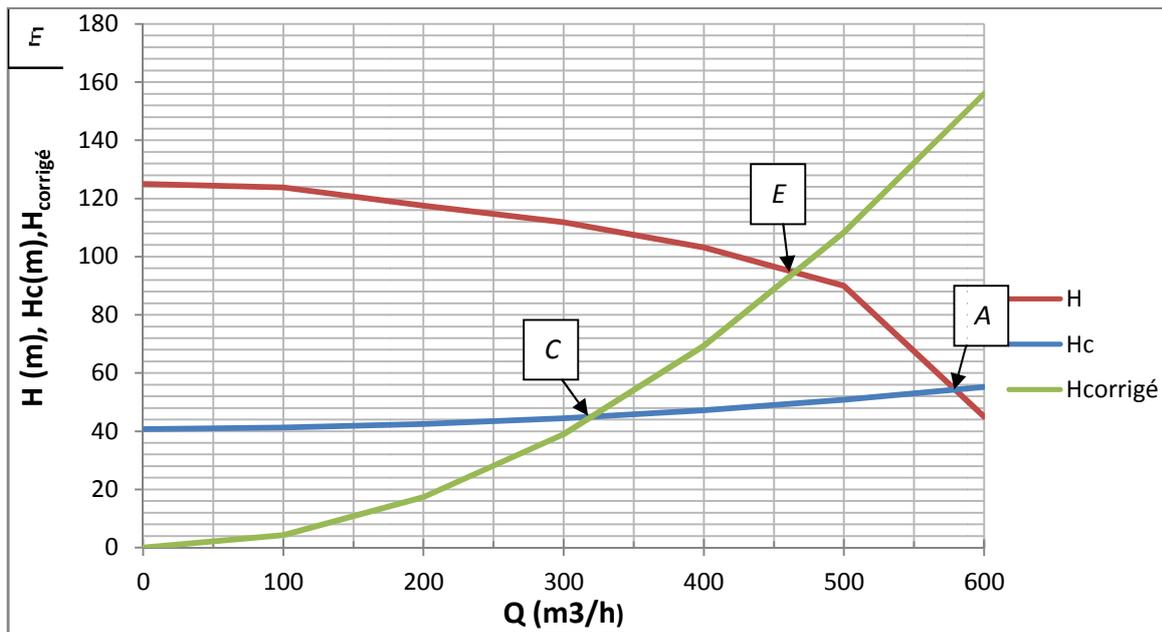


Figure IV.4 : Le point de fonctionnement de la pompe double flux d'après réglage

On peut déterminer les coordonnées du point E (Q, H) qui est le point homologue de C (Q_{app} , H_{app}), d'intersection de la courbe $H = a \cdot Q^2$ avec la courbe (H-Q) de la pompe modèle ($n = 2940 \text{ tr/min}$).

D'où : $Q = 161,375 \text{ l/s}$

$$H = 54.54 \text{ m}$$

Maintenant, on peut déterminer la nouvelle vitesse de rotation (N).

$$n = (Q_{app} / Q) \cdot N$$

$$\text{AN: } n = (129,54 / 161,375) \cdot 2940 = 2360,016 \text{ tr/min.}$$

D'où :

- $Q_c = 0,12954 \text{ m}^3/\text{s} = 466,36 \text{ m}^3/\text{h}$.
- $H_c = 94,33 \text{ m}$.
- $\eta = 80 \%$.
- $P_{abs} = 150 \text{ KW}$.
- $N = 2360,016 \text{ tr/min}$.

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

- (NPSH)_r = 7,6 m

IV.10. Calage de la pompe :

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

Pour que la pompe ne Cavite pas, elle doit être placée à une hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH (Net Pressure Section Head) requis soit toujours inférieur au NPSH_d disponible. (NPSH_d > NPSH_r)

Sachant que notre station de pompage fonctionne en charge.

Tableau IV-10: Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
— (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau IV-11 : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
— (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

D'où on tire les valeurs requises :

La côte de la station de pompage est de 463,3m alors — = 9.77 m

La température ambiante est considérée égale à 20°C donc — = 0.24 m

IV.10.1. Détermination de la hauteur admissible d'aspiration :

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

$$(NPSH)_d = \frac{Pat}{\varpi} - \frac{Pv}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} + h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{Pv}{\varpi} - \frac{Pat}{\varpi} + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} + (NPSH)_r + 0,5$$

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

Donc :

La longueur d'aspiration $L_{asp} = 11 \text{ m}$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4 * 0.12954}{3,14.0,25^2} = 2.64 \text{ m/s}$$

Et d'après formule du $\lambda = (1,14 - 0,86 * \ln(\epsilon/D))^{-2}$

Donc $\lambda = 0.0356$

D'après la formule $\Delta H_T = 1,15 * 0,0356 \frac{11 * 2,64^2}{0,25 * 2,9,81} = 0,64 \text{ m}$

$$\frac{V_{asp}^2}{2.g} = \frac{2,64^2}{2,9,81} = 0,36 \text{ m}$$

$$h_{adm}^{asp} = 0,24 - 9,77 + 0,36 + 0,64 + 7,6 + 0,5 = -0,43 \text{ m}$$

Donc : $(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} + h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$

$$(NPSH)_d = 9,77 - 0,24 - 0,36 - 0,64 - 0,43 = 8,1 \text{ m}$$

Donc :

$$(NPSH)_d = 8,1 \text{ m} > 7,6 = (NPSH)_r$$

Notre pompe est loin du risque de cavitation.

La côte d'axe pompe sera donc :

$$\nabla_{\text{axe pompe}} = \nabla_{\min} - h_{asp}^{adm} + 0,3$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{\min} = 457,3 + 0,6 \Rightarrow \nabla_{\min} = 457,9 \text{ m}$

La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{\text{axe}} = 457,3 - (-0,43) + 0,3 \Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 458,03 \text{ m}$

IV.11. Bâtiment de la station de pompage et son génie civil

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- choix du bâtiment
- partie souterraine
- partie supérieure (salle des machines, salle annexe)

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivants :

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage ;
- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

On distingue donc les types bâtiments de stations de pompages résultants de ces conditions, d'où on a :

1. Bâtiments type Bloc ;
2. Bâtiments type bache sèche ;
3. Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée ;
4. Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée ;
5. Bâtiments type surface ;
6. Bâtiments type semi enterrée ;

IV.11.1 choix du bâtiment :

Tableau IV-12 : choix du type de bâtiment :

paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q(m ³ /s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale a axe verticale ou horizontale	Pompe centrifuge	A axe verticale noyé	Pompe centrifuge
Hauteur admissible a l'aspiration (m)	-	<0 >0	<0 >0	aspiration
D : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1-2	1-3	-	importante

On a donc un bâtiment de type (surface ou semi-enterré)

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

IV.11.2. partie_souterraine :

Elle peut être en béton armé ou préfabriqué alors que le bâtiment peut être en brique ou on préfabriqué, les équipements principaux et auxiliaires doivent être placés sous le pont roulant.

