

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable des centres urbains situes dans le couloir El Aouana (w. Jijel).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0025-12

APA Citation (APA توثيق):

Mehassouel, Abderrazzak (2012). Alimentation en eau potable des centres urbains situes dans le couloir El Aouana (w. Jijel)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

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 :

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES CENTRES
URBAIS SITUES DANS LE COULOIR
EL AOUANA - JIJEL**

Présenté par :

M^r MEHASSOUEL Abderrazzak

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r O.KHODJET-KESBA	M C.A	Président
M^r Y.DERNOUNI	M A.A	Examineur
M^{me} L.TAFAT	M A.A	Examinatrice
M^r R.KERID	M A.B	Examineur
M^r M.BELALI	M A.B	Examineur
M^{me} H.MEDDI	M C.B	Promotrice

Septembre 2012

œREMERCIEMENTSœ

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de ma promotrice M^{me} MEDDI, pour l'aide qu'elle m'a offert.

Tous le corps enseignants de l'ENSH 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 l'ANBT (Barrage KISSIR) pour leurs aides, conseils et orientations.

Enfin, je tiens à remercier tous ceux qui ont participé avec un geste, morale ou physique, pour achever ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail d'abord à mes très chers parents « HACHEMI et FATIMA » pour tout leurs sacrifices corps et âme afin de m'offrir le repos et le bonheur. Pour l'éducation qu'ils m'ont inculquée, pour leur soutien moral et matériel dont j'ai bénéficié à chaque fois que j'en ai en besoin, pour l'amour et la tendresse qu'ils m'ont réservé et la patience et le dévouement qu'ils m'ont insufflés. Très chers parents, je ne vous remercierai jamais assez pour vos actes.

Ensuite à :

- mes frères, READH, MOHAMMED ET KHALED.
- mes sœurs, FAÏZA ET HADJER.
- tous les membres de la famille « MEHASSOUEL ».

Enfin, et sans oublier mes amis : B.KHALED, M.HAMZA, D.MOUSSA, et toute ma famille de l'ENSH.

ملخص

نظرا لعدم تزويد شبكات بلديتي جيجل و العوانة بالمياه الصالحة للشرب, قمنا بدراسة طرق تحويل مياه سد كيسير نحو المناطق الحضرية الواقعة في الرواق الرابط بين جيجل و العوانة.

هذا المشروع يحتوي على اربع خطوط. أين تستعمل فيها مضخات لضخ؛ 89 ل/ثا في إتجاه العوانة, 30 ل/ثا نحو تميزار, 200 ل/ثا نحو مزغيطان و 900 ل/ثا نحو مدينة جيجل. كما يحتوي أيضا على خزانات لتحويل جريان الماء من الضخ إلى جريان يعتمد على الجاذبية.

Résumé

A cause de manque d'alimentation en eau potable dans les communes de Jijel et El Aouana, nous avons élaborés une étude qui consiste à transférer l'eau du barrage Kissir qui doté d'une station de traitement vers les centres urbains situés dans le couloir El Aouana – Jijel.

Ce projet comporte quatre lignes de refoulement où l'écoulement est assuré à l'aide des pompes qui refoulent ; 89 l/s vers El Aouana, 30 l/s vers Timizert, 200 l/s vers Mazghétane et 900 l/s vers la ville de Jijel.

Les lignes de Mazghétane et de Jijel sont équipées par des réservoirs tampon qui ont comme but de transformer l'écoulement par refoulement en écoulement gravitaire.

Abstract

Because of the lack of drinking water supply in the states of Jijel and El Aouana, we prepared a study which consists in seeking the manners to transfer water from the Kissir stopping which equipped with a station of treatment towards the centers urbais located in the corridor El Aouana-Jijel.

This dissertation consists of four line of repression where the flow is ensured using the pumps which drive back; 89 l/s towards El Aouana, 30 l/s towards Timizert, 200 l/s towards Mazghétane and 900 l/s towards the town of Jijel.

The lines of Mazghetane and Jijel are equipped by surges stores which have as drank to transfer the flow by drive back in gravitating flow.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	1
I.1 situation géographique.....	1
I.2 situation topographique.....	2
I.3 situation géologique et sismicité.....	2
I.4 Situation climatique.....	4
I.5 présentation des différents ouvrages du projet.....	5
Conclusion.....	9

Chapitre II : Calcul de l'adduction

Introduction.....	10
II.1 Estimation des besoins en eau.....	10
II.1.1 Besoins domestiques.....	10
II.1.2 Consommation d'eau.....	11
II.1.3 Consommation touristique.....	11
II.1.4 Besoins administratives	11
II.1.5 Pertes.....	12
II.1.6 Pointe journalière.....	12
II.1.7 Estimation des besoins en eau de la ville de Jijel.....	13
II.1.8 Estimation des besoins en eau de la commune d'El Aouana.....	14
II.2 Calcul de l'adduction.....	15
II.2.1 Type d'adduction.....	15
II.2.2 Type d'écoulement.....	15
II.2.3 Critères du choix du tracé de l'adduction	15
II.2.4 Choix du matériau de la conduite.....	16

II.3 Calcul Hydraulique.....	17
II.3.1 Cas gravitaire.....	18
II.3.2 cas de refoulement.....	20
II.4 Caractéristiques de l'adduction.....	25
II.5 Etude des variantes.....	27
II.5.1 Alimentation de la zone d'El Aouana.....	27
II.5.2 Alimentation de la ville de Jijel.....	31
II.6 Dimensionnement des adductions	36
Conclusion.....	41
 Chapitre III : Etude de la station de pompage.	
Introduction.....	42
III.1 Principe de fonctionnement.....	42
III.2 Choix du type de la pompe.....	42
III.3 Couplage des pompes	42
III.4 Choix du nombre de pompe.....	43
III.5 Courbes caractéristiques des pompes	44
III.6 Point de fonctionnement des pompes	46
III.7. Régulation du débit	54
III.8 Choix du nombre des collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement	59
III.9 Etude de la cavitation	59
III.9.1. Définition de la cavitation	59
III.9.2. Effets de la cavitation	60
III.9.3. Hauteur d'aspiration admissible	60
III.10 Choix du moteur électrique	63
III.10.1 Critères de choix du moteur électrique	63
III.10.2 Vitesse de rotation du moteur	64
III.10.3 Puissance fournie par le moteur.....	64
III.11 Bâtiment de la station de pompage et son génie civil.....	66

III.11.1 choix du bâtiment	66
III.11.2 Partie souterraine	67
III.11.3 Partie supérieure du bâtiment	67
III.11.4 Dimensionnement du bâtiment	68
Conclusion.....	70

Chapitre IV : calcul des réservoirs

Introduction.....	71
IV.1 Rôle des réservoirs	71
IV.2 classification des réservoirs	71
IV.3 Emplacement des réservoirs	72
IV.4 Calcul des capacités des réservoirs.....	72
IV.5 Equipement du réservoir.....	75
IV.6 Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	77
IV.7 Hygiène et sécurité.....	77
Conclusion.....	77

Chapitre V : Organisation de chantier

Introduction.....	78
V.1. Différents travaux à effectuer.....	78
V.1.1 Travaux concernant la station de pompage.....	78
V.1.1 Travaux concernant l'adduction.....	78
V1.3 Travaux concernant les réservoirs.....	79
V.2 calcul des volumes des travaux.....	79
V.2.1 Calcul des volumes des travaux de la station de pompage.....	79
V.2.1 Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	83
V.3 Planification des travaux.....	89
V.3.1 Définitions des tâches et leurs durées.....	89

V.3.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM).....	92
V.4 Engins.....	95
Conclusion.....	97

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des tableaux :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Tableau I.1 : températures mensuelles.....	4
Tableau I.2 : Précipitations mensuelles interannuelles dans la zone du projet.....	5
Tableau I.3 : caractéristiques des réservoirs de distribution.....	7

Chapitre II : calcul de l'adduction.

Tableau II.1 : données de base de Jijel et d'El Aouana.....	13
Tableau II.2 : besoins en eau estimés de la commune de Jijel.....	14
Tableau II.3 : besoins en eau estimés de la commune d'El Aouana.....	14
Tableau II.4 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	20
Tableau II.5 : La valeur de R en fonction du matériau de la canalisation.....	21
Tableau II.6 : Valeurs de a, b, α , en fonction du type de matériau.....	22
Tableau II.7 : Valeur de M en fonction du matériau.....	24
Tableau II.8 : Calcul de la première variante (partie refoulement).....	28
Tableau II.9 : calcul de la première variante (partie gravitaire).....	29
Tableau II.10 : calcul de la première ligne de refoulement.....	30
Tableau II.11 : calcul des tronçons gravitaires.....	30
Tableau II.12 : calcul de la ligne de Timizert.....	30
Tableau II.13 : Caractéristiques hydrauliques des tronçons gravitaires.....	34
Tableau II.14 : Frais d'amortissement.....	37
Tableau II.15 : Hauteurs manométriques totales (Hmt).....	37
Tableau II.16 : Frais d'exploitation.....	38
Tableau II.17 : Bilan de la ligne de Jijel.....	38
Tableau II.18 : Caractéristiques du tronçon gravitaire ($R_{\text{tampon}} - R_{\text{crête}}$).....	39
Tableau II.19 : Calcul des frais d'amortissement.....	39
Tableau II.20 : Calcul de la hauteur manométrique totale.....	40
Tableau II.21 : Frais d'exploitation.....	40

Tableau II.22 : Bilan de la ligne de Mazghétane.....	40
--	----

Chapitre III : Etude de la station de pompage.

Tableau III.1 : caractéristiques des pompes de la ligne d'El Aouana.....	43
Tableau III.2 : caractéristiques des pompes de la ligne de Timizert.....	43
Tableau III.3 : choix du nombre de pompes pour la ligne de Mazghétane.....	44
Tableau III.4 : Caractéristiques de la ligne de refoulement d'El Aouana.....	47
Tableau III.5 : Caractéristique de la ligne de Timizert.....	49
Tableau III.6 : Caractéristiques d'adduction de Mazghétane.....	50
Tableau III.7 : Caractéristiques de la ligne de Jijel.....	53
Tableau III.8 : caractéristiques des conduites d'aspiration.....	59
Tableau. III.9: Pression atmosphérique en fonction de la côte.....	61
Tableau. III.10: Pression de vapeur en fonction de la température.....	61
Tableau III.11 : Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	64
Tableau III.12 : Choix du type de bâtiment.....	66

Chapitre V : Organisation de chantier

Tableau V.1: Calcul du volume du béton armé pour la station de pompage.....	81
Tableau V.2 : Volumes de travaux de la station de pompage.....	83
Tableau V.3 : Les volumes des conduites.....	85
Tableau V.4 : Les volumes des conduites de la ligne de Mazghétane.....	86
Tableau V. 5 : volume du déblai de la ligne d'El Aouana.....	87
Tableau V.6 : détermination du volume de sable pour la ligne d'El Aouana.....	87
Tableau V.7 : Les volumes des conduites de la ligne d'El Aouana.....	88
Tableau V.8 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.....	90
Tableau V.9 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	91
Tableau V.10 : Temps de réalisation des opérations du réservoir	92
Tableau V.11 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station.....	92
Tableau V.12 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.....	93

Liste des figures :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I-1 : plan communal de la wilaya de Jijel (APC de Jijel).....	1
Figure I-2 : carte géologique de la région étudiée(ANBT).....	3
Figure I-3 : Schéma général du projet (ANBT.Jijel).....	8

Chapitre II : calcul de l'adduction

Figure II-1 : schéma simplifié d'une adduction gravitaire.....	18
Figure II-2 : schéma simplifier de la ligne d'El Aouana.....	27
Figure II-3 : Schéma simplifier de la deuxième variante.....	29
Figure II-4 : schéma général du tracé de la variante N°1.....	32
Figure II-5 : Schéma général du tracé de la variante N°2.....	32
Figure II-6 : schéma simplifiée du profil de la première ligne ($\Phi 900$).....	35
Figure II.7 : Schéma simplifié du profil de la deuxième ligne ($\Phi 500$).....	35
Figure II.8 : Courbe d'optimisation de la ligne de Jijel.....	38
Figure II.9 : Courbe d'optimisation de la ligne de Mazghétane.....	41

Chapitre III : Etude de la station de pompage.

Figure III.1 : courbes caractéristiques des pompes de la ligne d'El Aouana.....	46
Figure III.2 : point de fonctionnement de la pompe pour la ligne d'El Aouana.....	48
Figure III.3 : point de fonctionnement de la pompe pour la ligne de Timizert.....	49
Figure III.4 : Point de fonctionnement de la ligne de Mazghétane.....	51
Figure III.5 : Courbe caractéristique d'une seule pompe de la ligne de Jijel.....	52
Figure III.6 : Courbe caractéristique résultante des pompes (ligne de Jijel).....	52
Figure III.7 : Point de fonctionnement des pompes de la ligne de Jijel.....	53
Figure. III.8 : Schéma représentatif de la partie souterraine.....	67

Chapitre IV : Calcul des réservoirs

Figure. IV.1: Lois de manœuvre d'un robinet vanne.....73

Chapitre V : Organisation de chantier.

Figure V.1 : Vu en plan du bâtiment de la station de pompage.....80

Figure V.2: Coupe en travers de la tranchée de la conduite.....84

Figure. V.3: Représentation graphique des réseaux à nœuds du projet et du chemin critique....94

Listes des planches

Planches N°1 : Plan de masse de la commune de Jijel.

Planches N°2 : Profil en long de la ligne de Jijel.

Planches N°3 : Profil en long de la ligne de refoulement Mazghétane

Planches N°4 : Profil en long R.Tampon – R.Zhun.

Planches N°5 : Profil en long R.Tampon – R.Bouhar

Introduction générale

Introduction générale

Depuis la création de notre univers, l'eau est l'élément essentiel de la vie, elle a toujours été la priorité de l'être humain. Au cours de son histoire, l'homme a utilisé cette eau comme source de vie, de développement, et de son confort.

Avec l'augmentation de la population, qui implique une augmentation à la demande d'eau, la satisfaction des besoins en quantité ainsi qu'en qualité des agglomérations devient un problème non négligeable. Ce qui nous oblige d'exploiter toutes les sources disponibles (souterraine, de surface, de mer), afin de couvrir cette insuffisance.

Dans ce cadre, et comme s'inscrit notre mémoire intitulé : alimentation en eau potable des centres urbains situés dans le couloir El Aouana – Jijel, notre étude consiste à satisfaire en quantité qu'en qualité les besoins de toutes les agglomérations du couloir Elouana – Jijel.

Ce travail comporte cinq chapitres qui peuvent être réparties comme suit :

- Une présentation globale du site: avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines reconnaissances et données de bases à savoir la détermination de la zone d'études, son climat, le nombre de villages à alimenter ainsi que leurs nombres d'habitants.

- calcul d'adduction : ce chapitre se compose de deux parties ; dans la première partie, nous examinerons les besoins qui doivent satisfaire, pour l'utilisateur, le réseau d'adduction.

L'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps, qui conduisent aux dimensionnements des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation.

La deuxième partie consiste à choisir les variantes adéquates des différentes lignes, ainsi que leur dimensionnement.

- Pompes et stations de pompage: l'accent est porté sur les équipements qui comportera une station de pompage, le choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement ainsi que les éventuelles modifications. Et on terminera ce chapitre par l'étude de la cavitation.

-Les réservoirs: ces ouvrages de stockage seront projetés pour mieux harmoniser la demande et la production. Les aspects économiques et techniques seront pris en compte pour l'emplacement de ces derniers ainsi que leur dimensionnement.

-L'organisation de chantier : ce chapitre portera sur la quantification des travaux de réalisation des différents ouvrages du projet (station de pompage, adductions et réservoirs d'eau). La planification des travaux nous permet d'aboutir à la meilleure façon d'utiliser les moyens disponibles.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Ce chapitre est destiné pour la présentation de la zone étudiée. Donc, il portera sur la description générale de l'aménagement, telle que les aspects géographiques, géologiques, topographiques, et climatiques ainsi que la situation hydraulique.

Notre étude vise à définir l'ensemble des ouvrages hydrauliques nécessaires pour assurer le transport des eaux potables à partir du barrage Kissir vers les agglomérations situées sur le couloir El Aouana - Jijel.

I.1 situation géographique

La wilaya de Jijel s'étale sur une superficie de 2.396,63 km², avec une façade maritime de 120 km. Elle est distante d'environ de 400KM de la capitale Alger, la wilaya est limitée au nord par la mer Méditerranée à l'ouest par la Wilaya de Bejaïa, à l'est par la Wilaya de Skikda, au sud-ouest la wilaya de Sétif, au sud par la Wilaya de Mila et enfin au sud-est par la Wilaya de Constantine.

Concernant la zone d'étude, elle prend son départ au niveau du barrage Kissir qui se situe entre les deux communes : à l'ouest de Jijel à environ 13km et environ de 8 Km à l'est de la commune d'El Aouana. Ce projet est destiné pour assurer l'alimentation en eau potable des centres urbains situés sur le couloir des deux communes (El Aouana – Jijel).

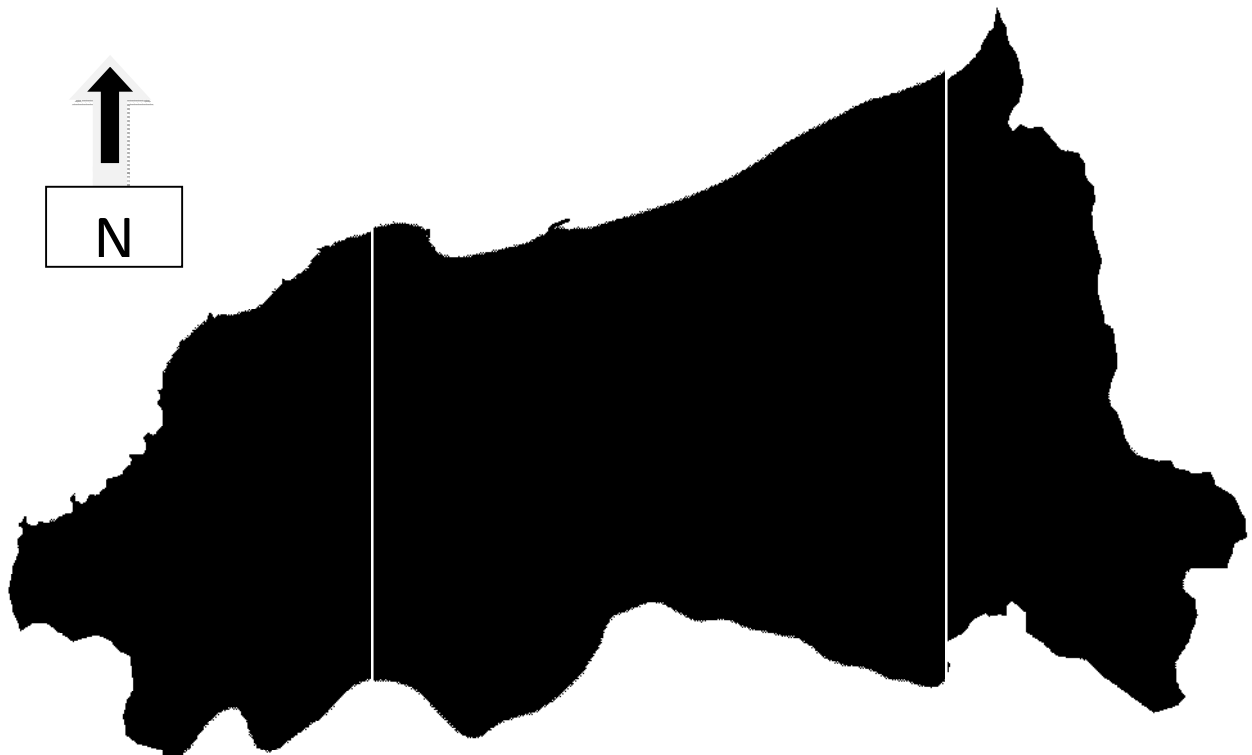


Figure I-1 : plan communal de la wilaya de Jijel (APC de Jijel).