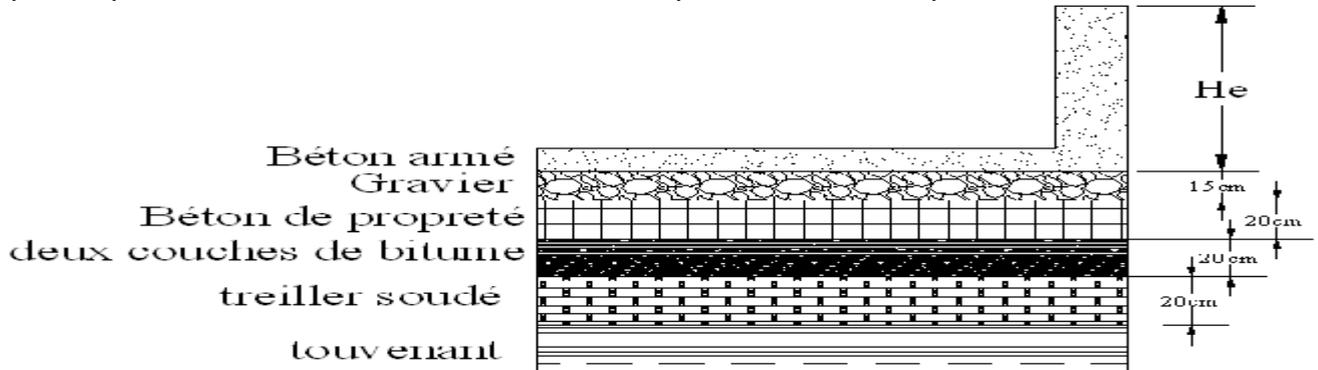


Figure IV.5 : La partie souterraine.

- Le débit journalier de la station de pompage est de $0,12954 \text{ m}^3/\text{s}$
- la pompe choisie est de pompe double flux.
- la hauteur admissible d'aspiration est de $0,43\text{m}$, la cote de l'axe de la pompe est de : $\nabla_{asp} = 458,03\text{m}$
- pour le $(NPSH)_r$ et la hauteur admissible calculée en fonction de ce dernier la réalisation d'un bâtiment semi-enterré est faisable car:
La cote du terrain naturelle est de : $457,3 \text{ m}$
La hauteur du socle entre $(30,50) \text{ cm}$; on prend $h_5=40 \text{ cm}$
La hauteur de la pompe jusqu'à son axe est de : 625mm (catalogue)
Ce type de bâtiment permet d'avoir une installation séparée, c'est-à-dire la station de pompage est éloigné de la prise d'eau qui est sur les berges et cela permet de diminué le risque d'inondation de la station de pompage en cas de crue de la rivière.

IV.11. 3 Partie supérieure (bâtiment) :

Hauteur du bâtiment :

Elle est égale à $H_b=h_5+h_6+h_7+h_8+h_9$ avec :

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

h_5 : hauteur verticale tel que

$$h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{réserve}} \Rightarrow h_5 = 0,625 + 0,4 + 0,5 \text{ d'où } h_5 = 1,525 \text{ m}$$

h_6 : hauteur réservé a l'homme $h_6 = 2,2 \text{ m}$

h_7 : hauteur du chariot $h_7 = 0,3 \text{ m}$

h_8 : hauteur du profilées $h_8 = 0,8 \text{ m}$

h_9 : hauteur de sécurité $h_9 = 0,5 \text{ m}$

On obtient alors $H_b = 1,525 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5$ alors $H_b = 5,325 \text{ m}$

Remarque :

Les équipements dont le poids dépasse 100Kg doivent être placés sous le pont roulant.

1- La hauteur du bâtiment :

Les hauteurs recommandées sont 3.6m, 4.2m, 4.8m, 5.5m et 6m

8.4m, 9.6m, 10.8m, 12.6m, 14m, 18m.

$$H_b = 5,5 \text{ m}$$

Largeur du bâtiment :

$L = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + l_5 + 2S$ avec S : épaisseur des murs $S = 0,2$

l_1 = distance entre le mur et le 1^{er} organe tel que $l_1 = (0,2 ; 0,3) \text{ m}$

l_2 = distance entre les tubulures et $l_2 = 0,7 \text{ m}$

l_3 = longueur des accessoires d'aspirations

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{asp} + l_c + l_j$$

l_j : Longueur des joints

l_p : Longueur de la pompe = 955 mm = 0,955 m d'après le catalogue.

Pour déterminer la longueur d'aspiration, il faut d'abord déterminer les longueurs des pièces utilisées (tronçon, convergent, clapet pied crépine).

$$l_c = 0,35 \text{ m}, l_{tr} = 0,6 \text{ m}, De = 0,4 \text{ m}.$$

Donc :

$$l_3 + l_4 = 0,955 + 2 * 0,6 + 2 * 0,4 + 0,35 + 1 = 4,3 \text{ m}$$

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

$$l_3 + l_4 = 4,3 \text{ m}$$

$$D'o\grave{u} L = 0,3 + 0,7 + 4,3 + 2 * 0,2 = 5,7 \text{ m}$$

On obtient alors une largeur totale de $L = 5,7 \text{ m}$ et on prend $L = 10 \text{ m}$

Longueur du b\^atiment :

La longueur du b\^atiment est calcul\^ee par la formule suivante :

$$L_b = n_p \cdot L + l_{int} + l_{p,f} + l_r$$

Avec :

n_p : nombre de pompes = 1 pompe + pompe de secours

L : Longueur de la pompe + moteur ; 955mm

l_{int} : Distance entre deux pompes voisines

Distance entre 2 groupe \^electropompes est $L < 1 \text{ m}$ si $U < 1000 \text{ volts}$ et $L > 1,2 \text{ m}$
si $U > 1000 \text{ volts}$ on prend $L_{pf} = 1 \text{ m}$

$l_{p,f}$: Longueur de la plate forme = 3 m

L_p : Longueur du bureau du personnel = 4m

$$L_b = 2 \cdot (0,955) + (1 * 2) + 2,5 + 4 = 10,41 \text{ m}$$

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

Le nombre de fen\^etres :

$n_f = \sum \text{surfaces} / \text{surface fen\^etres} = (10-15)\% \text{ surface de la salle des machines.}$
 $n_f = \sum S_f / S_f$ avec surface d'une fen\^etre normalis\^ee = $(1,4 * 2,2) \text{ m}$

$$D'o\grave{u} n_f = \sum 10.18 * 10\% / (1,4 * 2,2)$$

Donc $n_f = 6$ fen\^etres.

Hauteur du b\^atiment = 5,5m

longueur du b\^atiment = 18m

Largueur du b\^atiment = 10m

nombre de fen\^etres = 6

IV.11.4. Sch\^ema du b\^atiment de la station de pompage :

Le sch\^ema est repr\^esent\^e sur la planche avec :

1- armoire \^electrique

2- bureau du chef d'exploitation

Chapitre IV : dimensionnement de la station de pompage

3-bureau du personnel.

4-salle des pompes

5-porte de secours.

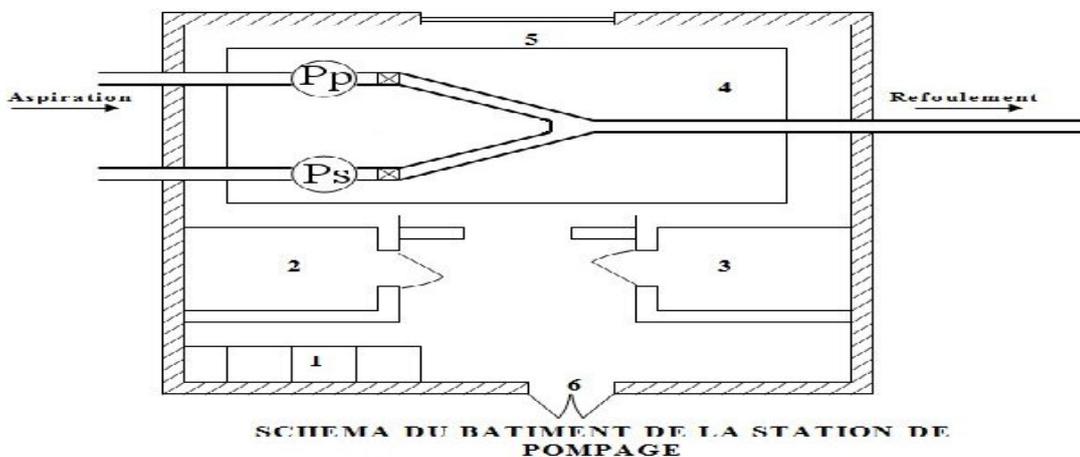
Dimension des portes : (3x3)

Dimension des marches d'escaliers : hauteur 16,5cm ; largeur 30cm ; longueur 90cm ; pente des marches en escaliers 1/1,75

Bureau du chef d'exploitation : H=3m et S (m²)=(4x3)

Bureau du chef personnel : H=3m et S (m²)=(3x5)

Armoire électrique et commande de pompe : H = 3m et S (m²)= 1x2.25



Légende

- 1- Armoires électriques
- 2- Bureau du chef d'exploitation ;
- 3- Magasin d'entretien et de stockage ;
- 4- Salle des pompes ;
- 5- Porte principale (accès des engins du transport) ;
- 6- Porte d'entrée du personnel.

Figure IV.6 : Schéma du bâtiment de la station de pompage.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné l'intégrale de la station de pompage, en effet on a pu déterminer les pompes adéquates à cette adduction ainsi que leur nombre et on a établi les plans de la station de pompage qui a pour but de refouler un débit nominale de 0,12954 m³/s sur une hauteur de 94,33 m.

Les pompes étant commandées spécialement pour cette adduction il faudra prévoir avec le constructeur des solutions en cas ou il y'aura une ou des pannes des pompes.

CHAPITRE V :

Dimensionnement des réservoirs

INTRODUCTION :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques. Servant tout d'abord de réserve d'eau leur rôle a sensiblement changé au cours du temps. Par la suite leur rôle principal était de parer à la rupture de la distribution due à un incident survenu sur les adductions.

V -1: Fonctions des réservoirs

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples. Ils interviennent notamment dans :

- La régulation de l'apport de la consommation d'eau.*
- La régulation de la pression ;*
- La simplification de l'exploitation ;*
- La distribution de l'eau vers les abonnés.*

Par conséquent, Ils doivent être :

- Etanches*
- Construits avec des matériaux qui ne soient pas susceptibles d'altérer l'eau*
- Protégés contre toute contamination de l'eau.*
- Etablis de façon à préserver l'eau contre les variations de la température*

V -2 : Classification des réservoirs :

D'après leur situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :

- Enterrés*
- Semi enterres*
- Surélevés (châteaux d'eau)*

Dans le cas où dans notre étude nous aurons à projeter des réservoirs, ces derniers ne seront pas surélevés car notre zone d'étude est à caractère montagneux.

D'après leurs formes, les réservoirs peuvent être :

- Circulaires*
- Carrés*
- Rectangulaire.*

V-3. Emplacement des réservoirs :

Pour prévoir un bon emplacement des réservoirs on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- ▶ *Ils doivent être placés à une côte supérieure à celle du point le plus élevé de l'agglomération de telle façon à satisfaire une pression suffisante aux abonnés.*
- ▶ *Pour des raisons économiques, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité.*

V-4 : Principes de construction et de distribution :

Les réservoirs doivent être construits en matériaux durables. Ils doivent être couverts, à l'abri des contaminations, l'infiltration des eaux souterraines, des pluies et des poussières. Ils doivent être aérés tout en restant à l'abri du froid et de la chaleur, ils doivent être visitables. Il sera de prévoir un compartiment pour faciliter les nettoyages.

Il existe des réservoirs de la ville de Barika à différentes capacités sont destinés à l'alimentation en eau potable, les réservoirs de 2000 et 1000 m³ de Sfor. Ils sont de type semi – enterrés, tout au plus avec un radier au niveau du sol. Leur section est circulaire. Ils sont construits en béton armé ou précontraint. Les

réservoirs de Bilel (1 et 2) et Anasr de même capacité de 1000 m³, ils sont de type surélèves.

V-5 : Capacité des réservoirs d'aspiration ou d'accumulation et de distribution

La capacité théorique repose sur une répartition des débits de distribution qui peut différer d'une agglomération à une autre. Comme il est très difficile, à moins d'être à mesure d'avoir à sa disposition une statistique bien complète, de connaître avec précision les modalités de la distribution, il est conseillé, en alimentation urbaine et pour réserver l'avenir sans, pour autant exagérer le temps de séjour de l'eau dans la cuve, de se rapprocher d'une capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée éventuellement de la réserve d'incendie. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise en moyenne entre 5 et 6 m. toutefois les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter d'eau atteignant 10 à 12 m.