I.2 situation topographique

Notre zone d'étude est caractérisée par un terrain très accidenté. Le projet d'adduction prend son départ à une côte du terrain de 2m NGA au niveau de la station de pompage qui est le point le plus bas. Et atteindra une côte de 200m NGA au réservoir Zhun (réservoir existant dans la commune de Jijel). Cependant, il y a des points qui ont une côte de 260m NGA à la crête de Mazghitane (montagne qui se situe entre le barrage de Kissir et la commune de Jijel).

I.3 situation géologique et sismicité

La région étudiée fait partie de la zone tectonique de la petite Kabylie. Au point de vue litho stratigraphique, les terrains qui affleurent au niveau de la zone étudiée sont représentés de la base au sommet par :

- Un complexe intrusif précambrien de composition basique à acide formé par des gneiss ocellés. Les intrusions du Néogène sont constituées par des granites porphyres.
- Des argiles à brique d'âge Miocène.
- Un dépôt mio-pliocène représenté par des formations molassiques grés-quartzitiques, argileuses et marneuses couvrant la plus grande partie du tracé de la conduite Kissir-Jijel.
- Un Quaternaire constituées par des dépôts éoliens littoraux, des variétés peu consolidées de grès numidien et des alluvions représentées en général par des argiles, des sables, des graviers et des galets. Le Quaternaire couvre une grande partie du tracé de la conduite servant la région d'El-Aouana.

Des sondages électriques sont réalisés chaque 200 m le long de la zone d'étude, pour déterminer avec exactitude le type de sol, à fin d'éviter au maximum les terrains non ordinaires (les zones de terrains rocheux).

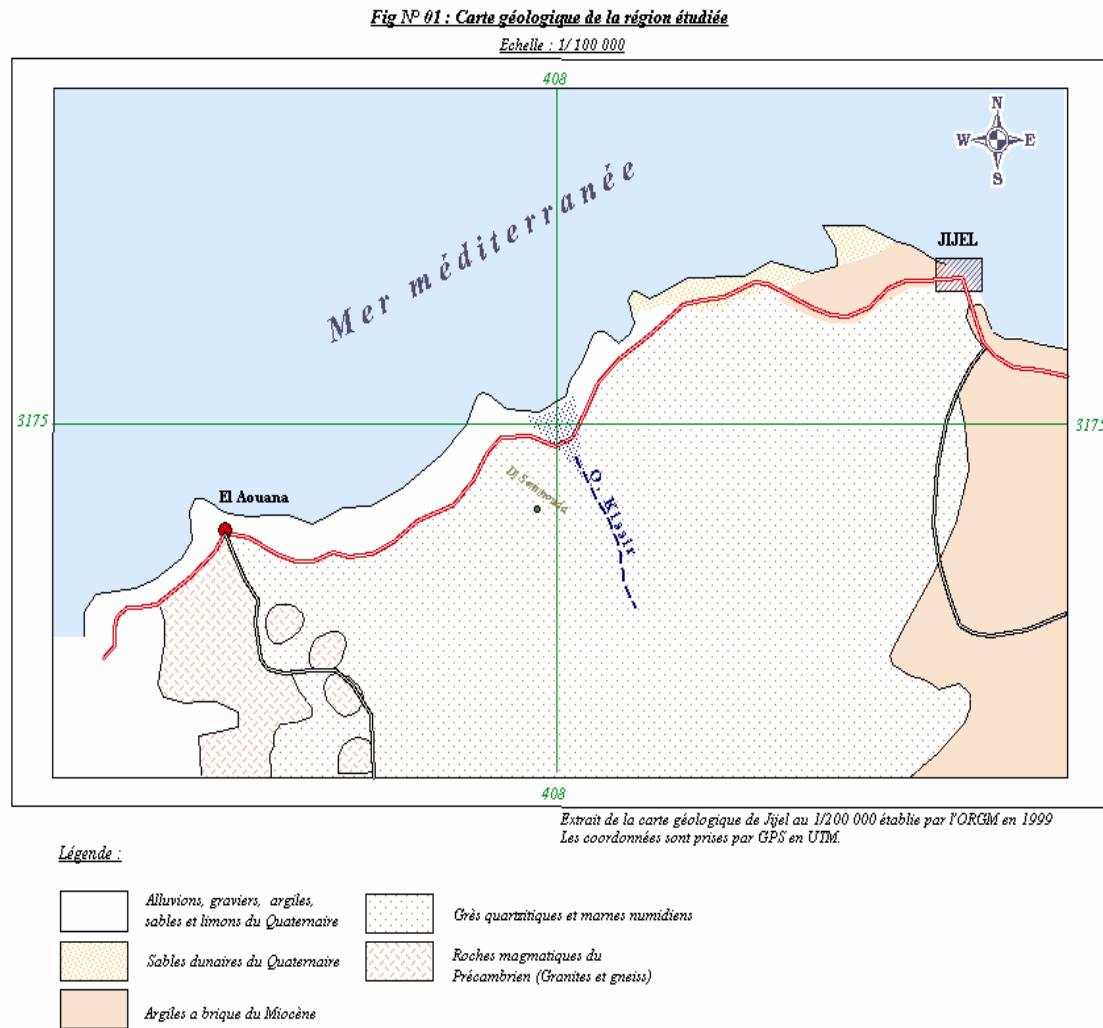


Figure I-2 : carte géologique de la région étudiée (ANBT).

La sismicité historique de la région, sur laquelle repose la démarche retenue, est très imprécise. D'une manière générale, la sismicité historique se caractérise par la pauvreté des informations macrosismiques, faible nombre d'observations ne permettant généralement pas de tracer des isoséistes, incertitudes majeures sur les intensités maximales ressenties, et en voie de conséquence, sur les localisations des épicentres.

Des différences notables existent de plus entre les différents catalogues consultés : absence de certains séismes, localisation et intensité épicentrales différentes d'un catalogue à un autre pour un même séisme. Ces remarques concernent tout particulièrement deux des séismes de référence du site de la région (21/08/1956) dont les caractéristiques macrosismiques, voire l'occurrence même pour le séisme de 1956, sont très incertaines.

L'historique de la région d'étude a démontré qu'elle est une zone sismique et instable, car plusieurs tremblements de terres en surgit dans les parages et les comptés voisins telle que dans la Wilaya de Jijel et celle de Constantine.

I.4 Situation climatique

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données sur le climat qui sont nécessaires à la construction des différents ouvrages du projet; barrage, conduites de l'adduction, station de pompage, station de traitement et réservoirs essentiellement.

La pluviométrie est traitée à part. Pour l'ensemble des ouvrages, la station climatologique de référence est celle de Jijel (station du Barrage El Agrem de code 03 03 03). Et de coordonnées géographiques suivantes :

Longitude : 05° 50' 11"

Latitude : 36° 44' 06"

a)Température de l'air

Le fait marquant en Algérie est le sirocco, vent chaud et sec en provenance du Sahara : les maxima absolus de températures (40 à 45 °C) sont dus à ce phénomène particulier. On dénombre une vingtaine de jour de sirocco en Algérie du Nord.

A l'opposé, les jours de gelée sont rares (quelques jours par an). Les plaines côtières sont blanches de neige à peu près tous les dix ans.

L'analyse des températures a été effectuée à partir de la station climatologiques de référence, qui est la plus proche de la zone d'étude : celles du Barrage El Agrem à la commune de Jijel de code 03 03 03.

Le tableau suivant illustre les différentes températures de cette station prise comme référence sur une période de 10 ans (2000-2010).

Tableau I.1 : Températures mensuelles.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Tmoy°C	11.43	11.85	13.6	16.21	19.17	23.24	26.4	26.4	23.57	21.04	16.09	13
Tmax°C	20.05	21.4	25.6	28.07	30.86	35.6	39.24	39.5	35.82	33.45	26.9	22.12
Tmin°C	3.58	4.66	3.95	7.21	10.04	14.16	17.42	17.19	15.5	12.34	8.48	5.05

Source ANRH.Jijel

On peut remarquer que la température annuelle moyenne mesuré à la station prise comme référence est de 18.4°C.

b) Humidité de l'air

L'humidité moyenne sur l'année marquée dans la station de référence est de 65 %: elle vaut probablement 68 % dans la zone du barrage de Kissir. L'humidité mensuelle varie très peu d'un mois à l'autre autour de la valeur annuelle. L'hygrométrie peut descendre au dessous de 15% les jours de sirocco et atteint 100 % les jours de brouillard.

c) Vent

Les vents dominants sur la côte sont de secteur Nord (de NE à NO). Leur vitesse moyenne mensuelle à deux mètres du sol est proche de 7 Km/h (mesuré à la station de référence), sans grande variation d'un mois à l'autre sur toute l'année.

d) Précipitation

La willaya de Jijel est connue par une précipitation importante ; par fois elle dépasse 200 mm par moi. Ce qui nous offre à bien utiliser cette énergie. La pluviométrie mensuelle est calculée à partir des derniers 30 années d'observation à la station de référence du Barrage El Agrem de code 03 03 03. Les résultats de l'analyse spécifique des précipitations conduisent aux valeurs suivantes caractéristiques de la zone de projet.

Tableau I.2 : Précipitations mensuelles interannuelles dans la zone du projet

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pmoy(mm)	85.93	76.28	142.12	212.9	170.23	122.3	104	94.56	46.07	17.38	4.58	8.92

Source ANRH.Jijel

On remarque que la pluviométrie annuelle enregistré à la station est de 1085.27mm.

I.5 présentation des différents ouvrages du projet

Le projet qu'on doit étudier est l'un des grands projets réalisés dans la willaya de Jijel. Il est destiné pour l'alimentation en eau potable des centres urbains situés sur le couloir ElAouana-Jijel.

Ce projet contient plusieurs ouvrages hydrauliques pour but de maitre de l'eau potable à la disposition des différents consommateurs. Ces ouvrages sont :

- Un Barrage en terre (Barrage de Kissir) destiné à l'alimentation en eau potable.
- Une station de traitement de capacité maximale de 120 000 m³ / j à l'horizon de calcul avec ces équipements.
- Une station de pompage pour assurer le refoulement d'eau potable aux différentes agglomérations.
- Les conduites pour transporter l'eau potable.
- Les réservoirs : pour le stockage et distribution de l'eau.

A- Barrage Kissir

Le barrage de Kissir est caractérisé par une cote du sommet de la tranche morte de 19.5 NGA, Et une cote de PHE de 47.9NGA.

B- Prise d'eau

La prise d'eau est effectuée directement au niveau de la digue. A une cote de 20mNGA, juste à la crête de la tranche morte et en bas du niveau de la tranche utile.

C- Conduite barrage Kissir-station de traitement

L'alimentation de la station de traitement en eau brute à partir du Barrage Kissir est assurée à l'aide de deux conduites en fonte de 900mm de diamètre et d'environ 500 m de longueur avec un écoulement gravitaire.

D- Station de traitement

La station de traitement est destinée pour le traitement des eaux brutes proviennent du barrage Kissir. Elle a une capacité maximale à l'horizon de calcul de 120 000 m³/j. La cote du niveau d'eau dans le bassin d'aération à l'entrée de la station de traitement est de 10NGA.

La chaîne de traitement comporte les phases suivantes :

- Dégrillage
- Aération
- Coagulation / floculation
- Clarification
- Filtration
- Désinfection au chlore
- Traitement des boues

E- Réservoirs d'eau traitée

Après l'opération du traitement des eaux brutes, l'eau doit être stockée dans des réservoirs dite réservoirs d'eau traitée. Les réservoirs de stockage des eaux traitées sont de capacité totale de 4x5000 m³. De type semi- enterrés.

F- Station de pompage

Cette station est située dans la même enceinte que la station de traitement, refoule l'eau traitée dans quatre directions :

1. Une branche vers les réservoirs existants de Jijel.
2. Une branche vers Mezghetane.
3. Une branche vers le réservoir existant de Timizert
4. Une branche ouest vers El Aouana.

La station de pompage est réalisée sur une cote du terrain naturel de 2m NGA.

G- Conduites de refoulement

Les conduites des adductions sont destinées pour acheminer de l'eau potable traitée dans la station de traitement, vers les réservoirs de distribution répartis dans les agglomérations situées sur le couloir El Aouana – Jijel.

H- Réservoirs de distribution

Les réservoirs de distribution sont répartis au niveau des agglomérations concerné pour l'alimentation en eau potable. Les différentes caractéristiques de ces réservoirs sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau I.3 : caractéristiques des réservoirs de distribution.

Réservoir	ville	Capacité m ³	Côte radier NGA
Bourchaïd 1 (est)	El Aouana	1x300	78
Bourchaïd 2 (ouest)	El Aouana	1x300	80
El Aouana 1 (ouest)	El Aouana	1x500	95
El Aouana 2 (intermédiaire sud)	El Aouana	2x1000	145
El Aouana 3 (est)	El Aouana	2x200 + 50	80
Zhun,	Zhun	2x3000	200
Bouinar,	Ouled Bouinar	1x1000	109
Crête	Jijel	2x2000	69
Timizert	Timzert	1x1000	84

Source ;DHW.Jijel

La figure ci-après nous montre la disposition des différents ouvrages du projet. Tels que : le barrage Kissir, la station de pompage, la station de traitement et les réservoirs de distribution. Ainsi que le tracé préalable des conduites de refoulement.

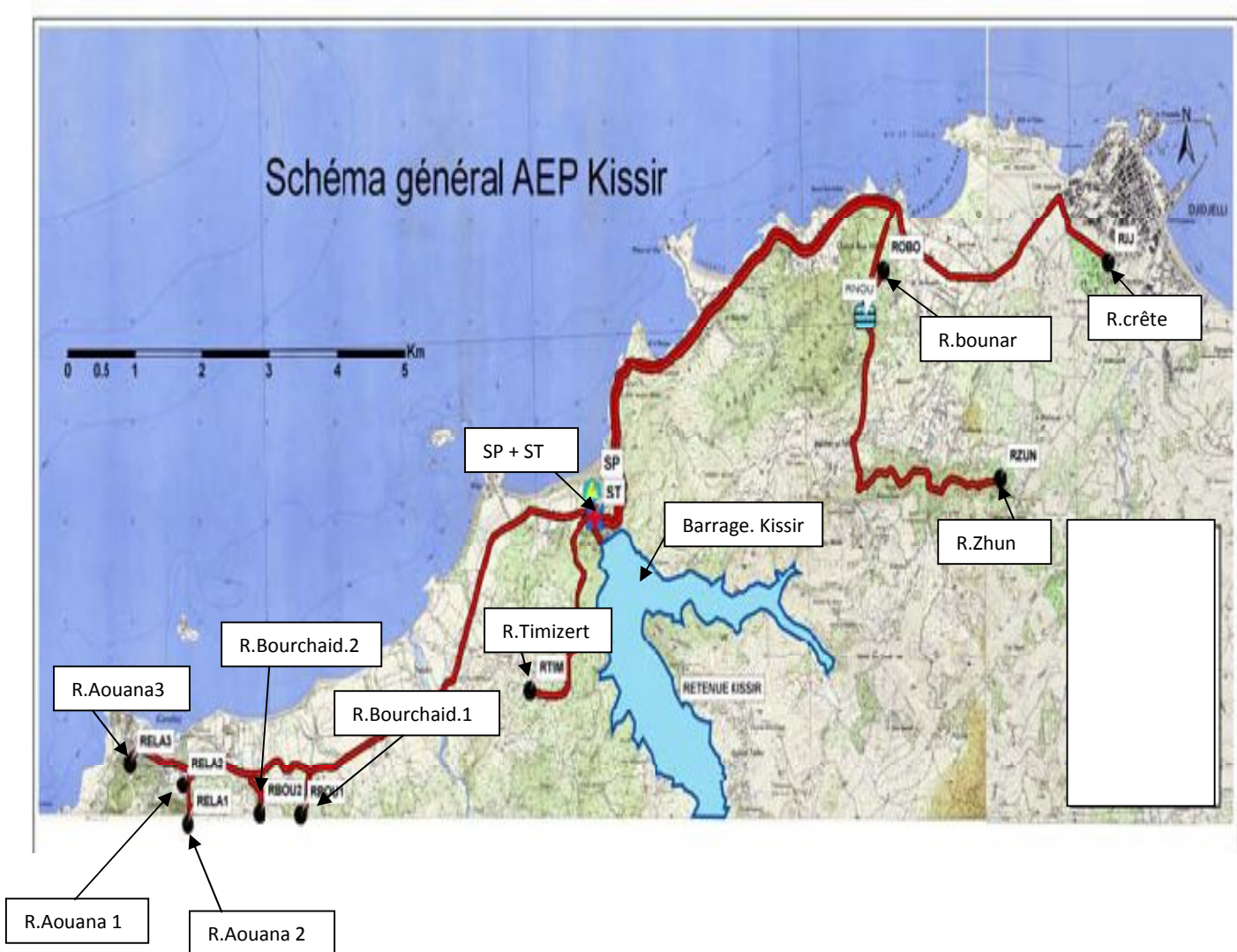


Figure I-3 : Schéma général du projet (ANBT.Jijel)

Dans notre projet de fin d'étude, on doit traiter seulement le problème du transport des eaux. C'est-à-dire on va chercher la manière pour transporter l'eau potable aux différentes agglomérations. Pour cela, on doit :

- Dimensionner les conduites de refoulement.
- Dimensionner les pompes des différentes lignes de refoulement.
- Dimensionner les réservoirs projetés (tampon).