V-5-1 : Réservoirs de distribution

On calcul la capacité des réservoirs à l'horizon 2040 et comparer avec la capacité actuel pour éviter les problèmes déficitaires. (Nous informons) les régions responsables pour régulier ces problèmes. (Voir le Tableau V-01)

Tableau V-01 : Détermination les capacités des réservoirs du [Barika] ;

Heures	Distribution	Production	Stockage	Déstockage	Capacité
0_1	3,35	4,16666667	0,81666667		1,70000001
1_2	3,25	4,16666667	0,91666667		2,61666668
2_3	3,3	4,16666667	0,86666667		3,48333335
3_4	3,2	4,16666667	0,96666667		4,45000002
4_5	3,25	4,16666667	0,91666667		5,36666669
5_6	3,4	4,16666667	0,76666667		6,13333336
6_7	3,85	4,16666667	0,31666667		6,45000003
7_8	4,45	4,16666667		0,28333333	6,16666667
8_9	5,2	4,16666667		1,03333333	5,13333337
9_10	5,05	4,16666667		0,88333333	4,25000004
10_11	4,85	4,16666667		0,68333333	3,56666671
11_12	4,6	4,16666667		0,43333333	3,13333338
12_13	4,6	4,16666667		0,43333333	2,70000005
13_14	4,55	4,16666667		0,38333333	2,31666672
14_15	4,75	4,16666667		0,58333333	1,73333339
15_16	4,7	4,16666667		0,53333333	1,20000006
16_17	4,65	4,16666667		0,48333333	0,71666673
17_18	4,35	4,16666667		0,18333333	0,53333334
18_19	4,4	4,16666667		0,23333333	0,30000007
19_20	4,3	4,16666667		0,13333333	0,16666674
20_21	4,3	4,16666667		0,13333333	0,03333341
21_22	4,2	4,16666667		0,03333333	0,00000008
22_23	3,75	4,16666667	0,41666667		0,41666675
23_24	3,7	4,16666667	0,46666667		0,88333342
	100,00	100,00			

Calcul du volume de stockage :

D'après le tableau V-01 :

$$W_R = \frac{W * Q_{\max, j}}{100},$$

W : 6,48 % de $Q_{\max, j}$.

Pour la commune de Barika $Q_{\max, j} = 69244.85 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le volume total du réservoir est donné comme suit : $W_{RT} = W_R + V_{inc}$.

V_{inc} : Le volume d'incendie [$V_{inc} = 120 \text{ m}^3$].

D'où:

$$W_R = \frac{6.48 * 69244.85}{100} = 4487.06 \text{ m}^3.$$

D'où :

$$W_{RT} = 4487,06 + 5 * 120 = 5087,06 \text{ m}^3.$$

Etant donné que nous avons des réservoirs existants de capacité totale 6000 m^3 , nous comparer avec le volume obtenu à l'horizon 2040, nous remarquons que le volume des réservoirs est satisfaisant jusqu'à l'horizon proposée.

V-5-2 : Réservoirs d'aspiration ou d'accumulation

Elles servent à accumuler les eaux provenant par les forages en fonctionnement actuel du champ du captage, puis desservent vers la station de pompage et le refoulement vers les réservoirs de Bilel (2) et Anasr. Les réservoirs d'aspiration est dimensionner à partir du volume calculé, nous avons prenant le fonctionnement de la station de pompage d'où une simplification de l'exploitation, nous proposons réservoirs (bâche) d'aspiration en béton, de type semi – enterré.

Calcul du volume de stockage :

$$V = Q * t \quad \text{avec} \quad t \in [10-30 \text{ min}]$$

Q : débit total des forages. $Q = 190 \text{ l/s}$

t : temps de séjour on prend $t = 30 \text{ min}$

$$V = 0,190 \times 30 \times 60$$

$$V = 342 \text{ m}^3$$

- **Dimensions du Bâche d'aspiration ou d'accumulation :**

1. *Diamètre de la cuve :*

Puisqu'il s'agit d'un réservoir circulaire posé sur terre, il n'ya pas de grand risque quant à l'effondrement de ce dernier, on propose une hauteur de la cuve de 6 m

$$= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times h$$

On tire $D = 8,52 \text{ m}$

On le normalise, on pose $D = 9 \text{ m}$

2. *Réévaluation de la hauteur d'eau :*

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage : $h = \sqrt[3]{\frac{V}{\frac{\pi}{4} \times D^2}}$

On trouve $h = 5.38 \text{ m}$

3. *La hauteur H du réservoir :*

La hauteur du réservoir est calculé moyennant la formule : $H = h + R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend $R = 0.32 \text{ m}$

Donc $H = 5,38 + 0.32 = 5,7 \text{ m}$

V.6. Équipement du réservoir :

Le réservoir doit être équipé :

- une conduite d'arrivée ou d'alimentation.

- *une conduite de départ ou de distribution.*
- *une conduite de vidange.*
- *une conduite de trop –plein.*
- *système de matérialisation de la consigne d’incendie.*
- *Conduit by -pass.*

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

V.6.1. Conduite d’arrivée ou d’adduction :

L’adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l’opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l’arrêt ou de la mise en marche des pompes.

V.6.2. Conduite de départ ou de distribution :

C’est la conduite qui véhicule l’eau du réservoir (cuve) vers l’agglomération. Son orifice sera disposé à l’opposé de la conduite d’arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15/20cm) au dessus du fond de la cuve, pour éviter l’introduction de matières en suspension de l’air. L’extrémité est munie d’une crépine courbée à fin d’éviter le phénomène De vortex (pénétration d’air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d’une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

V.6.3. Conduite de trop-plein :

Cette conduite a pour rôle d’évacuer l’excès d’eau arrivant à réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d’alimentation ne se serait pas arrêté L’extrémité supérieure de cette conduite est muni d’un entonnoir jouant le rôle d’un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

V.6.4. Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop –plein .Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

V.6.5. Conduit by-pass :

Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve ; on relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par un tronçon de conduite appelé : By-pass.

V.6.6. Les joints d'étanchéité :

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

V.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale préserver le volume d'incendie au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

On a deux systèmes :

- Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.

- *Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.*

V.8. Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les trois réservoirs sont :

- *couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;*
- *éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;*
- *étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer L'eau ;*
- *doivent être aérés par des ouvertures grillées.*

Conclusion :

Dans ce chapitre on a pu voir l'importance des réservoirs dans un système d'adduction d'eau, en effet la réalisation de notre projet de station de pompage nécessite la construction de bête d'accumulation et les réservoirs de stockage.

On constate d'après les calculs les réservoirs Satisfaits et on a dimensionné une Bête d'accumulation qui parmi le passage d'eau à l'état bien à partir la station vers les réservoirs de stockage.

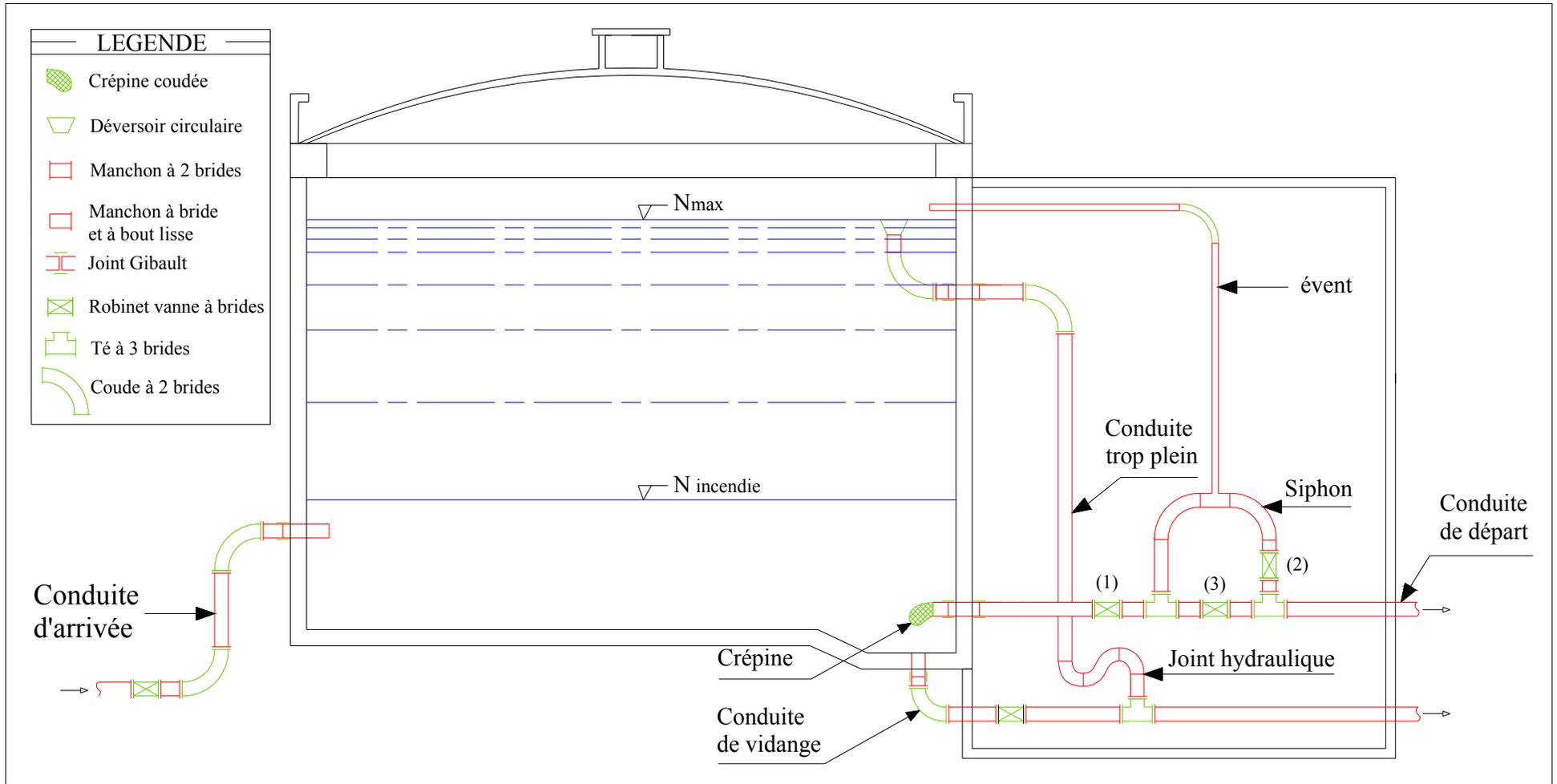


Figure V.1: Equipements des réservoirs

Conclusion

Conclusion

Dans notre projet, nous avons étudié les caractéristiques d'alimentation de la ville de Barika : l'état de fonctionnement des champs de captage, des réservoirs de stockage et la distribution des équipements hydromécaniques pour refouler l'eau vers les réservoirs de BILEL II et de ANASR de capacité de chaque réservoir 1000 m³ pour assurer convenablement l'alimentation en eau potable des habitants.

Nous avons utilisé deux méthodes pour obtenir type de pompe pour la station de pompage en tenant compte des performances dans le futur (logiciel Caprari et catalogue des pompes).

Pour assurer la continuité d'alimentation en eau potable, ou en cas de panne de courant électrique ou interruption des groupes électropompe nous prévoyons des groupes électrogènes de secours appropriés avec un démarrage et un arrêt commande manuellement et automatiquement.

Dans le but d'assurer le bon fonctionnement de la station de pompage, il est recommandé les points suivants :

- Le débit appelé ne doit pas être supérieur au débit optimal du type pompe choisi.*
- Installer le même type et marque de pompe, dans la station de pompage*
- Le débit appelé et HMT doivent être respectés*

Le point de fonctionnement est limité à la zone définie par la courbe caractéristique, des points fonctionnements en dehors des courbes caractéristiques entraîneraient la destruction du groupe. Par exemple lorsque la pompe fonctionne dans la zone cavitationnelle avec un rendement optimal.