Conclusion:

Dans ce chapitre on a illustré tout les caractéristiques du projet de transfert des eaux potables à partir du barrage de Kissir vers les agglomérations situées sur le couloir ElAouana - Jijel, ainsi que les conditions du terrain tel que la topographie et la géologie, et aussi les différents ouvrages qui composent ce système d'adduction et surtout les enjeux capitaux de ce transfert vu le déficit en eau potable dont la région souffrent.

L'estimation des besoins en eau de toutes les agglomérations situées dans la zone d'étude fixe une capacité maximale totale de la station de traitement à l'horizon de calcul de 120 000 m³/j. en introduisant un pourcentage de 30 % des besoins totaux considérés comme des pertes que ça soit au niveau de la station de traitement, au niveau des adductions ou au niveau des réseaux de distribution.

Cette capacité de 120 000 m³/j d'eau traitée doit satisfaire le déficit en eau potables des agglomérations situées sur le couloir El Aouana – Jijel à l'horizon de calcul.

Chapitre II

Calcul de l'adduction

Introduction

Ce chapitre est destiné pour le calcul de l'adduction. Mais avant de passer au calcul de l'adduction, il faut d'abord terminer l'estimation des besoins en eau de tous différents consommateurs des agglomérations situées sur le couloir El Aouana – Jijel.

Après l'estimation des besoins des agglomérations, on passe au calcul de l'adduction où on propose des variantes pour le choix du tracé. A fin d'aboutir à la variante adéquate.

II.1 Estimation des besoins en eau

Les informations recueillies considèrent tantôt toute la commune d'El Aouana comme faisant partie de la zone du projet, tantôt les seules agglomérations d'El Aouana et Timzert. Dans la suite, nous considérerons que les 2 communes d'El Aouana et de Jijel font totalement partie de la zone du projet.

II.1.1 Besoins domestiques

Selon les recensements de 1987 et 1998, la population de la commune de Jijel s'est accrue entre les deux dates, de 4.66% par an pendant que celle d'El Aouana n'a guère évolué, voire légèrement diminué, sachant que le taux d'accroissement moyen enregistré dans toute la Wilaya est de 1.7% par an.

Les conditions qui régnaient à l'époque peuvent expliquer ces données. Pour les prévisions futures jusqu'en 2032, nous devons tenir compte de conditions normales et des perspectives de développement touristique d'El Aouana, dont les plages constituent déjà un pôle d'attraction pour les vacanciers en été.

Nous supposerons donc, en accord avec les prévisions de l'ONS, qu'entre 1998 et 2012, le taux d'accroissement observé pour Jijel s'est maintenu, mais qu'à partir de cette date, ce taux diminuera progressivement pour atteindre 1.5% par an en 2032.

Cela revient à considérer un taux moyen de 3% par an entre 2012 et 2032, taux retenu par la DHW pour El Aouana.

Quant à la population d'El Aouana, nous considérerons qu'elle évolue à raison de 1.8% par an entre 1998 et 2012, taux moyen de la Wilaya entre 1987 et 1998, et qu'à partir de 2012, elle évoluera au taux moyen de 3% eu égard aux perspectives touristiques qui s'offrent à la région, et conformément aux hypothèses admises par la DHW.

On admet que le taux de branchement atteindra 100 % à l'horizon de 2032. La méthode de calcul du développement de la population est donnée par :

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

P : nombre des habitants à l'horizon de calcul.

P_0 : nombre des habitants au dernier recensement.

τ : taux d'accroissement de la population.

n : nombre des années sépare les deux horizons.

II.1.2 Consommation d'eau

Selon les estimations de la DHW de la wilaya de Jijel, la consommation domestique actuelle en eau n'est pas connue, par contre la consommation des gros abonnés représente déjà 14 l/j et par unité pour les 2 communes et dénote la présence d'équipements collectif et d'un tissu économique appréciables. Nous admettons que le taux de branchement sera de 100% en 2032, que la consommation tout usage mais hors tourisme est de 150 l/j/hab.

Selon les informations données par la DHW de la wilaya de Jijel, la quantité d'eau pour la satisfaction des besoins des gros consommateurs est donnée comme suit :

La ville de Jijel : 2290 m³/j.

La ville d'El Aouana : 170 m³/j.

II.1.3 Consommation touristique

Les projets identifiés actuellement sont constitués d'hôtels de 5000 lits, d'un port de plaisance de 400 anneaux et d'un terrain de golf.

Les chiffres avancés par la direction du tourisme sont de 3 000 m³/j. 2 000 m³/j réservés à la commune d'El Aouana et 1 000 pour la ville de Jijel. Ces prévisions nous paraissent raisonnables et correspondent à 400 l/j/lit pour les hôtels, 1 m³/j/anneau pour le port, en plus des autres activités touristiques. Les besoins d'irrigation du terrain de golf sont exclus. Ces besoins ne seront pas pris en compte dans le dimensionnement du système, étant donné que les opérateurs du secteur peuvent faire appel à des ressources non conventionnelles telles que le dessalement d'eau de mer et les eaux usées épurées.

Il faudrait cependant prévoir un dimensionnement large des infrastructures pour un éventuel appoint d'eau ou alimentation de secours.

II.1.4 besoins administratives

En manque des données sur la consommation administrative pour les deux communes étudiées, et pour l'estimation des ces besoins, on se basant sur les informations données par l'annexe I.1. Qui permet de nous donner approximativement la consommation administrative en fonction de la taille de l'agglomération.

Pour notre cas, les besoins administratives sont répartis comme suit :

Jijel : les besoins administrative représentent 20% de la consommation domestique.

El Aouana : les besoins administratives représentent 15% de la consommation domestique.

II.1.5 Pertes

Nous admettons un taux des pertes en 2032, de 15% du volume produit, après rénovation totale des réseaux de distribution à terme.

Par référence à la situation actuelle du secteur et de l'état des réseaux de distribution, le taux des pertes en 2012 est considéré égal à 30% du volume produit (d'après l'estimation de l'ADE et la DHW de la wilaya de Jijel).

II.1.6 Pointe journalière [2]

Le coefficient de pointe dépend de la taille des agglomérations et de leur spécificité. Généralement, on admit un coefficient de 1.4 pour les villes de même importance.

Le coefficient admis est de 1.4 pour 2012 et diminuera progressivement pour atteindre 1.3 en 2032 pour les deux communes.

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pendant la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{\max} et β_{\max} ; tel que :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \dots\dots\dots (II.2)$$

Avec :

α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,5$.

β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau ci-après récapitule les données de base des deux villes :

Tableau II.1 : Données de base de Jijel et d'El Aouana.

Désignation	Jijel	El Aouana
Population en 1998	115 678	12 384
Population en 2012	179 000	16 879
Nombre d'abonnés	20668	1718
Demandes en attente	-	600
Gros consommateurs		
-m ³ /j	2290	170
- l/j/hab.	14	14
Taux d'accroissement annuel (dégressif entre 2012 et 2032 pour Jijel) :	3%	3%
Besoins tout usage hors tourisme (l/j/hab) :		
-2012	150	150
-2032	160	150
Besoins administratives (% de la consommation domestique)	20%	15%
Pertes sur réseaux (% de la production)		
-2012	30%	30%
-2032	15%	15%
Pointe jour :		
-2012	1.4	1.4
-2032	1.3	1.3

Source DHW

Le débit moyen journalier de chaque type de consommateur est donné par :

$$Q_{moy,j} = \frac{N_i * dot}{1000} \dots\dots\dots(II.3).$$

II.1.7 Estimation des besoins en eau de la ville de Jijel

Les résultats de calcul pour l'estimation des besoins en eau de Jijel sont donnés dans le tableau II.2.

Tableau II.2 : Besoins en eau estimés de la Commune de Jijel.

Désignation	2012	2032
Population (habitants)	179 000	323 294
Besoins domestiques et collectifs (m ³ /j)	26 850	51 727
Gros consommateurs (m ³ /j)	2 290	2 290
Besoins touristiques (m ³ /j)	1 000	1 000
Besoins administratives (m ³ /j)	5 370	10 345
Pertes (m ³ /j)	8 055	7 759
Besoins du jour moyen avec pertes (m ³ /j)	43 565	73 121
Besoins du jour de pointe (m ³ /j)	60 991	95 057
Débit moyen du jour de pointe (l/s)	706	1 100
Besoins annuels en hm ³	22.26	34.21

II.1.8 Estimation des besoins en eau de la commune d'El Aouana

Les besoins en eau des agglomérations de la commune d'El Aouana sont donnés dans le tableau II.3.

Tableau II.3 : Besoins en eau estimés de la commune d'El Aouana.

Désignation	2012	2032
Population	16 879	30 487
Besoins domestiques et collectifs (m ³ /j)	2 532	4 573
Gros consommateurs (m ³ /j)	170	170
Besoins touristiques (m ³ /j)	2 000	2000
Besoins administratives (m ³ /j)	323	583
Pertes (m ³ /j)	646	583
Besoins du jour moyen avec pertes (m ³ /j)	5 671	7 909
Besoins du jour de pointe (m ³ /j)	7 939	10 281
Débit moyen du jour de pointe (l/s)	92	119
Besoins annuels en hm ³	2.71	3.44

La répartition des débits pour différentes lignes de refoulement est donnée en annexe.

D'après les résultats trouvés, on remarque que les besoins totaux des deux communes à l'horizon de pointe 2032 sont estimés à 1219 l/s, ce qui nous donne un volume annuel total de 38.13 hm³.

D'autre part le volume régularisé du barrage de Kissir destiné à l'alimentation en eau potable est de 42 hm³, Avec un taux de satisfaction de 95 %.

II.2 calcul de l'adduction

II.2.1 Type d'adduction [2]

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

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

a) Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. 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.

b) 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.

c) 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.

II.2.2 Type d'écoulement [2]

Dans les adductions destinées pour le transport des eaux potables, On distingue deux types d'écoulement :

a) Ecoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge (soumis uniquement à la pression atmosphérique) tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

b) Ecoulement en charge

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

II.2.3 Critères du choix du tracé de l'adduction

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction, et qui doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.

Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu.

II.2.4 Choix du matériau de la conduite [2]

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

- ✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
 - Adaptation aux terrains de pose ;
 - Bonne étanchéité ;
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
- ✓ 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 conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les conduites en fonte ; les conduites en acier ; les conduites en matière thermoplastique et les conduites en béton dont voici les caractéristiques.

A. Fonte

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

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite, mais elle n'est pas adéquate aux terrains trop accidentés.

B. Acier

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

C. PEHD

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge des grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à $\Phi 300$ sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

D. Amiante Ciment

L'amiante ciment reste déconseillé pour l'alimentation en eaux potables. Il nécessite beaucoup de pièces spéciales dont la disponibilité reste aléatoire.

Conclusion

Plusieurs variantes sont possibles concernant la nature des canalisations. Les spécifications ci-après sont relatives à la solution « **fonte** ». Dans notre adduction on a choisi des conduites en fonte vu leur résistance et leur capacité à s'adapter à la nature du terrain qui n'est pas très accidenté et donc le risque d'avoir des pressions importantes dans l'adduction.

Les tubes fonte seront fabriqués à partir des produits plats formés en profil circulaire et soudés longitudinalement ou hélicoïdalement par pression ou par fusion.

L'usine de fabrication des tubes devra être dotée de systèmes de qualité conformes aux prescriptions internationales.

II.3 Calcul Hydraulique [3]

Dans notre projet, et pour assurer l'alimentation en eau potable des différentes agglomérations, selon le terrain on doit obligatoirement utiliser deux types d'adduction :

- Adduction en refoulement.
- Adduction mixte.

Pour les adductions mixtes, le calcul se diffère selon le cas : le cas gravitaire ou le cas de refoulement.

II.3.1 Cas gravitaire

En cas d'un écoulement gravitaire en charge, la détermination du diamètre le plus avantageux sera comme suit :

Connaissant les cotes des plans d'eau des points de départ et de point d'arrivé C_{pe1} et C_{pe2} .

→ En appliquant l'équation de la charge totale au point de départ, on trouve :

$$C_{pe1} = Z_1$$

→ En appliquant l'équation de la charge totale au point d'arrivé, on trouve :

$$C_{pe2} = Z_2$$

$$\Delta H_d = Z_1 - Z_2 = C_{pe1} - C_{pe2} \quad \text{avec } C_{pe1} > C_{pe2} ; \text{ représente la charge disponible.}$$

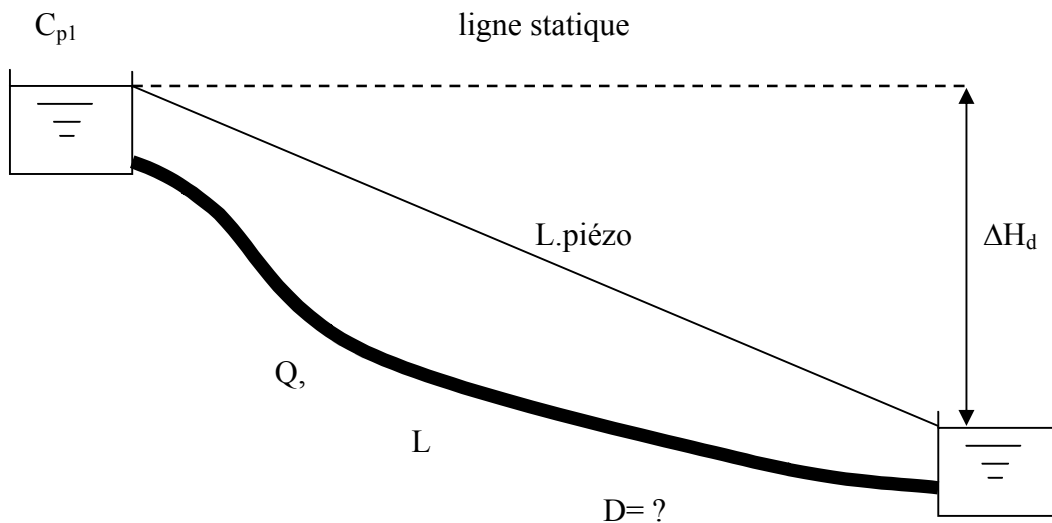


Figure II-1 : schéma simplifié d'une adduction gravitaire.

Pour déterminer le diamètre de l'adduction gravitaire, on tient compte de l'hypothèse suivante :

On suppose que la charge disponible ΔH_d doit être égale à la perte de charge.

Selon l'équation universelle de DARCY la perte de charge est donnée par :

$$\Delta H_t = \frac{K * L_{eqt} * Q^2}{D_{cal}^5} \dots\dots\dots (II.4)$$

On sait que l'écoulement est variable selon le régime d'écoulement et suivant la nature du matériau. Pour cela, on fait intervenir certains coefficients (m et β) qui tiennent compte du régime d'écoulement et de la nature du matériau de la canalisation. Le calcul du diamètre de la conduite se fait en moyennant de la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eqt} * Q^\beta}{D_{cal}^m} \dots\dots\dots(II.5)$$

Donc le diamètre calculé de la conduite sera alors :

$$D_{cal} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eqt} * Q^\beta}{\Delta H_t}} \dots\dots\dots(II.6)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

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 **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/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 II.4

Tableau II.4 : 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	4,772	2

Ce diamètre calculé permet de donner une ligne de charge qui coupe les deux plans d'eau.

Les conduites sont en fonte. On peut prendre : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

II.3.2 cas de refoulement

Les relations qui nous permettent la détermination du diamètre de la conduite de refoulement sont les suivantes :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin}) \dots\dots\dots (\text{II.7})$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bresse}) \dots\dots\dots (\text{II.8})$$

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

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

a) Méthode basant sur le cout de l'énergie et le coût de construction

La formule qui prend en compte le facteur de consommation est :

$$D_{\epsilon} = C \times E^{\frac{1}{\alpha}} \times Q^{\frac{\beta}{\alpha}} \dots\dots\dots (\text{II.9})$$

Avec: C = —

Démonstration de la formule (II.9) :

- $C_t = C_{const} + C_{expl} \dots\dots\dots (1)$

Avec : C_t : coût total

C_{const} : Coût de construction.

C_{expl} : Coût d'exploitation.

- $N = \frac{\rho \times Q \times g}{\eta} \times (H + \Delta H)$ (2)

Avec :

N : puissance de la station de pompage

Hg : la hauteur géométrique entre le niveau dynamique est le niveau de trop plein du réservoir

ΔH : la perte de charge

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

Q : le débit véhiculé par la conduite

Donc les dépenses d'énergie électrique seront :

- $E_t = N \times T_{st}$ (2')

Avec : E_t : dépense d'énergie

T_{st} : temps de fonctionnement de la station de pompage (1 an)

Les dépenses totales sont :

- $C_t = C_{const} + t \times C_{expl}$ (3)

t : délai d'amortissement des capitaux investis (4 à 8 ans pour le service A.E.P)

Considérons les dépenses d'exploitation qui sont déterminées par la relation suivante :

- $C_{expl} = R \times C_{const} + C_{energie}$ (4)

R : décompte d'amortissement et le coût des travaux de réparation en % du coût de la construction de la canalisation.

Tableau II.5 : La valeur de R en fonction du matériau de la canalisation.

Matériau	Acier	Fonte	Amiante ciment
R%	2.4	2.4	5.5

- Coût d'énergie : représente les dépenses réduites pour la construction et l'exploitation par année

Nous pouvons donc écrire $W = -C = - + \text{---} C + C$ (5)

Evaluation de C_{const}

Le coût de la construction de la conduite est déterminé à l'aide de l'expression suivante

- $C = a + b * D^\alpha$ (6)

Avec : a, b : grandeurs dépendant du type de tuyau, de la profondeur de pose et le type de sol.

α : coefficient tenant compte du lien : investissement-diamètre.

On peut écrire :

$$C - a = b \times D^\alpha$$

Ou bien $\log(C - a) = \log b + \alpha \log D$

Les valeurs de a,b, α , en fonction du type de matériau sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Valeurs de a,b, α , en fonction du type de matériau.

Tuyau	α	b	a
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.6	107	8.4
A. Ciment	1.95	78	11
Plastique	1.95	157	9

Evaluation du cout de l'énergie électrique

• $C = N \times T \times \sigma \times \delta \dots\dots\dots(6')$

Avec : N : puissance de la station de pompage (Kwh).

T : temps de fonctionnement de la station de pompage.

σ : Prix de KWh.

δ : Coefficient dépendant de l'irrégularité de la consommation et le régime de travail de la station de pompage.