Enfin, nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires ou les exploitations doivent être mieux formés pour la gestion des stations de pompage et accorder une importance pour la maintenance et l'entretien des réservoirs, des équipements hydromécaniques des stations de pompage et respecter les normes de sécurité dans les stations afin de garantir la durée de vie des pompes et des pièces de rechange en stocke.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux :

[1] **A.G.H.T.M** << Les stations de pompage d'eau >>, Editions technique et Documentation, Paris, 2000

[2] **J.BONIN** << Hydraulique urbaine >>, Edition Eyrolles, Paris 1977

Cours pédagogiques :

[3] **B.SALAH** << Cours d'alimentation en eau potable >>, quatrième et cinquième année

[4] **MOKRANE.W** <<Cours de TD>> quatrième et cinquième année, ENSH

[5] **KHODJET OMAR KESBA** << Cours de station de pompage>>, quatrième année

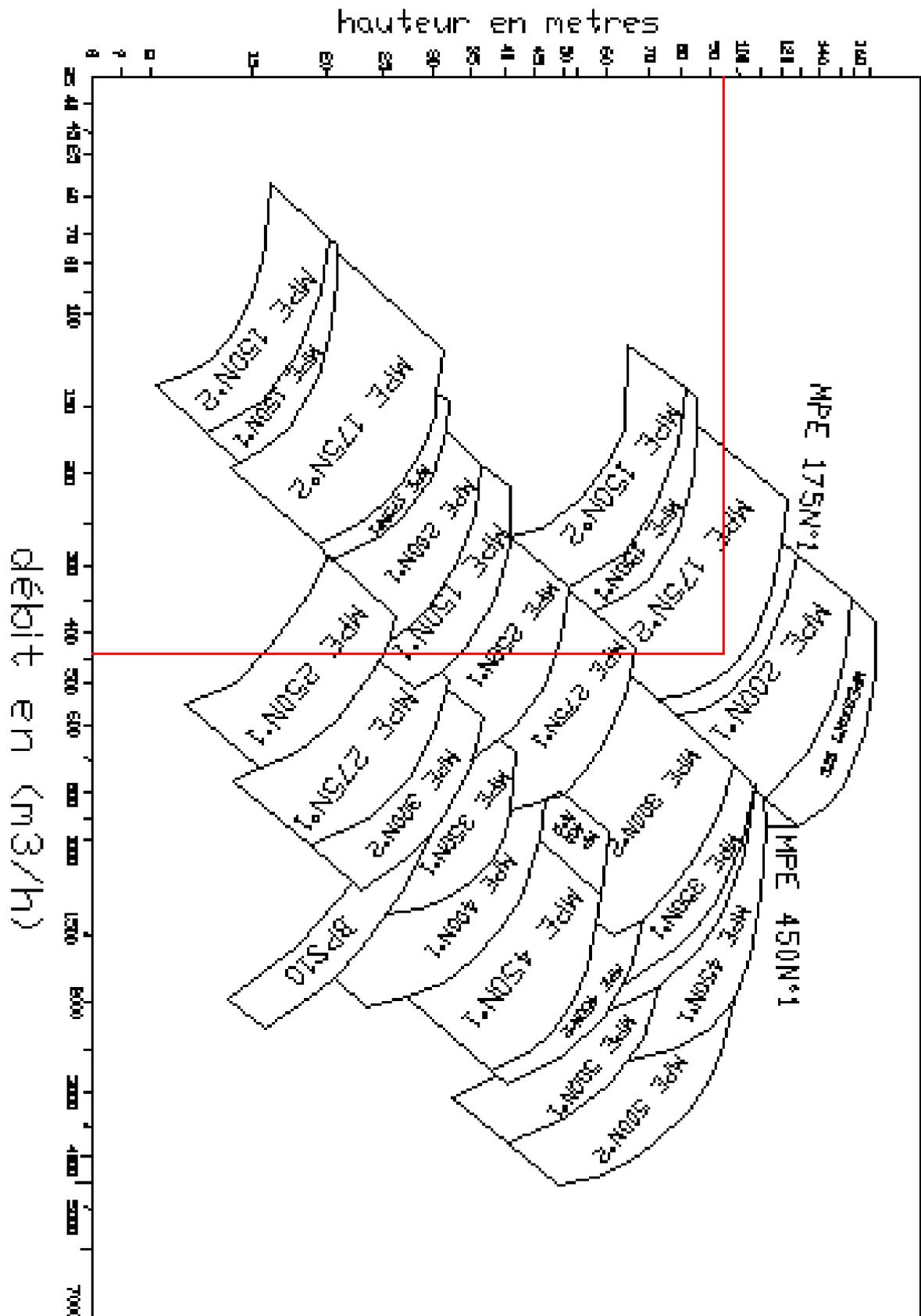
Les catalogues :

[6] **Caprari** << PumpTutor Caprari >>.

[7] Catalogue << pompes monocellulaires pour eau >>

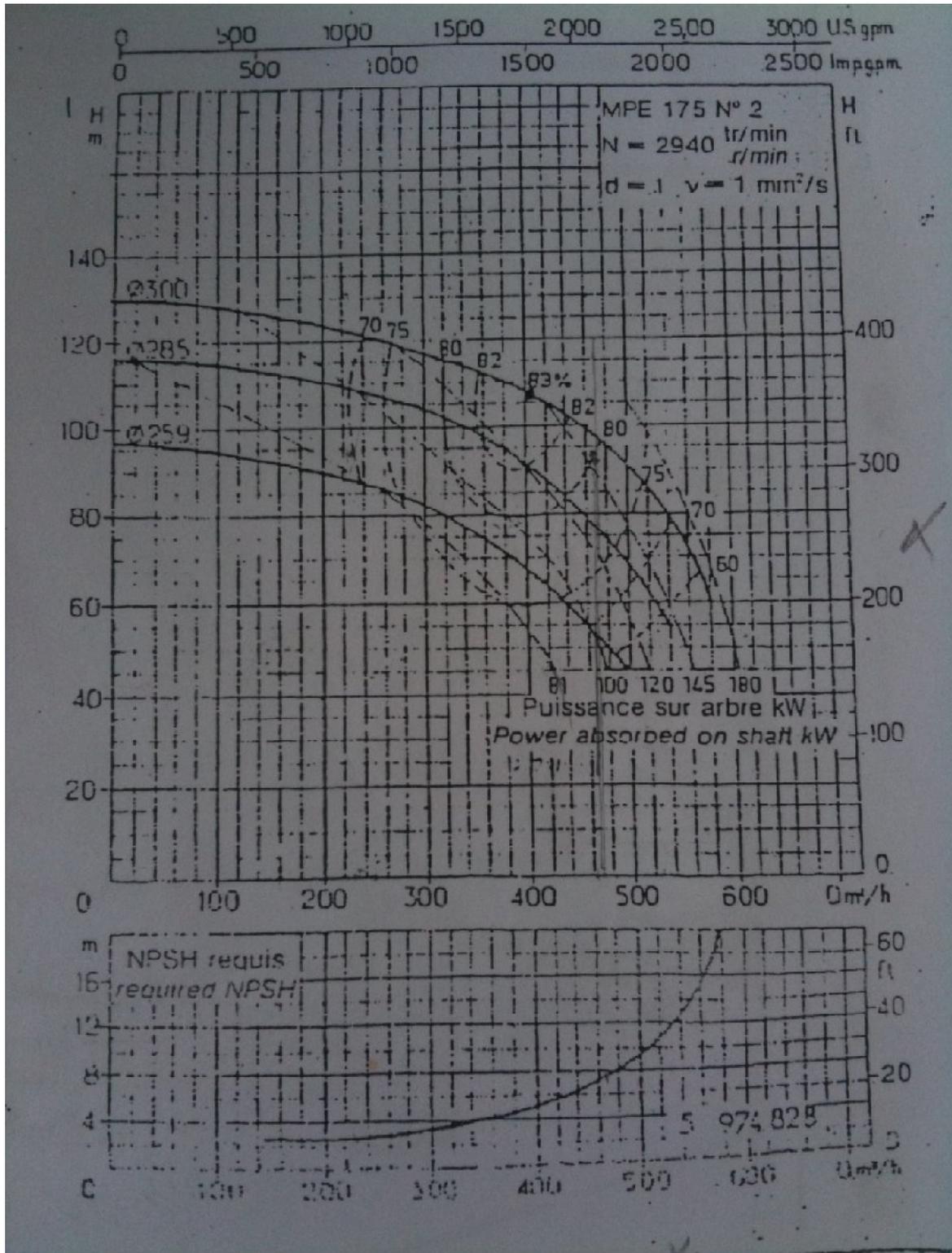
LES ANNEXES

ANNEXE N IV-1 choix du type de pompe en fonction de Q et H



ANNEXE N°IV-1 choix du type de pompe en fonction de Q et H

ANNEXE N IV-2: courbe caractéristiques de la pompe choisie



ANNEXE N°IV-2: courbe caractéristiques de la pompe choisie

ANNEXE IV N 3 : Les courbes caractéristiques deux pompes en parallèle



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
== ISO 9001 ==

PM 150/ 4 D

Caractéristiques requises

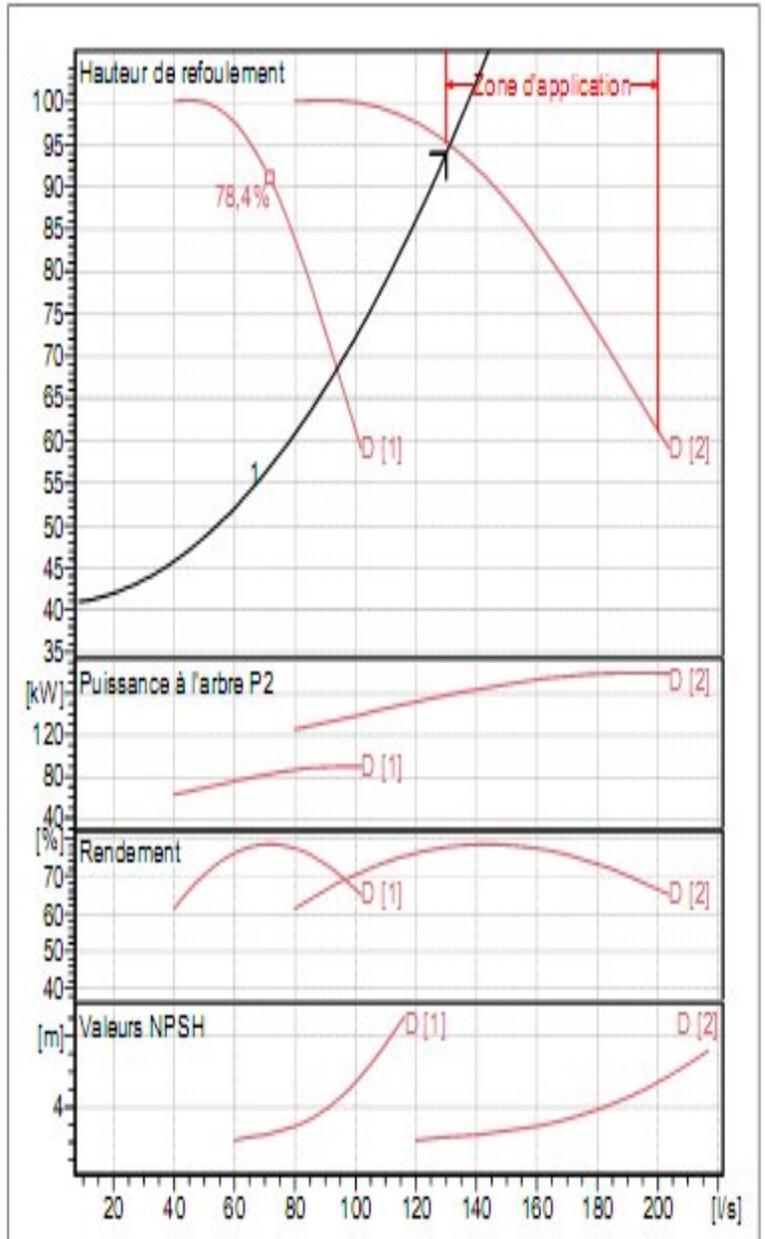
Débit	130 l/s
Hauteur de refoulement	93,9 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2

Caractéristiques de la pompe

Débit	65,7 l/s
Hauteur de refoulement	95 m
Puissance absorbée	79,3 kW
Rendement	77,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	118 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	90 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55