Le coefficient δ est donné par la relation suivante :

$$\delta = \left[\frac{\dots}{x \times x} \right]^3 \dots\dots\dots ;(6'')$$

Avec :

K : Coefficient d'augmentation annuel de la consommation d'eau K =1.03 à 1.04

K : Coefficient de variation journalière de la consommation : 1.1 à 1.3

K : Coefficient de variation horaire de la consommation dépend de la courbe de consommation.

Si nous tenons compte du régime d'écoulement et du matériau de la conduite, la relation de perte de charge sera donnée par la formule de Darcy -Weisbach

$$\Delta H = \frac{K \times Q^m \times L}{\eta} \dots \dots \dots ; (6''')$$

Avec : β : exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : exposant tenant compte du type de matériau

En injectant la formule (6''') dans la relation (2) nous obtiendrons :

$$\bullet N = \frac{K \times Q^m \times \left(\frac{K \times Q^m}{\eta} \right)}{\eta} \dots \dots \dots (7)$$

Tenant compte de la formule (5), (6), (6') et (7) nous obtiendrons :

$$\bullet W = 0,01 \left(a + b D^{\beta} \right) + 86.10 \cdot \frac{K \cdot \delta}{\eta} \cdot \sigma \cdot \delta \dots \dots \dots (8)$$

En conséquence le diamètre économique est obtenu en dérivant $\frac{dW}{dD} = 0$

Ce qui donne :

$$D = \left[\frac{K \cdot \delta}{\eta} \right]^{\frac{1}{\beta}} \cdot Q^{\frac{\beta}{\beta-1}} \dots \dots \dots (II.9)$$

Les valeurs de K', m, β sont données dans le tableau II.5.

Cette relation est de forme :

$$D_{ec} = E^{\frac{1}{\alpha+m}} * Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} * C^{\frac{\beta}{\alpha+m}}$$

$$Q_j = C_j \times Q$$

Q_j : débit du tronçon calculé.

Q : débit total sorti de la pompe.

E : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris quelques exposants hydrauliques.

$$E = 10 \cdot M \cdot \sigma \cdot \delta \dots \dots \dots (II.10)$$

M : facteur tenant compte du matériau de la canalisation.

Tableau II.7 : Valeur de M en fonction du matériau

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Amiante ciment	0.24
Plastique	0.13

Cette formule donne des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés. La question qui se pose pour quel diamètre normalisé doit-on opter ? Pour cela, on considère une autre méthode.

b) Autre méthode de détermination du diamètre économique

Les formules précédentes pour le calcul du diamètre économique, donnent des diamètres calculés, qui n'existent pas sur le marché. Le problème qui se pose : quel diamètre normalisé doit-on opter ?

Pour cela, on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre calculé), et on calcul d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitation.

b.1 Amortissement annuel

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation, et déterminés par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \dots\dots\dots (II.11)$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 20 ans.

A.N : $A = \frac{0,08}{(1 + 0,08)^{20} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = \mathbf{0,1018}$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D₁, D₂,..... D_n).

b.2 Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D_1, D_2, \dots, D_n . Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminés les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D_1, D_2, \dots, D_n .

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donnée que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D_1, D_2, \dots, D_n .

Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

II.4 Caractéristiques de l'adduction

II.4.1 Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \dots\dots\dots(\text{II.12})$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta h = 1,1x \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach}) \quad \dots\dots (\text{II.14})$$

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

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

Avec :

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\epsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad \dots\dots\dots (\text{II.15})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log}\left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad \text{(Formule Colebrook)..... (II.16)}$$

R_e : Nombre de Reynolds ;

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad \text{.....(II.17)}$$

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

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

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est calculé par la formule de Nikuradzé.

II.4.2 Puissance de pompage

$$P = \frac{\rho x g x H_{mt} x Q}{\eta} \quad \text{.....(II.18)}$$

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

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

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

η : rendement de la station de pompage.

II.4.3 Energie consommée par le pompage

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P \times t \times 365 \quad \text{.....(II.19)}$$

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

II.4.4 Dépense annuelle de l'énergie

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta \times E \dots\dots\dots(\text{II.20})$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh.

II.5 Etude des variantes

II.5.1 Alimentation de la zone d'El Aouana

Présentation des variantes

Variante N°1

Dans cette variante, on suppose que la zone d'El Aouana est Alimentée par une seule ligne de refoulement, et l'alimentation des réservoirs est assurée à l'aide des piquages le long de la conduite de refoulement joignant la station de pompage et le réservoir El Aouana2. Les réservoirs Aouana1 et Aouana2 sont alimentés gravitairement à partir du réservoir Aouana2 (Voir figure II.2).

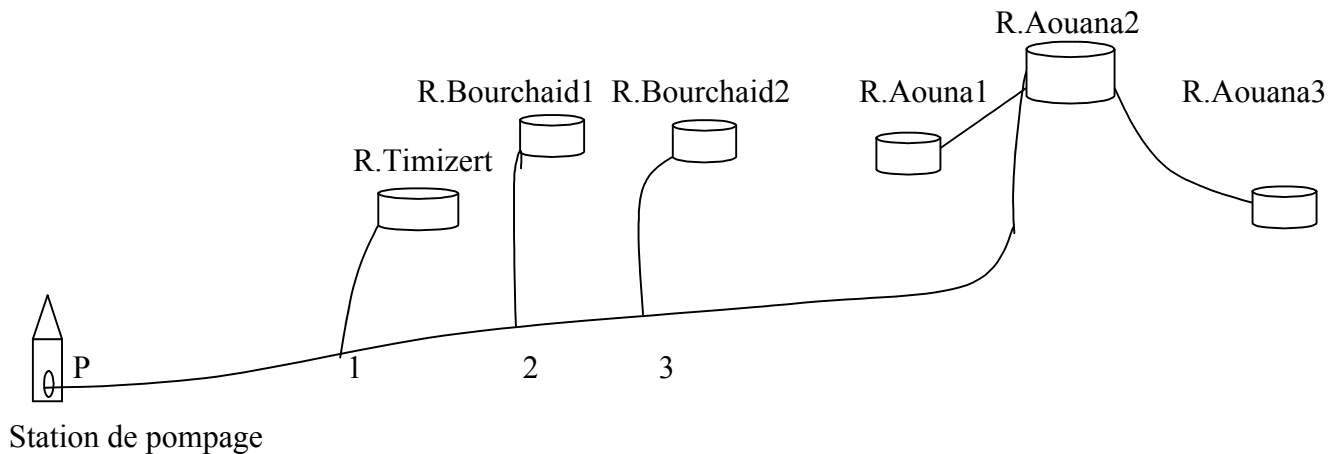


Figure II.2 : schéma simplifier de la ligne d'El Aouana.

Variante N°2

Dans cette variante, on considère que la zone d'El Aouana est décomposée en deux parties, dont elle est alimentée par deux lignes de refoulement : une ligne pour la partie de Timizert et l'autre pour El Aouana. Comme nous montre la figure II.3.

a) Calculs de la variante N°1

D'après le schéma simplifié, on remarque que les adductions forment un réseau ramifié. Le calcul du diamètre économique se fait par l'utilisation de la relation suivante :

$$D_{ec} = E^{\frac{1}{\alpha+m}} * Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} * C^{\frac{\beta}{\alpha+m}}$$

Avec : $\alpha=1.6$; $\beta=2$; $m=5.3$

D'autre part on a : $E = 10. M. \sigma. \delta$

Le matériau de la conduite de refoulement est en fonte, donc et d'après le tableau II.7 on tire la valeur de : $M = 0.43$

σ : Prix moyen du Kwh. Qui égal à 1.078 DA.

$$\gamma = 1/(1.035 \times 1.2 \times 1.4)^3 = 0.19$$

$$E = 10 \times 0.43 \times 1.078 \times 0.19 = 0.881$$

Donc le diamètre économique du premier tronçon relié la station de pompage et le premier point de ramification est donné par :

$$D_{ec} = (0.881)^{0.145} \times (0.119)^{0.435} = 0.389 \text{ m.}$$

Les calculs des différents tronçons sont donnés dans les tableaux suivants :

Partie refoulement

Tableau II.8 : calcul de la première variante (partie refoulement).

tronçon	E	Q (m ³ /s)	Cj	D _{eco} (m)	V (m/s)	DN (mm)	nouvelle vitesse (m/s)
P – 1	0,881	0,119	1	0,389	1	0,4	0,95
1 – 2	0,881	0,089	0,75	0,315	1,14	0,35	0,93
2 – 3	0,881	0,074	0,62	0,276	1,24	0,3	1,05
3 - Aou2	0,881	0,059	0,50	0,234	1,37	0,3	0,84
1 - Timizert	0,881	0,03	0,25	0,143	1,86	0,15	1,70
2 - Bour1	0,881	0,015	0,13	0,087	2,54	0,125	1,22
3 - Bour2	0,881	0,015	0,13	0,087	2,54	0,125	1,22

Partie gravitaire

Tableau II.9 : calcul de la première variante (partie gravitaire).

tronçon	cote de départ	cote d'arrivée	Débit (m ³ /s)	K'	L (m)	L _{eq} (m)	ΔH _d (m)	D _{cal} (m)	DN (mm)	V (m/s)
Aoua2-Aoua1	145,8	98,8	0,03	0,00179	540	594	47	0,130	0,15	1,70
Aoua2-Aoua3	145,8	84,3	0,029	0,00179	2950	3245	61,5	0,168	0,15	1,64

La hauteur manométrique totale de la pompe sera alors :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_t = (145.8-3) + (5.81 + 9.15 + 5.73 + 11.60) = 175.09 \text{ m.}$$

Donc on prend une H_{mt} de la pompe égale à 177 m.

b) Calcul de la deuxième variante

Comme on a mentionné précédemment, dans cette variante, on suppose que la commune d'El Aouana est alimentée par deux lignes de refoulement ; une ligne alimente les réservoirs : Bourchaïd1, Bourchaïd2 et Aouana2 (les réservoirs : Aouana1 et Aouana3 sont alimentée gravitairement à partir du réservoir Aouana2). Et une deuxième ligne destinée à alimenter le réservoir de Timizert.

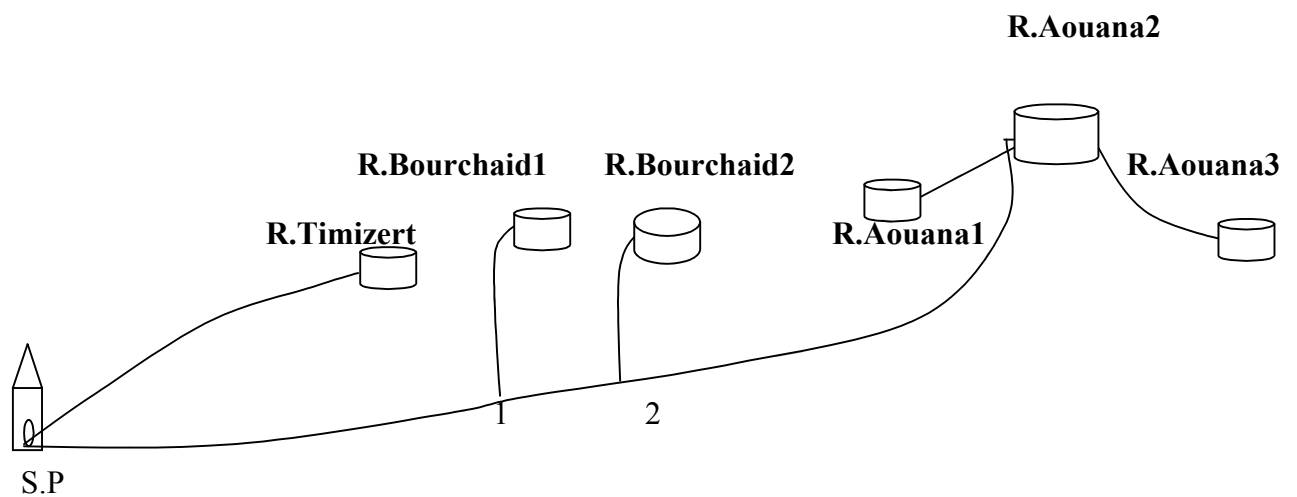


Figure II.3 : Schéma simplifié de la deuxième variante.

Première ligne de refoulement

D'après ce schéma, on remarque que la ligne joignant la station de pompage et le réservoir Aouana2 est une adduction sous forme d'un réseau ramifié. Le dimensionnement de cette adduction est donné comme suit :

Partie refoulement

Tableau II.10 : calcul de la première ligne de refoulement.

tronçon	E	Q (m ³ /s)	C _j	D _{eco} (m)	V (m/s)	DN (mm)	Nouvelle vitesse (m/s)
S.P – 1	0,881	0,089	1	0,343	1	0,35	0,93
1 – 2	0,881	0,074	0,83	0,300	1,05	0,3	1,05
2 - Aou2	0,881	0,059	0,66	0,255	1,16	0,3	0,84
2 - Bour1	0,881	0,015	0,17	0,094	2,15	0,125	1,22
3 - Bour2	0,881	0,015	0,17	0,094	2,15	0,125	1,22

Partie gravitaire

Tableau II.11 : calcul des tronçons gravitaires.

tronçon	cote de départ (m)	cote d'arrivée (m)	Débit (m ³ /s)	K'	L (m)	L _{eq} (m)	ΔH _d (m)	D _{cal} (m)	DN (mm)	V (m/s)
Aoua2-Aoua1	145,8	98,8	0,03	0,00179	540	594	47	0,130	0,15	1,70
Aoua2-Aoua3	145,8	84,3	0,029	0,00179	2950	3245	61,5	0,168	0,15	1,64

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_t = (145.8 - 3) + (15.75 + 5.73 + 11.60) = 175.88 \text{ m.}$$

Deuxième ligne de refoulement

Cette ligne joignant la station de pompage et le réservoir de Timizert. Elle doit véhiculer un débit de 30 l/s sur une distance de 1870 m. Dans notre projet, le matériau de l'adduction est la fonte. Ce qui nous donne une rugosité absolue à l'horizon de 0.2 mm [1].

Le dimensionnement de cette adduction se fait par le calcul du diamètre économique en utilisant au préalable l'une des formules simplifiées, et soit celle de Bonnin :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.03} = 0.173m.$$

Pour un diamètre de 200 mm, on trouve que la vitesse d'écoulement est égale à 0.95 m/s. c'est acceptable. Pour ne pas avoir une perte de charge importante.

Tableau II.12 : calcul de la ligne de Timizert.

tronçon	Q (m ³ /s)	D (mm)	λ	L (m)	L _{eq} (m)	ΔH (m)	H _{mt} (m)
S.P - Timezert	0.03	200	0.021	1870	2057	16.3	90

Conclusion

La comparaison entre ces deux variantes nous donne :

- La première variante nécessite l'utilisation de trois pompes de Hmt = 175 m (deux pompes en service et une autre de secours).
- Dans la première variante, il faut avoir un diamètre entre la station de pompage et le premier point de ramification de 400mm. Sur une longueur environ 1900m. et un diamètre de 150mm pour une longueur de 530 m.
- La première variante nécessite la traversé des zones urbanisées. le tranché reliant le point de ramification et le réservoir de Timizert se fait dans la route.
- La deuxième variante nécessite l'utilisation de quatre pompes ; deux pompes d'une Hmt égale à 175 m (refoulement vers El Aouana), Et deux pompes de Hmt égale à 90 m (refoulement vers Timizert).
- Dans la deuxième variante la ligne de Timizert a une longueur de 1870 m, et un diamètre de 200 mm.

D'après ces résultats, et pour plus de sécurité (assurer l'alimentation en eau des zones du projet). On abouti à la deuxième variante.

II.5.2 Alimentation de la ville de Jijel

Le débit prévu pour l'alimentation de la ville de Jijel est de 1100 l/s avec un temps de pompage de 24h/24. Ce débit doit être véhiculé par deux ligne de refoulement : une ligne vers le réservoir au sein de la ville de Jijel dit de crête avec un débit de 900 l/s qui se situé à une côte de terrain naturel de 69 m NGA. Et une deuxième ligne acheminée vers le réservoir de Zhun implanté sur une cote du TN de 200 m et celui de Bounar à une cote du TN de 109 m.

Présentation des variantes

Variante N°1

Dans cette variante, les deux lignes de refoulements, prévues à être posées en parallèle, le long de la route côtière, vont prendre l'itinéraire de la route forestière mais parallèlement à l'accotement.

La première ligne (vers le réservoir de crête) est la ligne de refoulement joignant la station de pompage et le réservoir de crête.

La deuxième ligne (vers Mazghétane) comprend deux parties ; une partie de refoulement vers le réservoir tampon de Mazghétane, et une partie gravitaire reliée le réservoir tampon et les réservoirs de Bounar et de Zhun.

Le tracé choisi est donné dans la figure suivante :



Figure II.4 : schéma général du tracé de la variante N°1.

Variante N°2

Dans cette variante, l'alimentation en eau potable de la ville de Jijel est assurée aussi à l'aide de deux conduites comme dans la première variante. Mais on doit changer le tracé des adductions en les ramenant jusqu'à la crête de Mazghétane avec des conduites en refoulement, et l'écoulement vers les réservoirs de distribution est assuré gravitairement. Comme nous montre la Figure II.5.



Figure II.5 : Schéma général du tracé de la variante N°2.

Analyse des variantes**Variante N°1**

Pour pouvoir départager les variantes, on doit opter à l'une des formules simplifiées pour déterminer le diamètre économique, car la détermination exacte du diamètre économique nécessite au préalable le traitement de la station de pompage.

Pour ce la, on a opté à utilisé celle de Bonnin : $D_{ec} = \sqrt{Q}$

a) Vers le réservoir de crête

Pour la conduite d'aspiration, on choisi le diamètre de telle manière à avoir une vitesse d'aspiration inferieur à 1.5 m. $V = Q / S$.

On remarque que pour un débit de 900 l/s et un diamètre de 1000 mm la vitesse sera de 1.15 m/s < 1.5 m/s. c'est acceptable.

Les pompes sont fonctionnées en aspiration avec une conduite d'aspiration de 35 m.

Pour le dimensionnement de La conduite de refoulement, et comme on a précisé précédemment, se fait par la formule de Bonnin qui donne :

$$D_{ec} = (0.9)^{0.5} = 0.949 \text{ m.}$$

On remarque qu'avec un diamètre de 900 mm, la vitesse de refoulement est de 1.27 m/s. c'est acceptable.

$$H_g = 69 - 3 = 66 \text{ m}$$

$$\Delta H_t = 1.1 \times \Delta H_{lin} = 1.1 \times (\Delta H_{ref} + \Delta H_{asp})_{Lin} = 1.1 \times (22.61 + 0.03) = 24.9 \text{ m.}$$

$$H_{mt} = 66 + 25 = 91 \text{ m.}$$

Si on suit le profil en long de la conduite de refoulement, on trouve qu'il y'a des côtes du terrain naturel atteignent 106 m. donc et pour avoir un écoulement normal et éviter le rassemblement d'air dans ces points, on abouti à projeter un réservoir tampon qui se situé à une distance de 5850 m de la station de pompage et a une cote du terrain de 130 m.

b) Vers Mezghétane**Partie refoulement**

Cette ligne de refoulement doit véhiculer un débit de 200 l/s jusqu'au réservoir projeté de Mezghétane. A l'aide de deux conduites à écoulement gravitaire on doit alimenter les réservoirs : de Zhun et de Bounar par un débit de 100 l/s pour chaqu'un des réservoirs.

Conduite d'aspiration

Elle est dimensionnée pour que la vitesse ne dépasse pas 1.5 m/s.

$$D_{asp} = \sqrt{\frac{4 * Q}{3.14 * 1.5}} = 0.412m$$

Donc pour avoir une vitesse inférieure à 1.5 m/s, on prend un diamètre de 500 mm qui nous donne une vitesse de 1.02 m/s. avec une longueur de 35 m.

Conduite de refoulement :

On se basant sur l'une des formules simplifiées pour le calcul du diamètre économique. On utilise celle de Bonnin.

$$D_{eco} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.2} = 0.447m.$$

Pour un diamètre de 500 mm, on aura une vitesse de refoulement de 1.02 m/s. Avec une distance de 6231 m au réservoir projeté de Mezghétane qu'on doit le projeté à une cote du terrain naturel de 220 m.

On trouve que : $H_{mt} = 235$ m.

Partie gravitaire

La détermination du diamètre avantageux pour le tronçon gravitaire de la ligne $\Phi 500$ (ligne de Mezghétane) est donnée par le tableau suivant :

Tableau II.13 : Caractéristiques hydrauliques des tronçons gravitaires.

tronçon	C.départ (mNGA)	C.arrivée (mNGA)	K'	ΔH_d (m)	L (m)	L_{eq} (m)	Q (m ³ /s)	D_{av} (m)	DN (mm)	V (m/s)
R.tampon-R.Zhun	221	208	0,00179	13	3465,76	3812,34	0,1	0,371	350	1,04
R.tampon-R.Boumar	221	115	0,00179	106	668,4	735,24	0,1	0,183	300	1,42

Variante N°2

La variante 2 consiste au changement du tracé des conduites de refoulement en fonte DN 900 et DN 500, respectivement de la station de pompage au réservoir Crête et au réservoir projeté de Mazghétane.

Le nouveau tracé est donné par la figure II.5 ci-dessus.

Si on suit le profil en long du terrain naturel le long de la conduite de cette variante, on remarque que la cote de crête au niveau de Mazghétane est environ 300 mNGA. Se qui nous oblige d'accompagner notre tracé par une station de reprise et un réservoir tampon pour les deux lignes de refoulement.

Pour les tronçons gravitaires, si on suit le profil en long des trois conduites gravitaire (vers le réservoir Zhun, vers le réservoir Boumar et vers le réservoir de crête), on remarque qu'il y'a

des endroits où la pression au sol atteindre des valeurs dépasse la valeur maximale. Qui nécessite l'emplacement des brises charge

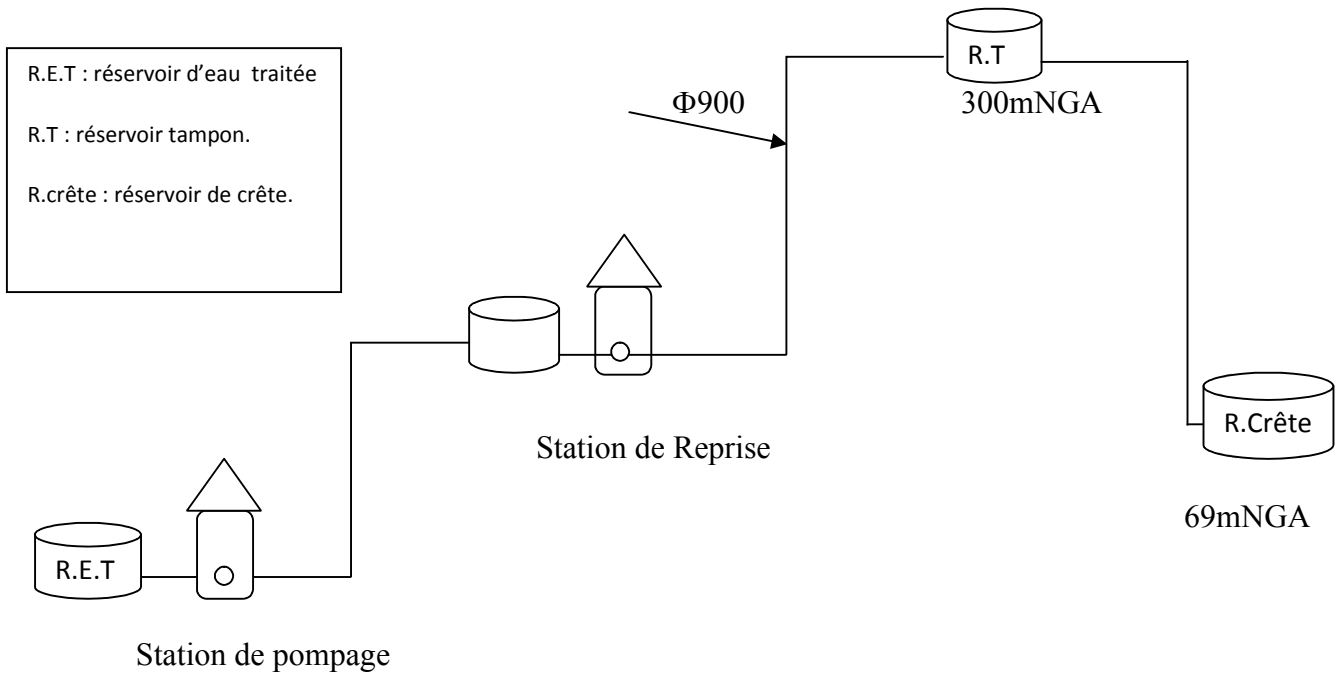


Figure II.6 : schéma simplifiée du profil de la première ligne ($\Phi 900$).

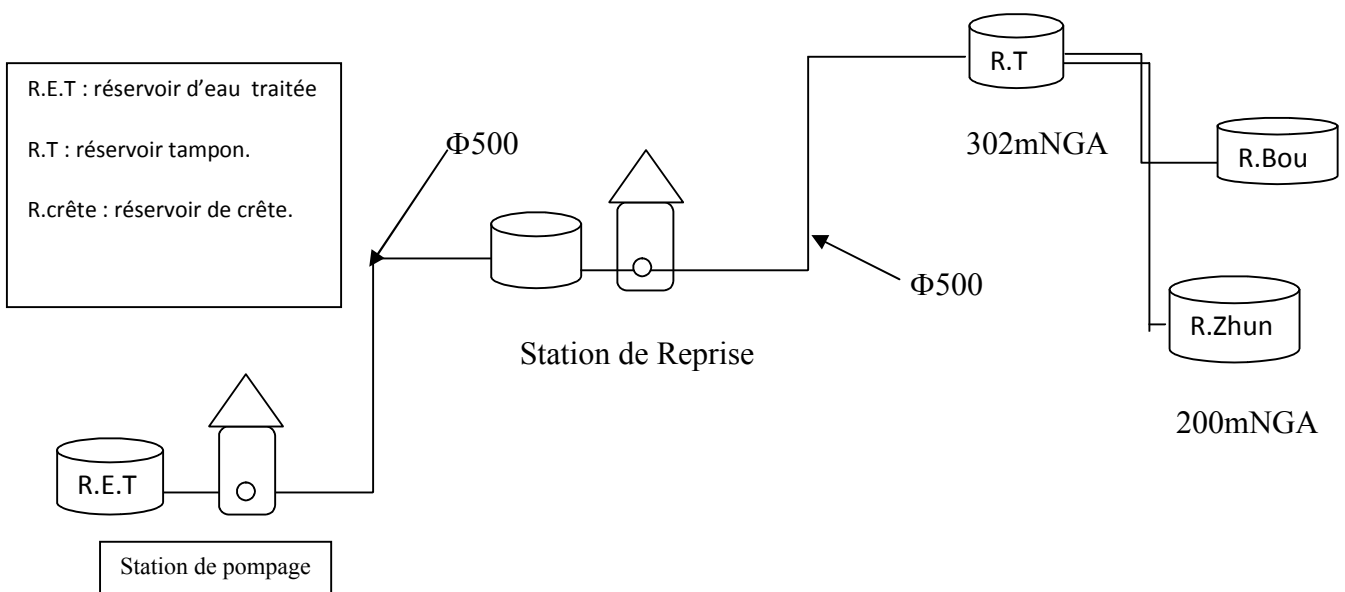


Figure II.7 : Schéma simplifié du profil de la deuxième ligne ($\Phi 500$).

Discussion des variantes

A première vu, on remarque que la première variante est la plus adéquate. La deuxième variante nécessite plusieurs ouvrages couteux tels que la station de reprise pour les deux lignes de refoulement. Même pour les pompes qui ont une hauteur manométrique plus importante, et par conséquent des moteurs qui consomme plus d'énergie électrique. Dans les tronçons gravitaires aussi, on doit placer des brises charge pour la réduction de la pression.

Conclusion

Ces résultats nous permettent de choisir la variante adéquate. Qui assure les besoins en eau mais le plus économique possible. Donc, on opte à la première variante.

II.6 Dimensionnement des adductions

II.6.1 Dimensionnement des adductions en refoulement

a) Conduites d'aspiration

Dans notre cas, les pompes fonctionnent en aspiration, A partir des réservoirs d'eau traitée, Sur une longueur d'aspiration de 35 m.

Les conduites d'aspiration sont dimensionnées de telle manière à avoir une vitesse d'écoulement de 1.5 m/s au maximum. Pour ne pas avoir les phénomènes de vortex et de cavitation. Pour cela on calcul le diamètre équivalent à la vitesse limite par l'équation de continuité :

$$Q = V \times S$$

Q : débit transporté en m³/s.

V : vitesse d'écoulement en m/s.

S : section de la conduite en m².

D'où :

$$= \text{---} = -$$

- **Première ligne (vers Jijel)**

$$D_{asp} = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}} = \sqrt{\frac{4 * 0.9}{3.14 * 1.5}} = 0.874m$$

Pour un diamètre d'aspiration de 900 mm, on trouve une vitesse d'écoulement de 1.42 m/s. c'est acceptable.

- **Deuxième ligne (vers Mazghétane)**

$$D_{asp} = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}} = \sqrt{\frac{4 * 0.2}{3.14 * 1.5}} = 0.412m.$$

Pour une conduite d'aspiration du diamètre égale à 500 mm, on trouve une vitesse d'écoulement à l'aspiration de 1.02 m/s. acceptable.

b) Conduites de refoulement• **Vers Jijel :****Partie refoulement**

Cette ligne reliée la station de pompage et le réservoir de crête. Sur une longueur de 13598 m. leur dimensionnement est basé sur un calcul économique, par le tracé de la courbe d'optimisation.

❖ **Frais d'amortissement****Tableau II.14 :** Frais d'amortissement.

D (mm)	Prix du m.l (MDA)	L (m)	Prix total (MDA)	F _{amort} (MDA)
700	27,78	5850	162513	16543,82
800	31,72	5850	185562	18890,21
900	35,67	5850	208669,5	21242,56
1000	42,12	5850	246402	25083,72
1100	48,55	5850	284017,5	28912,98
1200	57,78	5850	338013	34409,72

Remarque : L'unité des prix c'est en mille Dinars Algérien.

❖ **Calcul des hauteurs manométriques totales**

Le calcul des hauteurs manométriques pour différents diamètres de la conduite de refoulement est donné dans le tableau suivant :

Tableau II.15 : Hauteurs manométriques totales (Hmt).

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H _{mt} (m)
700	0,9	2,34	0,0150	5850	44,84	173,84
800	0,9	1,79	0,0146	5850	21,49	150,49
900	0,9	1,42	0,0143	5850	11,23	140,23
1000	0,9	1,15	0,0140	5850	6,29	135,29
1100	0,9	0,95	0,0137	5850	3,72	132,72
1200	0,9	0,80	0,0135	5850	2,31	131,31

❖ **Frais d'exploitation**

Tableau II.16 : Frais d'exploitation.

D (mm)	H _{mt} (m)	P (KWh)	E (Kw/an)	e (DA/Kwh)	Frais d'exploitation (MDA)
700	173,84	2192,67	19207833	5	96039,16
800	150,49	1898,09	16627288	5	83136,44
900	140,23	1768,75	15494252	5	77471,26
1000	135,29	1706,40	14948035	5	74740,18
1100	132,72	1674,02	14664405	5	73322,02
1200	131,31	1656,16	14507941	5	72539,71

❖ **Bilan**

Tableau II.17 : Bilan de la ligne de Jijel.

D (mm)	Frais d'amortissement (MDA)	Frais d'exploitation (MDA)	Totaux (MDA)
700	16543,82	96039,16	112582,99
800	18890,21	83136,44	102026,65
900	21242,56	77471,26	98713,82
1000	25083,72	74740,18	99823,90
1100	28912,98	73322,02	102235,01
1200	34409,72	72539,71	106949,43

Le diamètre économique est donné par la courbe d'optimisation dans la figure suivante :

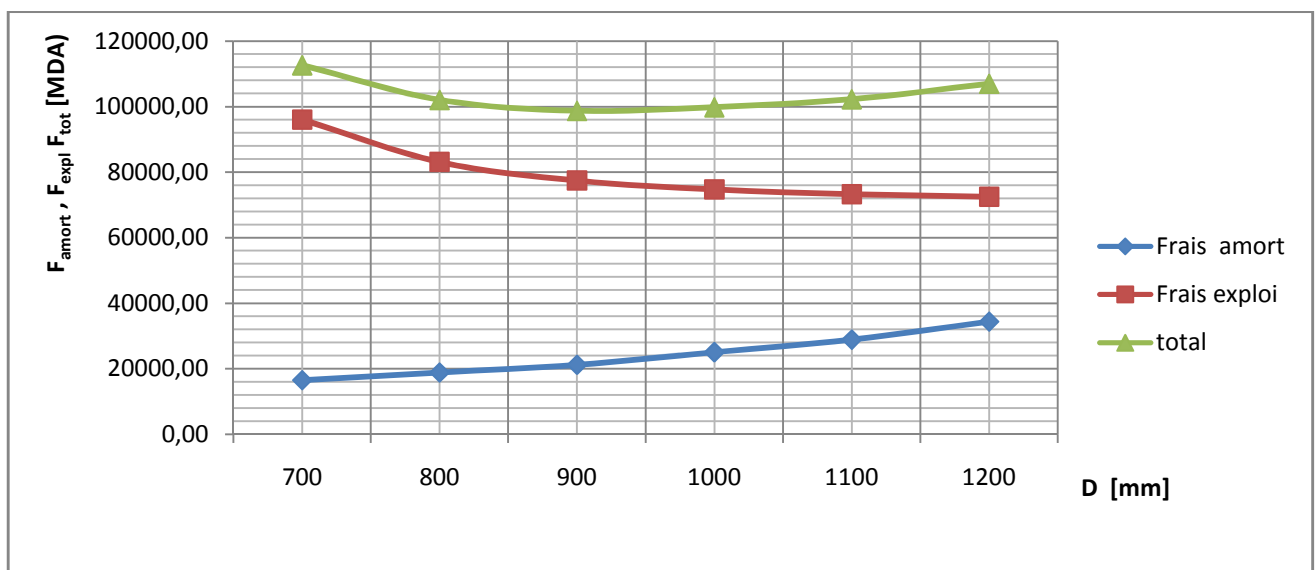


Figure II.8 : Courbe d'optimisation de la ligne de Jijel.

Conclusion

La courbe d'optimisation nous montre que le diamètre économique est de 900 mm.

Partie gravitaire

La conduite gravitaire relie le réservoir tampon et le réservoir de crête sur une longueur de 7748 m. la charge disponible est de (131 – 75) m qui est égale à 56 m. Les caractéristiques de ce tronçon sont données dans le tableau suivant

Tableau II.18 : Caractéristiques du tronçon gravitaire (R.tampon – R.crête).

tronçon	C.départ (mNGA)	C.arrivée (mNGA)	K'	ΔH_d (m)	L (m)	L_{eq} (m)	Q (m ³ /s)	D_{av} (m)	DN (mm)	V (m/s)
R.tampon-R.crête	131	75	0,00179	56	7748	8910	0,9	0,758	800	1.79

• **Vers Mazghétane**

La ligne de Mazghétane est une ligne qui fonctionne en refoulement. Leur dimensionnement est basé sur la détermination du diamètre économique par l'utilisation de la méthode de calcul des frais d'exploitation.

Les pompes sont installées en aspiration. La hauteur géométrique est la différence des cotes entre les plans d'eau des deux réservoirs.

$$H_g = 220 - 3 = 217 \text{ m.}$$

Les étapes du calcul du diamètre économique sont les suivants :

❖ **Frais d'amortissement**

Les résultats de calcul des frais d'amortissement sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.19 : Calcul des frais d'amortissement.

D (mm)	Prix du m.l (MDA)	Longueur (m)	Frais d'amortissement (MDA)
300	12,34	6231	7827,46
350	13,52	6231	8575,95
400	14,91	6231	9457,65
500	17,89	6231	11347,91
600	22,83	6231	14481,43
700	27,78	6231	17621,29
800	31,72	6231	20120,50

❖ **Calcul de la hauteur manométrique totale**

Tableau II.20 : Calcul de la hauteur manométrique totale.

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	λ	L _{eq} (m)	ΔH_t (m)	H _{mt} (m)
300	0,2	2,83	0,0181	7166	253,65	470,65
350	0,2	2,08	0,0175	7166	108,16	325,16
400	0,2	1,59	0,0170	7166	51,71	268,71
500	0,2	1,02	0,0162	7166	15,08	232,08
600	0,2	0,71	0,0155	7166	5,52	222,52
700	0,2	0,52	0,0150	7166	2,36	219,36
800	0,2	0,40	0,0146	7166	1,13	218,13

❖ **Frais d'exploitation**

Le tableau ci-après nous donne les frais d'exploitation en fonction du H_{mt} des pompes.

Tableau II.21 : Frais d'exploitation.