ANNEXE IV N°3 : Les courbes caractéristiques deux pompes en parallèle

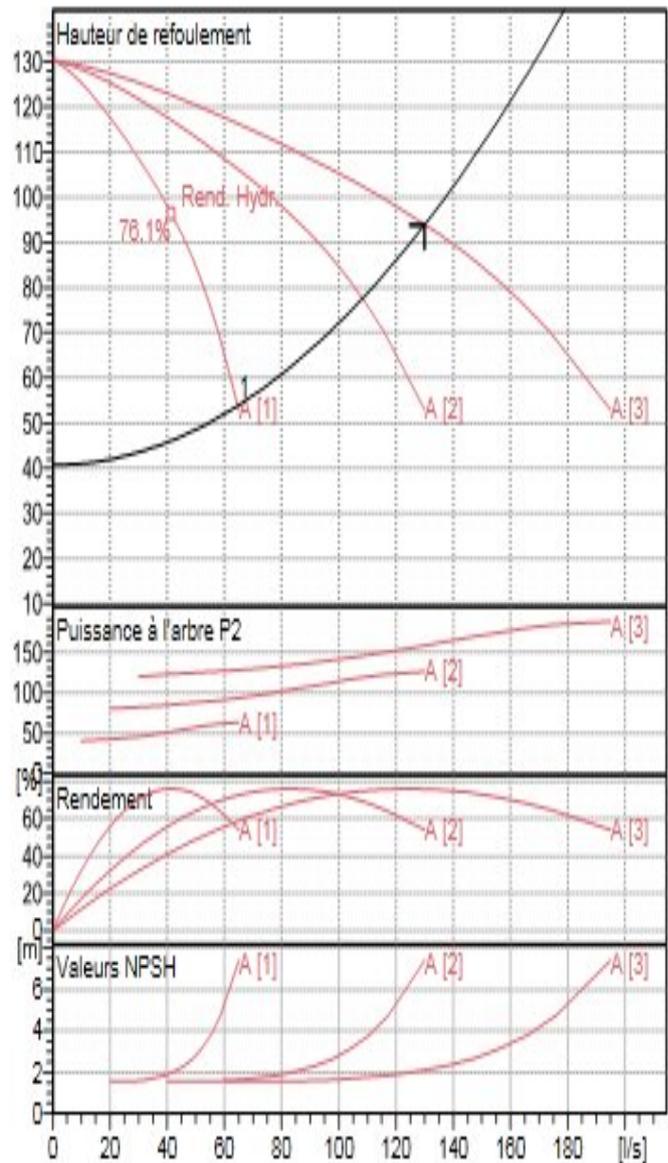
ANNEXE IV N 4 : Les courbes caractéristiques trois pompes en parallèle



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
== ISO 9001 ==

PM 125/ 4 A	
Caractéristiques requises	
Débit	130 l/s
Hauteur de refoulement	93,9 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	4
Caractéristiques de la pompe	
Débit	43,3 l/s
Hauteur de refoulement	93,9 m
Puissance absorbée	52,7 kW
Rendement	75,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	130 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55



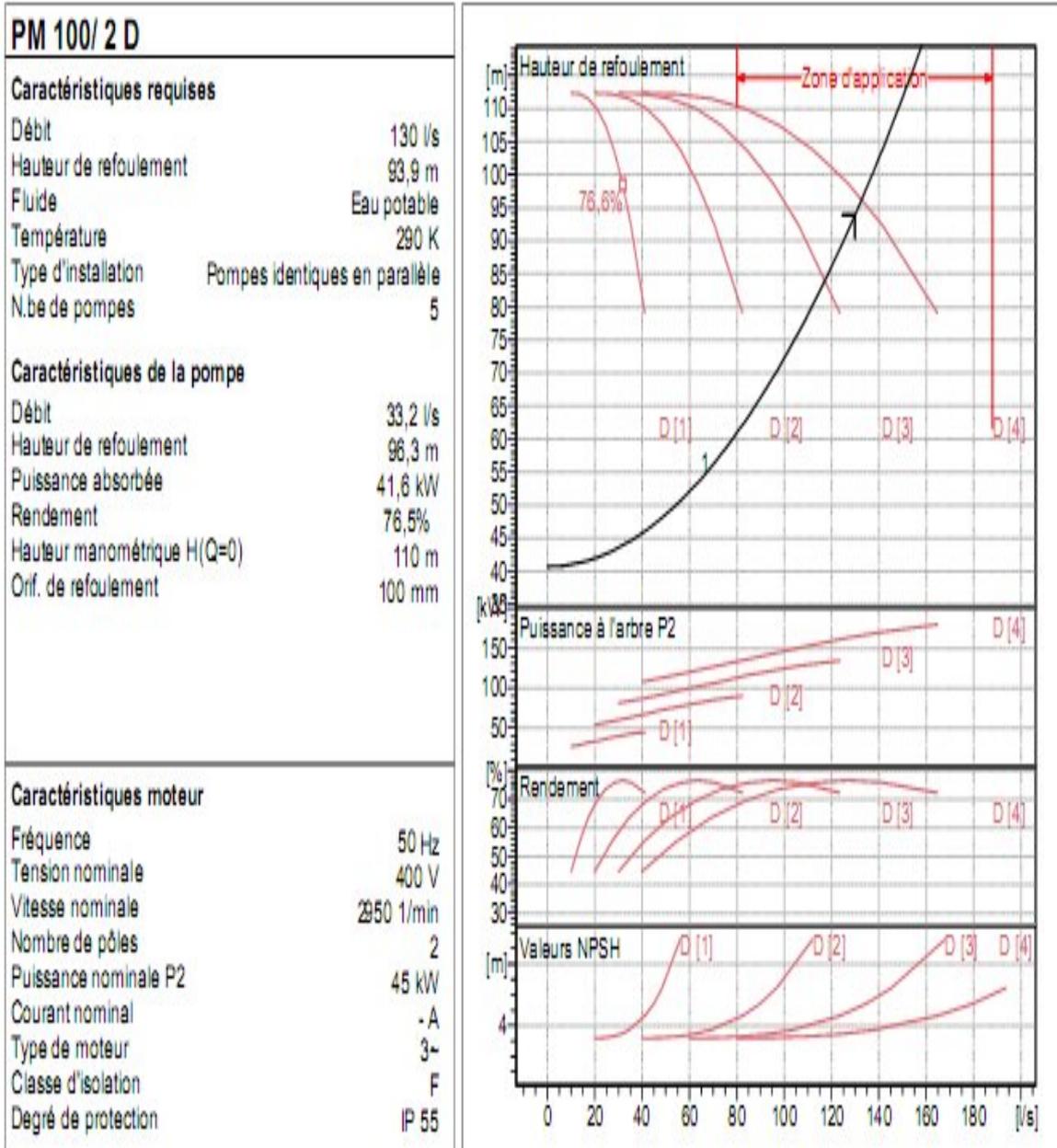
ANNEXE IV N°4 : Les courbes caractéristiques trois pompes en parallèle

ANNEXE VI N 5 : Les courbes caractéristiques quatre pompes en parallèle



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
== ISO 9001 ==



ANNEXE VI N°5 : Les courbes caractéristiques quatre pompes en parallèle

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'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 ET DIMENSIONNEMENT D'UNE
STATION DE POMPAGE DE LA COMMUNE DE
BARIKA W.BATNA**

Présenté par :

M^r BENGOUGA ZOUBIR

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

Nom et Prénom		Grade	Qualité
M^r	B.SALAH	M.C.A	Président
M^r	M.S BENHAFID	M.A.A	Examineur
M^{me}	W.MOKRANE	M.A.A	Examinatrice
M^r	A.HACHEMI	M.A.A	Examineur
M^r	M.BOUZIANE	M.A.B	Examineur
M^r	KHODJET KESBA OMAR	M.C.A	Promoteur

Juillet - 2012