D (mm)	H _{mt} (m)	P _{abs} (Kw)	E (Kw/an)	e (DA/Kwh)	frais d'exploitation (MDA)
300	470,65	1247,852	10931184	5	54655,92
350	325,16	862,1026	7552018,6	5	37760,09
400	268,71	712,4532	6241089,6	5	31205,45
500	232,08	615,3377	5390358,3	5	26951,79
600	222,52	589,9718	5168152,9	5	25840,76
700	219,36	581,5972	5094791,2	5	25473,96
800	218,13	578,34	5066258,5	5	25331,29

❖ **Bilan de la ligne de Mazghétane**

Tableau II.22 : Bilan de la ligne de Mazghétane.

D (mm)	frais d'amortissement (MDA)	frais d'exploitation (MDA)	Totaux (MDA)
300	7827,46	54655,92	62483,38
350	8575,95	37760,09	46336,04
400	9457,65	31205,45	40663,10
500	11347,91	26951,79	38299,70
600	14481,43	25840,76	40322,19
700	17621,29	25473,96	43095,25
800	20120,50	25331,29	45451,79

On peut tracer donc la courbe d'optimisation, comme nous montre la figure II.9

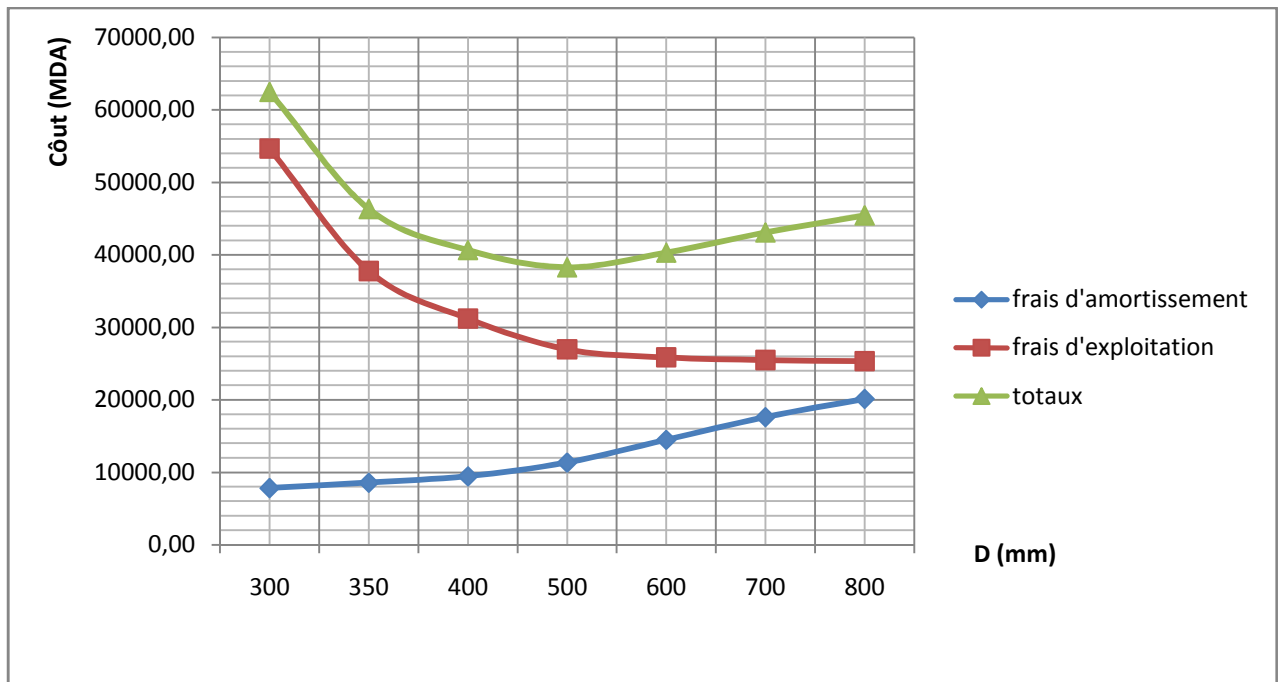


Figure II.9 : Courbe d'optimisation de la ligne de Mazghétane.

Conclusion

La courbe d'optimisation nous montre que le diamètre économique est le Φ 500.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a estimé les besoins en eau pour chaque zone d'étude, ainsi que le diamètre et le matériau des conduites à utiliser.

- Une ligne vers Jijel de diamètre 900 mm, véhicule un débit de 900 l/s.
- Une ligne vers Mazghétane de diamètre 500mm, et un débit de 200 l/s.
- Une ligne vers El Aouana alimente les réservoirs d'El Aouana et les réservoirs de Bourchaid. Par un débit total de 89 l/s.
- La quatrième ligne vers Timizert véhicule un débit de 30 l/s, avec un diamètre de 200mm.

Chapitre III

Etude de la station de pompage

Introduction

Le problème rencontré dans l'alimentation en eau est de transporter cette eau d'un point bas à un point haut. Ce procédé nécessite l'utilisation des machines hydrauliques.

Ces machines permettent le pompage des débits importants à des hauteurs aussi importantes, toutes en se basant sur la transformation d'énergie électrique en énergie hydraulique.

Dans ce chapitre, et en se basant sur les données de notre projet tels que le débit à véhiculer et le point à lui transporter l'eau, nous permettons de dimensionner les pompes nécessaire pour alimenter les centres urbains situés sur le couloir d'El Aouana – Jijel.

III.1 Principe de fonctionnement [1]

Les pompes centrifuges fonctionnent suivant le principe d'une mise en rotation du fluide à pomper dans une roue tournant à grande vitesse (~600 - 3500 tr.mn-1). En sortie de roue, le fluide est canalisé dans un diffuseur, puis ralenti dans une volute, et la pression dynamique acquise au niveau de la roue (énergie de vitesse ou cinétique) est transformée en pression statique (énergie de pression).

Le débit pompé est essentiellement fonction:

- de la différence de pression entre aspiration et refoulement
- de la vitesse de rotation de la roue,
- du diamètre de la roue (vitesse périphérique).

Les pompes centrifuges à axe horizontal sont représentées dans l'annexe III.1

III.2 Choix du type de la pompe

Le type de la pompe est choisi de façon à :

- Assurer le débit et la hauteur manométrique demandée.
- Avoir un meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- vitesse de rotation élevée.
- Anticavitationnelle.
- Répondre à la construction économique du bâtiment.
- Fabriquée en série.

III.3 Couplage des pompes

Dans le pompage des eaux, on peut rencontrer : un débit élevé, une élévation importante. Pour cela, on remarque qu'il ya deux possibilités de couplage des pompes :

- Couplage en série : destiné à augmenter la hauteur manométrique.

- Couplage en parallèle : ce type de couplage est destiné pour augmenter le débit de refoulement.

III.4 Choix du nombre de pompe

Pour choisir le nombre convenable de pompes, on doit aboutir à un :

- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- vitesse de rotation élevée.
- $(NPSH)_r$ minimal.

D’après les critères de choix du nombre de pompes, on détermine le nombre des pompes pour les quatre lignes de refoulement :

III.4.1 refoulement vers El Aouana [4]

Les caractéristiques des pompes pour la ligne de refoulement d’Al Aouana sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : caractéristiques des pompes de la ligne d’El Aouana.

variante	n	Q (l/s)	H _{mt} (m)	η (%)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	N (tr/mn)	Type de pompe	Φ Roue (mm)
1	1	89	175	78.4	250	3.76	1450	PM 150	360
2	2	44.5	175	75.1	132	5.88	2900	PM 100	270
3	3	29.67	175	77	75	3.42	2900	PM 100	270
4	4	22.25	175	74.8	55	3.2	2900	PM 80	235

Conclusion

On prend une seul pompe avec une pompe de secours de type PM 150/ 7 B.

III.4.2 refoulement vers Timezert

La ligne de refoulement vers Timezert est caractérisée par un débit de refoulement de 30 l/s, avec une hauteur manométrique de 90 m. Les variantes de nombre de pompes sont données dans le tableau ci – après :

Tableau III.2 : caractéristiques des pompes de la ligne de Timizert.

variante	n	Q (l/s)	H _{mt} (m)	η (%)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	N (tr/min)	Type de pompe	Φ Roue (mm)
1	1	30	90	73.3	45	3.64	2920	MEC-AZ 3/80A	185
2	2	15	90	61.9	30	2.9	2920	MEC-AZ 3/65A	200
3	3	10	90	56.9	15	2.71	2900	MEC-AZ 3/50A	220

Conclusion

On choisi la première variante qui possède une seule pompe en marche et une autre de secours de type : MEC-AZ 3/80A.

III.4.3 Refoulement vers Jijel

Les pompes installées pour le refoulement vers le réservoir de crête dans la ville de Jijel, doivent assurer un débit de 900 l/s, pour une hauteur manométrique de 145 m.

Le catalogue CAPRARI nous donne les résultats suivants :

- ❖ Neuf pompes de type : PM 150/ 7 B, plus trois pompes de secours.

III.4.4 Refoulement vers Mazghétane

La ligne de Mazghétane doit assurer un débit de 200 l/s avec une H_{mt} de 226 m.

Tableau III.3 : choix du nombre de pompes pour la ligne de Mazghétane.

variante	n	Q (l/s)	H_{mt} (m)	η (%)	P_{abs} (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)	N (tr/min)	Type de pompe	Φ Roue (mm)
1	1	200	235	-	-	-	-	-	-
2	2	100	235	72,6	250	15,6	2900	PM 125/3 A	300
3	3	67	235	76,1	250	5,6	2900	PM 125/3 C	300
4	4	50	235	73,4	160	6,63	2900	PM 100/4 A	270

Concernant la ligne de Mazghétane, on doit installer trois pompes en parallèle avec une pompe de secours de type : **PM 125/3 C**.

III.5 Courbes caractéristiques des pompes

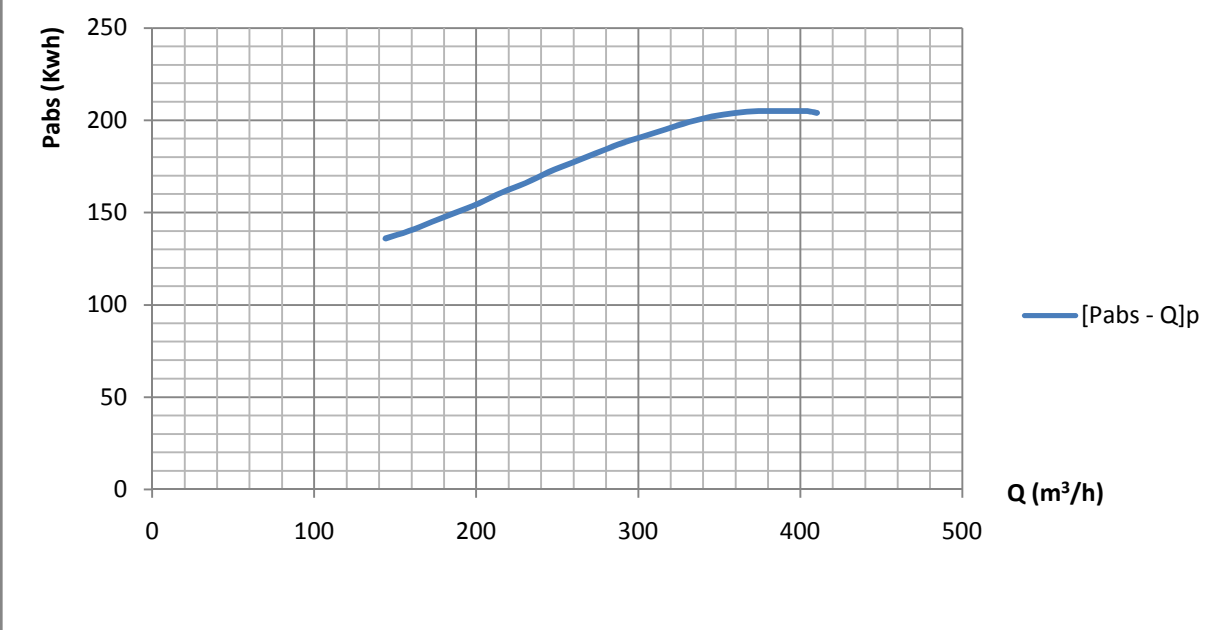
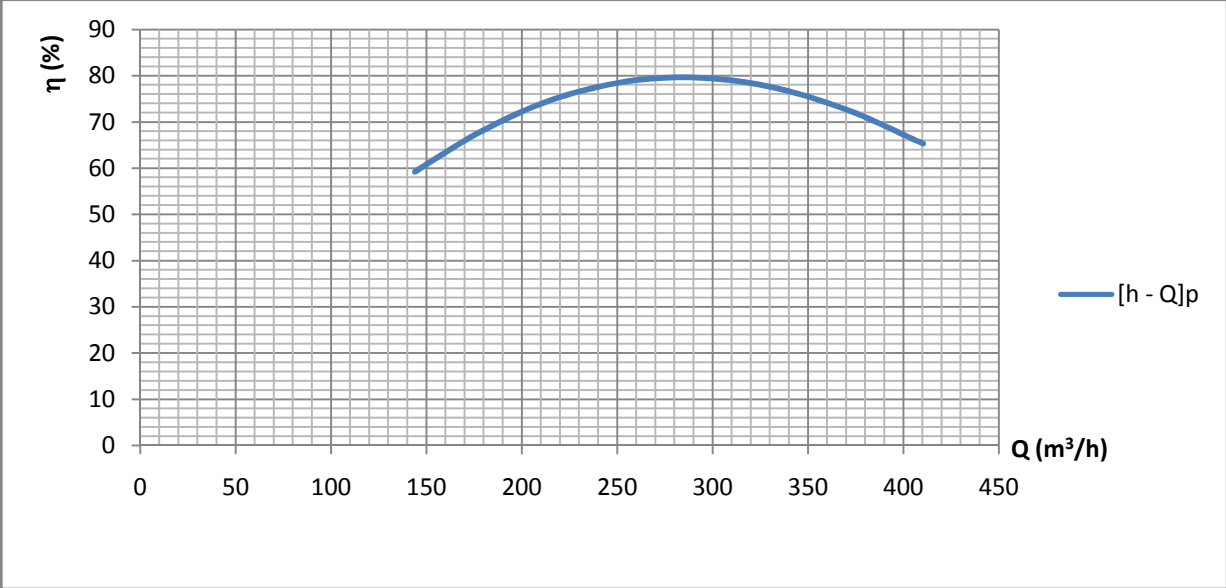
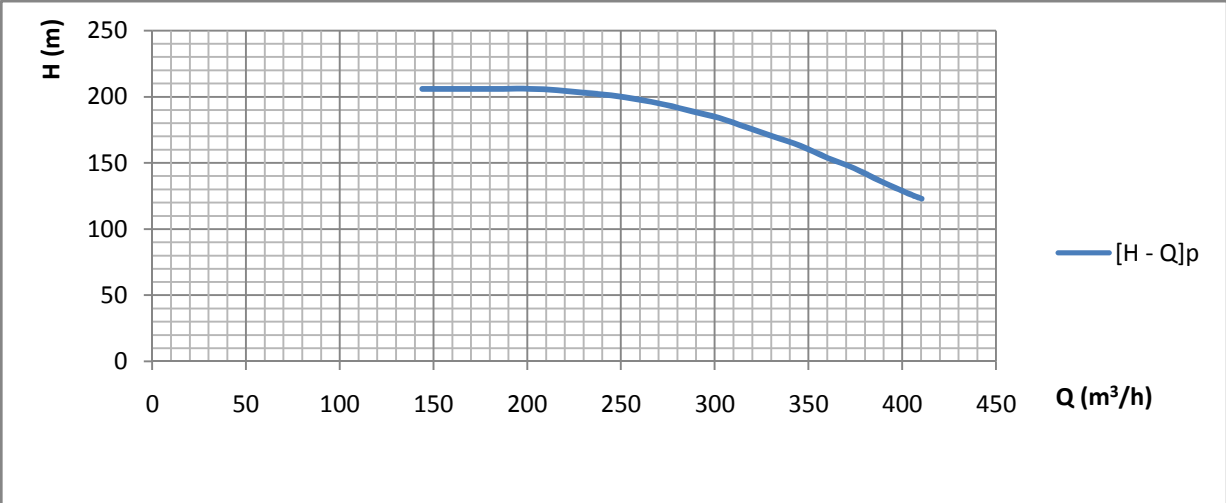
Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances sont :

Pour une vitesse de rotation donnée, diamètre de la roue, au nombre de quatre :

- la courbes débit-hauteur [H-Q] : qui exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.
- la courbes du rendement [η_p - Q]: qui exprime le rendement de la pompe pour différentes débits.
- La courbes des puissances absorbées pour les différents débits [P_{abs} - Q].
- La courbes des $(NPSH)_r$ pour différentes débits [$(NPSH)_r$ - Q].

Refoulement vers El Aouana

Cette ligne est caractérisée par l’installation d’une seule pompe multicellulaire de type : PM 150/ 7 A. les courbes caractéristiques sont données dans les graphes suivants :



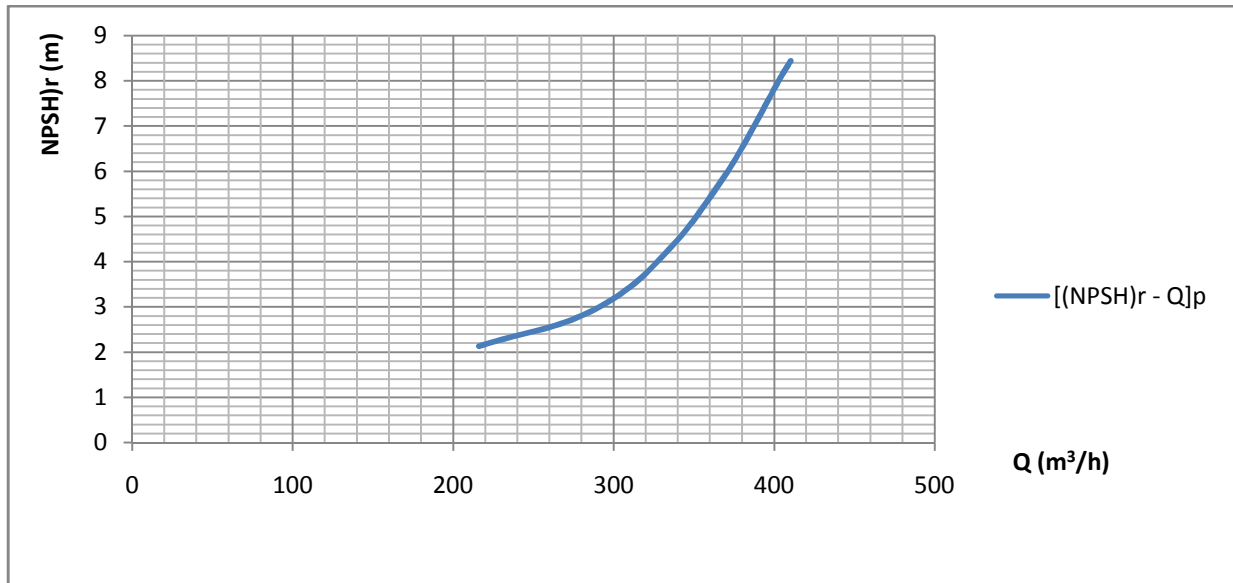


Figure III.1 : courbes caractéristiques des pompes de la ligne d’El Aouana.

Remarque

Les courbes caractéristiques des autres lignes sont données en annexes III.

III.6 Point de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement détermine exactement les caractéristiques de la pompe en cas de fonctionnement, Chaque station de pompage a un point de fonctionnement « A », qui défini comme l’intersection de la courbe caractéristique de la pompe (H-Q)_p et celle de la conduite de refoulement (réseau), (H-Q)_C avec :

(H-Q)_p : courbe caractéristique de la pompe donnée par le constructeur,

(H-Q)_C : courbe caractéristique du réseau déterminée par l’utilisateur,

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots\dots\dots (III-1)$$

Avec : H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

$$\Delta h_t = (1,1 - 1,15) * \Delta h_p^{lin} \dots\dots\dots (III-2)$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^\beta}{\pi^2 * g * D_{ec}^m} \dots\dots\dots (III-3)$$

λ : Coefficient de frottement ;

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

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

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

g : accélération de la pesanteur ($9,81m/s^2$) ;

β : exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : exposant tenant compte du type de matériau.

III.6.1 Point de fonctionnement de la ligne d'El Aouana

Les caractéristiques de la conduite de refoulement pour la ligne d'El Aouana sont données par le tableau suivant :

Tableau III.4 : Caractéristiques de la ligne de refoulement d'El Aouana.

N°	tronçon	D (mm)	Q (m^3/h)	Hg (m)	λ	L (m)	L_{eq} (m)	ΔH_t (m)	Hc (m)
1	P - 1	350	0	135	0,0175	3870	4257	0	135
	1 - 2	300	0		0,0181	900	990	0	
	2 - Aou2	300	0		0,0181	2865	3151,5	0	
2	P - 1	350	54	135	0,0175	3870	4257	0,36	136,19
	1 - 2	300	54		0,0181	900	990	0,20	
	2 - Aou2	300	54		0,0181	2865	3151,5	0,63	
3	P - 1	350	108	135	0,0175	3870	4257	1,45	142,88
	1 - 2	300	108		0,0181	900	990	0,79	
	2 - Aou2	300	108		0,0181	2865	3151,5	5,64	
4	P - 1	350	162	135	0,0175	3870	4257	3,26	145,67
	1 - 2	300	162		0,0181	900	990	1,77	
	2 - Aou2	300	162		0,0181	2865	3151,5	5,64	
5	P - 1	350	216	135	0,0175	3870	4257	5,79	153,97
	1 - 2	300	216		0,0181	900	990	3,15	
	2 - Aou2	300	216		0,0181	2865	3151,5	10,03	
6	P - 1	350	270	135	0,0175	3870	4257	9,04	164,64
	1 - 2	300	270		0,0181	900	990	4,92	
	2 - Aou2	300	270		0,0181	2865	3151,5	15,67	
7	P - 1	350	324	135	0,0175	3870	4257	13,02	177,68
	1 - 2	300	324		0,0181	900	990	7,09	
	2 - Aou2	300	324		0,0181	2865	3151,5	22,57	

La courbe caractéristique de la conduite et le point de fonctionnement de la pompe pour la ligne d'El Aouana sont donnés dans la figure III.2.

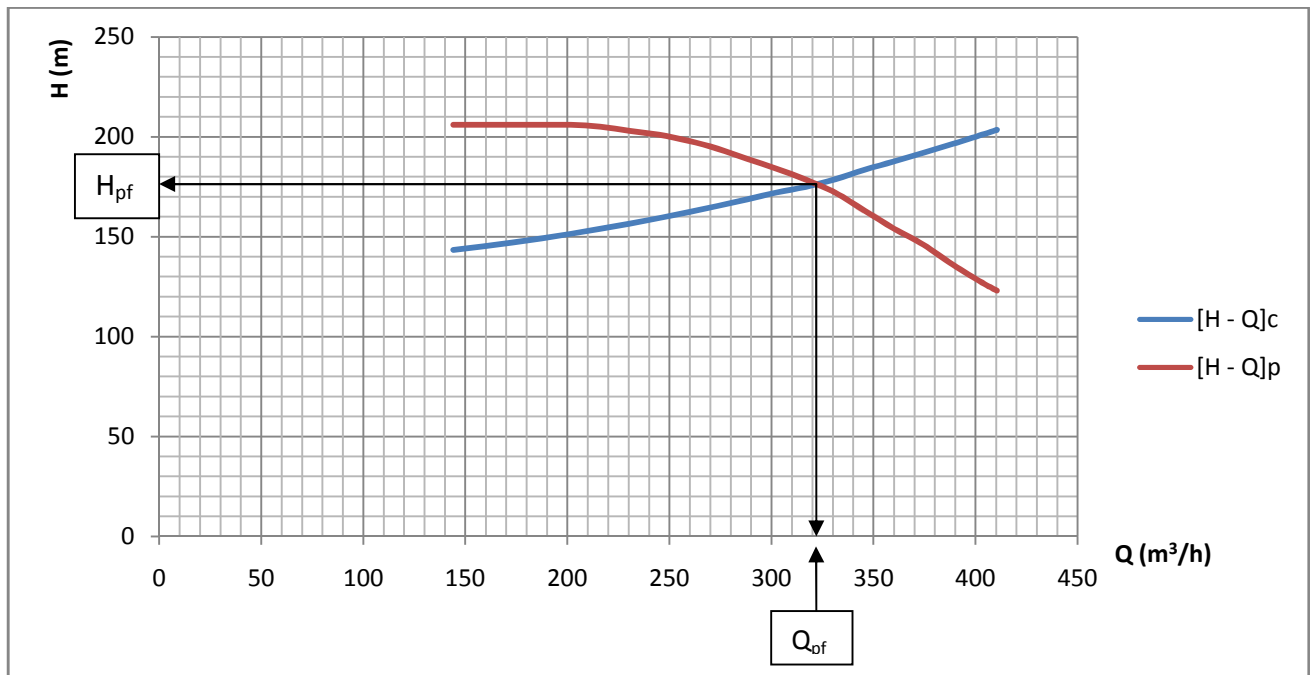


Figure III.2 : point de fonctionnement de la pompe pour la ligne d'El Aouana.

$$\begin{cases} Q_{pf} = 89.2l / s \approx Q_{app} = 89l / s. \\ H_{pf} = 176m \approx H_{app} = 175m. \end{cases}$$

Conclusion

Pour la ligne d'El Aouana, on a obtenu le débit et la hauteur manométrique voulus. Donc, on n'est pas besoin d'un réglage du débit.

III.6.2 Point de fonctionnement des pompes de la ligne de Timizert

Les caractéristiques de la conduite de refoulement pour la ligne de Timizert sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Caractéristique de la ligne de Timizert.

N°	Hg (m)	D (mm)	Q (m³/h)	λ	L (m)	L _{eq} (m)	ΔH_t (m)	H _c (m)
1	72	200	0	0,020	1870	2057	0	72
2	72	200	18	0,020	1870	2057	0,43	72,43
3	72	200	36	0,020	1870	2057	1,72	73,72
4	72	200	54	0,020	1870	2057	3,87	75,87
5	72	200	72	0,020	1870	2057	6,87	78,87
6	72	200	90	0,020	1870	2057	10,74	82,74
7	72	200	108	0,020	1870	2057	15,47	87,47
8	72	200	126	0,020	1870	2057	21,05	93,05

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement sont donnés par :

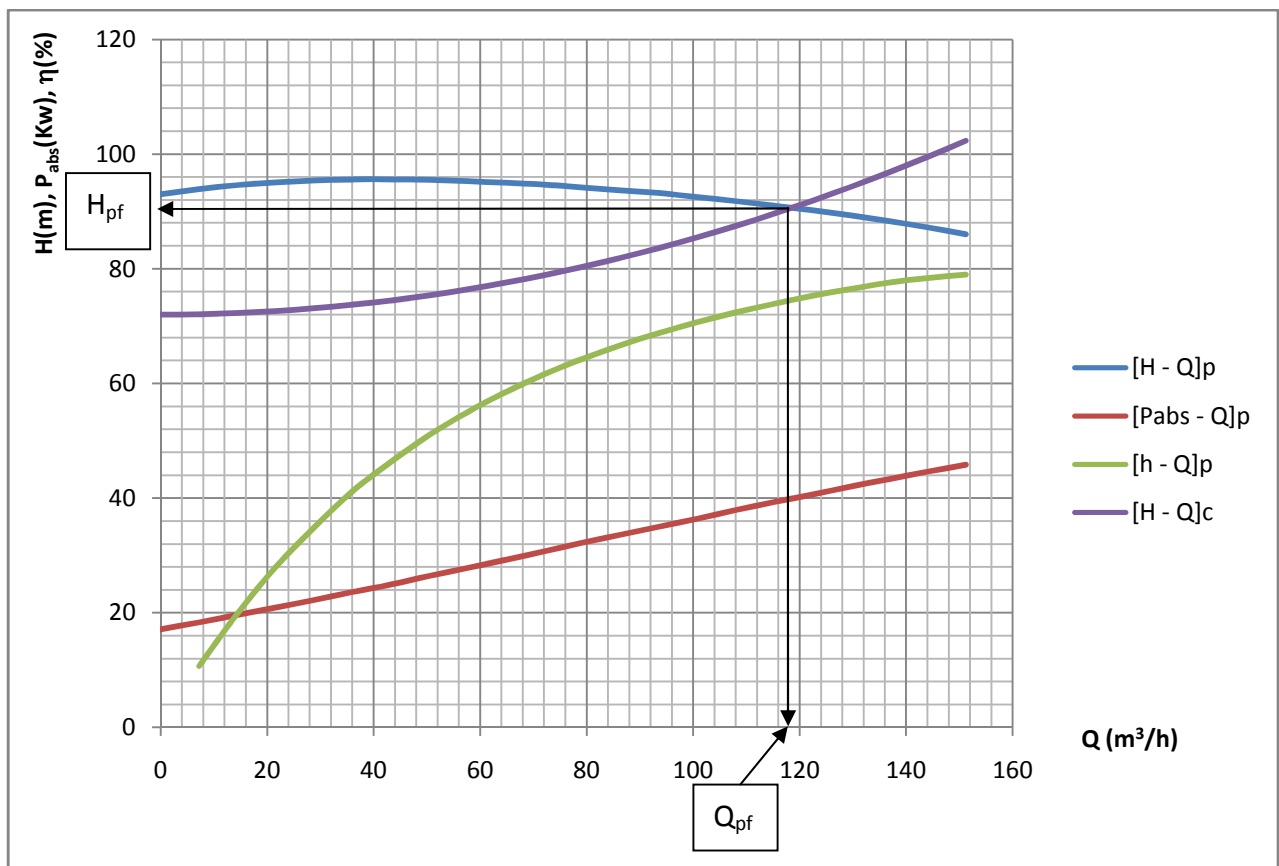


Figure III.3 : point de fonctionnement de la pompe pour la ligne de Timizert.

$$\begin{cases} Q_{pf} = 33 \text{ l/s} > Q_{app} = 30 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 90.6 \text{ m} \approx H_{app} = 90 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

On remarque que le débit du point de fonctionnement est différent au débit demandé. Ce qui nous exige un réglage du débit.

III.6.3 Point de fonctionnement des pompes de la ligne de Mazghétane

Les caractéristiques de la conduite de refoulement pour la ligne de Mazghétane sont récapitulées dans le tableau ci-après.

Tableau III.6 : Caractéristiques d'adduction de Mazghétane.

N°	Q (m ³ /h)	D (m)	V (m/s)	λ	L (m)	Leq (m)	ΔH (m)	Hg (m)	(H - Q) _c (m)
1	0	0,5	0	0,0162	6231	7165,65	0	218	218
2	50	0,5	0,07	0,0162	6231	7165,65	0,06	218	218,06
3	100	0,5	0,14	0,0162	6231	7165,65	0,24	218	218,24
4	150	0,5	0,21	0,0162	6231	7165,65	0,53	218	218,53
5	200	0,5	0,28	0,0162	6231	7165,65	0,95	218	218,95
6	250	0,5	0,35	0,0162	6231	7165,65	1,48	218	219,48
7	300	0,5	0,42	0,0162	6231	7165,65	2,13	218	220,13
8	350	0,5	0,50	0,0162	6231	7165,65	2,90	218	220,90
9	400	0,5	0,57	0,0162	6231	7165,65	3,78	218	221,78
10	450	0,5	0,64	0,0162	6231	7165,65	4,79	218	222,79
11	500	0,5	0,71	0,0162	6231	7165,65	5,91	218	223,91
12	550	0,5	0,78	0,0162	6231	7165,65	7,15	218	225,15
13	600	0,5	0,85	0,0162	6231	7165,65	8,51	218	226,51
14	650	0,5	0,92	0,0162	6231	7165,65	9,99	218	227,99
15	700	0,5	0,99	0,0162	6231	7165,65	11,58	218	229,58
16	750	0,5	1,06	0,0162	6231	7165,65	13,29	218	231,29
17	800	0,5	1,13	0,0162	6231	7165,65	15,13	218	233,13
18	850	0,5	1,20	0,0162	6231	7165,65	17,08	218	235,08
19	900	0,5	1,27	0,0162	6231	7165,65	19,14	218	237,14

Les courbes caractéristiques des pompes de la ligne de Mazghétane et le point de fonctionnement sont données dans la figure III.4.

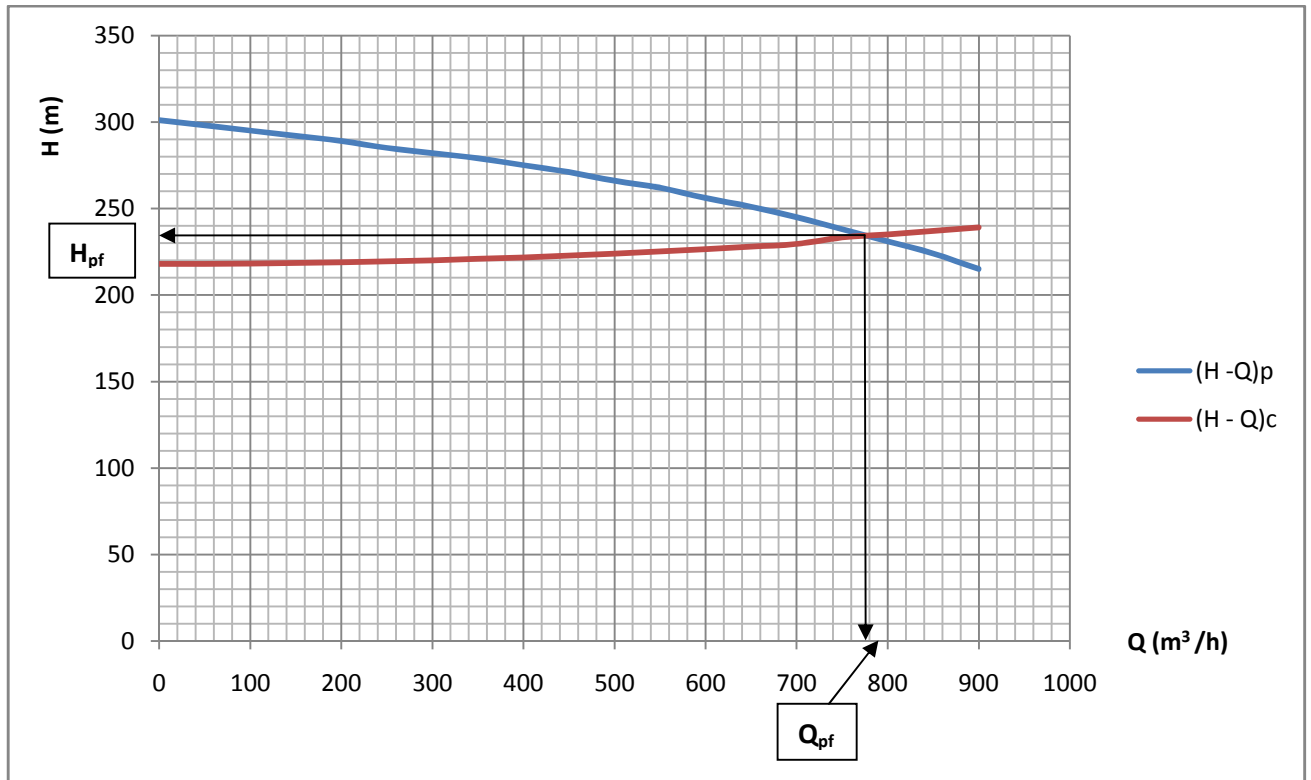


Figure III.4 : Point de fonctionnement de la ligne de Mazghétane.

$$\begin{cases} Q_{pf} = 215 \text{ l/s} > Q_{app} = 200 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 235 \text{ m} = H_{app} \end{cases}$$

Conclusion

Selon les courbes caractéristiques des pompes et des conduites de refoulement, on remarque que la hauteur manométrique au point de fonctionnement est presque la même que la hauteur manométrique appelée. Par contre le débit du point de fonctionnement est supérieur à celui appelé. Se qui nécessite un réglage du débit.

III.6.4 point de fonctionnement des pompes de la ligne de Jijel

La ligne de Jijel est celle des quatre lignes qui a le débit le plus important. Elle doit véhiculer un débit demandé de 900 l/s (3240 m^3/h), pour une hauteur manométrique de 145 m.

L'utilisation du catalogue CAPRARI permet d'avoir :

- ❖ Neuf pompes de type : PM 150/ 7 B.

Le courbe caractéristique résultante $(H - Q)_p$ des pompes et le point de fonctionnement sont données dans les figures ci-après :

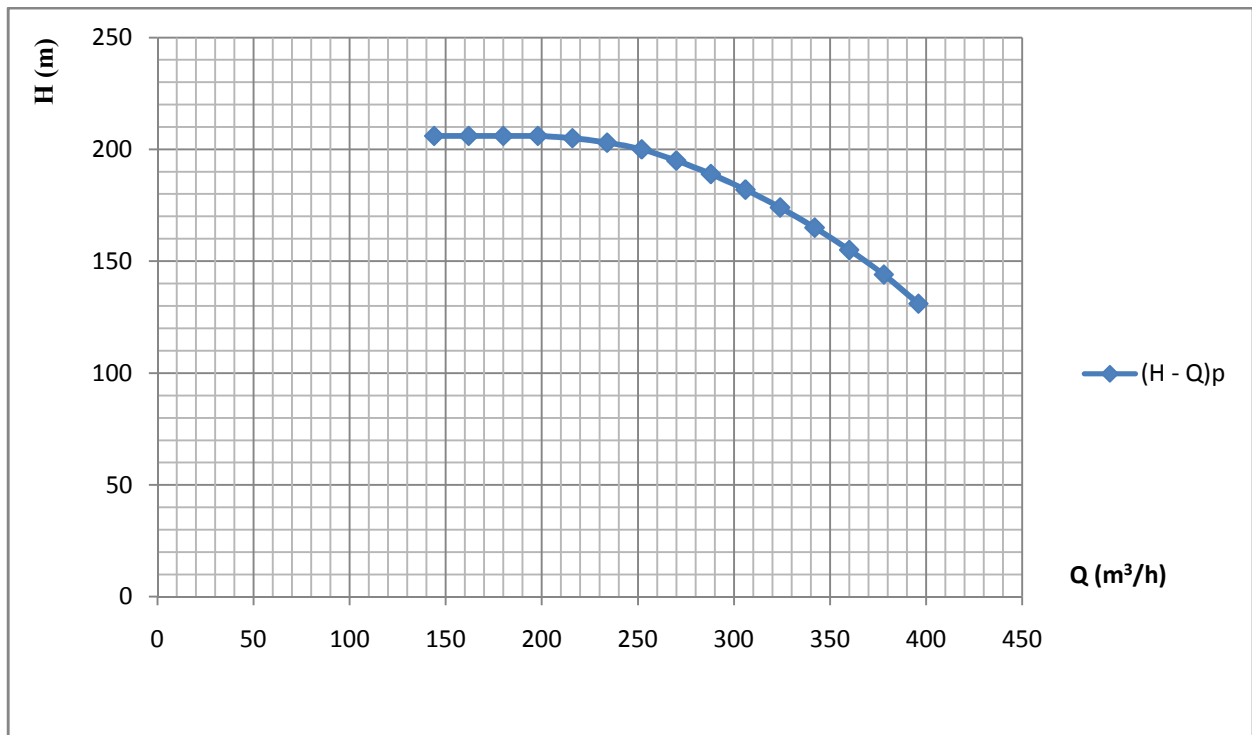


Figure III.5 : Courbe caractéristique d’une seule pompe de la ligne de Jijel.

La courbe caractéristique résultante de toutes les pompes sera alors :

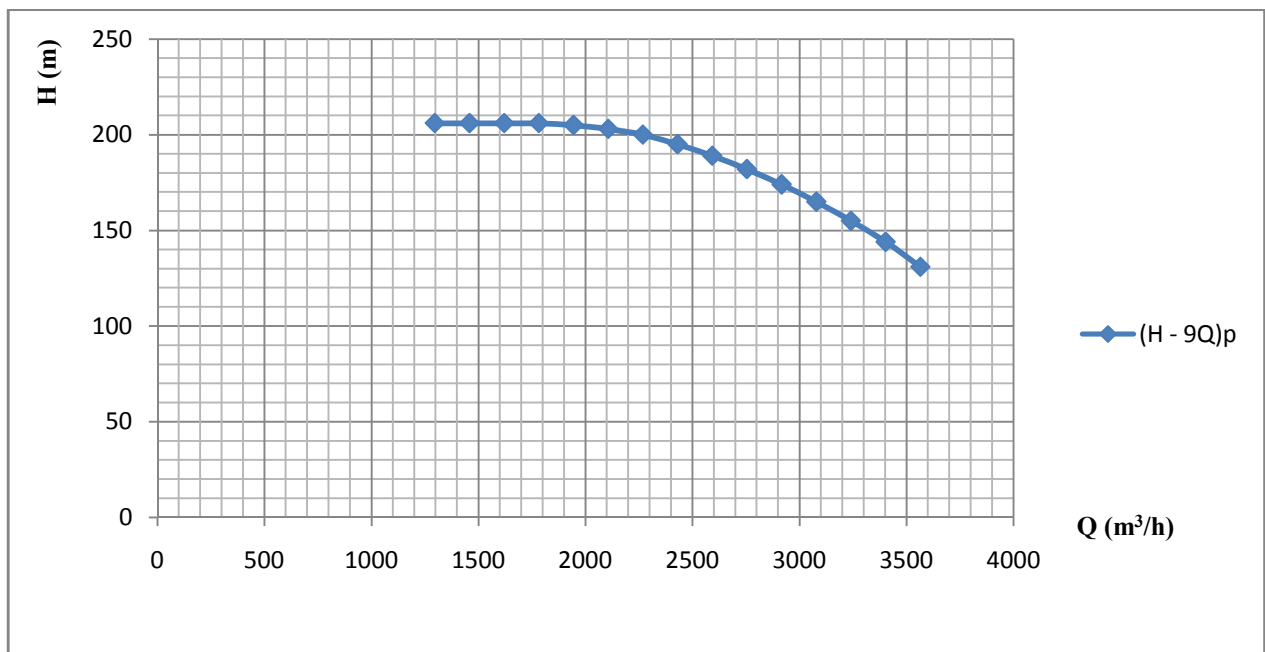


Figure III.6 : Courbe caractéristique résultante des pompes (ligne de Jijel).

Les caractéristiques de la ligne de refoulement de Jijel sont données par le tableau suivant :

Tableau III.7 : Caractéristiques de la ligne de Jijel.

N°	Q (m³/h)	D (mm)	V (m/s)	λ	L (m)	L_{eq} (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hc (m)
1	1620	900	0,707714	0,01426	5850	6727,5	2,72	130	132,72
2	1782	900	0,778485	0,01426	5850	6727,5	3,29	130	133,29
3	1944	900	0,849257	0,01426	5850	6727,5	3,92	130	133,92
4	2268	900	0,9908	0,01426	5850	6727,5	5,33	130	135,33
5	2430	900	1,061571	0,01426	5850	6727,5	6,12	130	136,12
6	2592	900	1,132343	0,01426	5850	6727,5	6,97	130	136,97
7	2916	900	1,273885	0,01426	5850	6727,5	8,82	130	138,82
8	3078	900	1,344657	0,01426	5850	6727,5	9,82	130	139,82
9	3240	900	1,415428	0,01426	5850	6727,5	10,88	130	140,88
10	3402	900	1,4862	0,01426	5850	6727,5	12	130	142
11	3564	900	1,5569	0,01426	5850	6727,5	13,17	130	143,17

La figure suivante nous donne le point de fonctionnement des pompes refoulent vers Jijel.

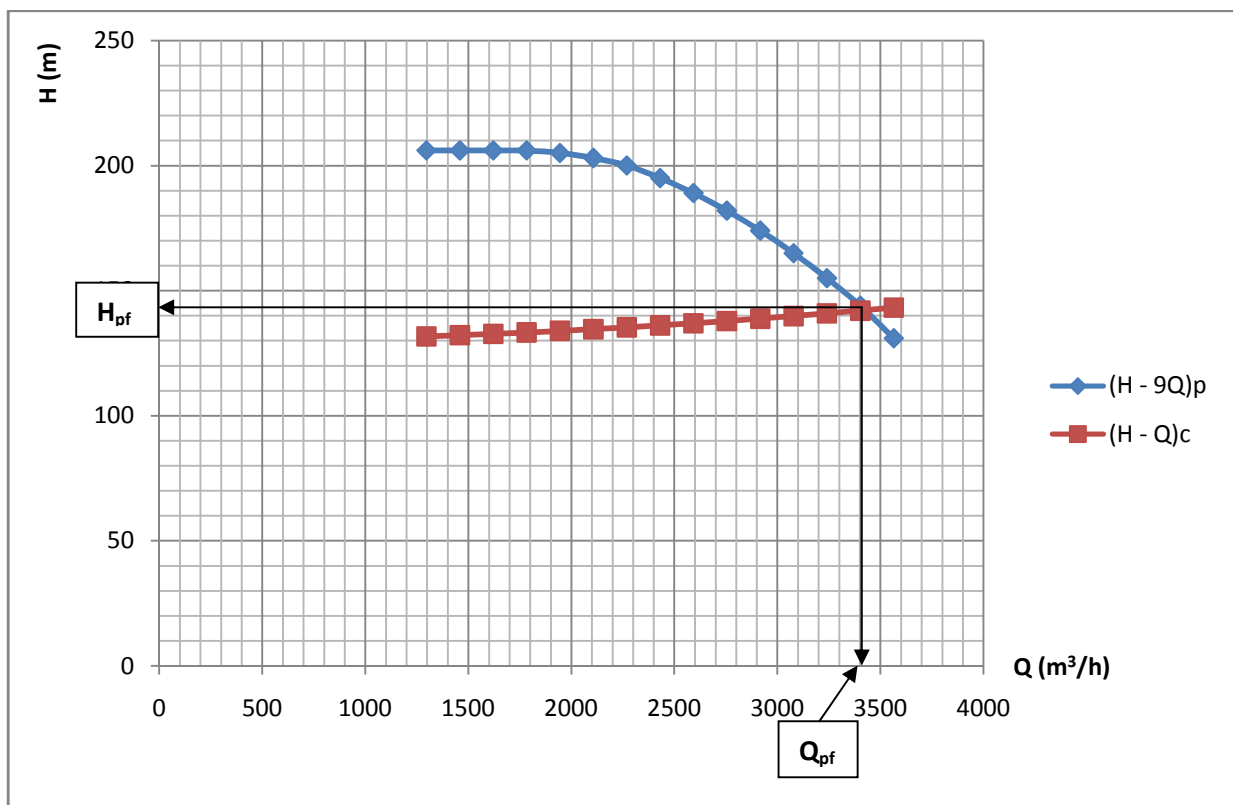


Figure III.7 : Point de fonctionnement des pompes de la ligne de Jijel.

$$\begin{cases} Q_{pf} = 950 \text{ l/s} > Q_{app} = 900 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 144.7 \text{ m} \approx H_{app} = 145 \text{ m} \end{cases}$$

Remarque

On remarque que le débit de point de fonctionnement est supérieur au débit appelé. Un réglage du débit est nécessaire.

III.7. Régulation du débit

Il existe plusieurs méthodes pour l'adaptation du débit à la valeur convenable. Qu'on peut les divisés en deux grands groupes :

A- Débit disponible (débit de point de fonctionnement) > Débit appelé

- ❖ **Réglage qualitatif** : c'est la diminution de la vitesse de rotation de la pompe. Cependant, la régulation électrique du moteur via un variateur de fréquences engendre une consommation d'énergie supplémentaire dont il faut tenir compte.
- ❖ **Réglage quantitatif** : c'est la fermeture partielle de robinet vanne de refoulement, ce qui engendre des pertes de charges singulières qui vont déplacées la caractéristique de la conduite vers les faibles débits. Cette méthode est très coûteuse du point de vue énergétique.

Le rendement après vannage sera :

$$\eta_{ap, van} = \eta_{av, van} \times \frac{H_{avant, vannage}}{H_{après, vannage}} \quad (III-4)$$

$\eta_{ap, van}$: Rendement après le vannage (%) ;

$\eta_{av, van}$: Rendement avant le vannage (%) ;

$H_{avant vannage}$: la hauteur manométrique avant vannage (m) ;

$H_{près vannage}$: la hauteur manométrique après vannage, avec :

$$H_{après vannage} = H_{avant vannage} + h_v \quad (III-5)$$

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

$$h_v = H'_c - H_{avant, vannage} \quad (III-6)$$

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

- ❖ **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue (D_2) de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé, cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires.

Le taux de rognage dépend de la vitesse spécifique :

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

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

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

N_s : la vitesse spécifique.

$$N_s = n \frac{D}{100} \quad (III-7)$$

r : le taux de rognage.

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (III-8)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

☛ le pourcentage de rognage :

$$R = (1 - m) \times 100 \quad (III-9)$$

R : pourcentage de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_E}} \quad (III-10)$$

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

Le diamètre de la roue rognée sera «d» est devra notamment correspondre au débit appelée.

Avec : $d = m \times D_2 \quad (III-11)$

D_2 : diamètre extérieure de la roue initiale.

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

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

❖ **Diminution du temps de pompage :** est le meilleur, à condition que la pompe refoule directement dans le réservoir, et que l'offre bien supérieure à la demande.

On détermine le volume d'eau refoulé dans le réservoir pendant un temps de 24 heures de fonctionnement :

$$V = Q_d \times T \quad (m^3). \quad (III-12)$$

Le temps de pompage sera réduit de quelques heures est égale à :

$$T_1 = \frac{V}{Q_{pf}} \quad (\text{heures}) \quad (III-13)$$

Q_{pf} : débit au point de fonctionnement.

Q_d : débit demandé.

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

- ❖ **Introduction d'air** : Au côté d'aspiration, mais à condition que la pompe ne Cavite pas.

B- Débit disponible < Débit appelé

Dans le cas où le débit fourni par la pompe est inférieur au débit demandé, les techniques qui nous permettent le réglage du débit sont les suivants :

- ❖ **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- ❖ **Changement du type de pompe.**
- ❖ **Accouplement des pompes.**

III.7.1 Ligne d'El Aouana

$$\begin{cases} Q_{pf} = 89.2 \text{ l/s} \approx Q_{app} = 89 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 176 \text{ m} \approx H_{app} = 175 \text{ m} \end{cases}$$

On remarque que le débit et la hauteur manométrique du point de fonctionnement de la ligne d'El Aouana sont très proches du débit et de la hauteur demandés. Ce nécessite pas un réglage du débit.

III.7.2 Ligne de Timizert

$$\begin{cases} Q_{pf} = 33 \text{ l/s} > Q_{app} = 30 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 90.6 \text{ m} \approx H_{app} = 90 \text{ m} \end{cases}$$

Le débit du point de fonctionnement est supérieur au débit demandé. Ce qui nécessite un réglage du débit. On remarque aussi que la hauteur manométrique du point de fonctionnement est égale à celle demandée.

a) Réglage du débit par diminution du temps de pompage

$$V = Q_d \times T = 0.03 \times 3600 \times 24 = 2592 \text{ m}^3.$$

Le temps de pompage réduit sera alors :

$$T_1 = V / Q_{pf} = 2592 / (3600 \times 0.033) = 21.82 \text{ heures.}$$

Donc, on prend un temps de pompage de 22 heures. Alors on a diminué le temps de pompage de 2 heures.

$$\text{Donc la puissance absorbée par la pompe : } P_{abs} = \frac{9,81 * 33 * 90.6}{0,7460 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{10.92 \text{ Kw.}}$$

b) vannage

- $H_c = 92 \text{ m}$ (figure III.3).
- $h_v = 92 - 87.6 \Rightarrow h_v = 4.40 \text{ m.}$

- $\eta_{av, van} = 74.6\%$ (Figure III.3).

$$\eta_{inst_{ap, van}} = 74.6 \times \frac{87.6}{92} \Rightarrow \eta_{inst_{ap, van}} = 71.03 \%$$

Donc la puissance absorbée par la pompe : $P_{abs} = \frac{9,81 * 30 * 92}{0,7103 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 10.58 \text{ Kw.}$

Conclusion

Le mode de réglage préféré est le mode par diminution de temps de pompage.

III.7.3 Ligne de Mazghétane

Les caractéristiques du point de fonctionnement sont les suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{pf} = 215 \text{ l/s} > Q_{app} = 200 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 235 \text{ m} = H_{app} \end{array} \right.$$

a) Réglage du débit par diminution du temps de pompage

$$V = Q_d \times T = 0.2 \times 3600 \times 24 = 17280 \text{ m}^3$$

Le temps de pompage réduit sera donc :

$$T_1 = V / Q_{pf} = 17280 / (3600 \times 0.215) = 22.32 \text{ heures.}$$

Donc la puissance absorbée par la pompe : $P_{abs} = \frac{9,81 * 215 * 235}{0,761 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 180.92 \text{ Kw.}$

Conclusion

Les pompes de la ligne de Mazghétane fonctionnent 22.5h/24. Donc on a réduit le temps de fonctionnement de 1.5 heures.

b) vannage

- $H_c = 240 \text{ m}$ (figure III.4).
- $h_v = 240 - 235 \Rightarrow h_v = 5 \text{ m.}$
- $\eta_{av, van} = 76,1\%$ (figure III.4).

$$\eta_{inst_{ap, van}} = 76,1 \times \frac{235}{240} \Rightarrow \eta_{inst_{ap, van}} = 74,51\%$$

Donc la puissance absorbée par la pompe sera : $P_{abs} = \frac{9,81 * 200 * 240}{0.7451 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 175,55 \text{ Kw.}$

Conclusion

Le mode du réglage préféré est celui qui basé sur la diminution du temps de pompage.

III.7.4 Ligne de Jijel

Les caractéristiques du point de fonctionnement des pompes de la ligne de Jijel sont les suivantes :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 950l/s \succ Q_{app} = 900l/s \\ H_{pf} = 144.7m \approx H_{app} = 145m \end{cases}$$

On remarque que le débit du point de fonctionnement de la ligne de Jijel est supérieur au débit appelé. Donc un réglage du débit est nécessaire.

c) Réglage du débit par diminution du temps de pompage

$$V = Q_d \times T = 0.9 \times 3600 \times 24 = 77760 \text{ m}^3.$$

Le temps de pompage réduit sera donc :

$$T_1 = V / Q_{pf} = 77760 / (3600 \times 0.95) = 22.73 \text{ heures.}$$

$$\text{Donc la puissance absorbée par la pompe : } P_{abs} = \frac{9,81 * 950 * 144.7}{0,715 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{523.9 \text{ Kw.}}$$

Conclusion :

Les pompes de la ligne de Jijel fonctionnent 23h/24. Donc on a réduit le temps de fonctionnement d'une heure.

d) Réglage du débit par le vannage

- $H_c = 155 \text{ m}$ (figure III.8).
- $h_v = 155 - 141 \Rightarrow h_v = 14 \text{ m.}$
- $\eta_{av,van} = 71.5\%$

$$\eta_{inst_{ap,van}} = 71.5 \times \frac{141}{155} \Rightarrow \eta_{inst_{ap,van}} = \mathbf{65.04 \%}$$

$$\text{Donc la puissance absorbée par la pompe sera : } P_{abs} = \frac{9,81 * 900 * 155}{0.6504 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{584.46 \text{ Kw.}}$$

Conclusion :

Le mode du réglage préféré est celui qui se base sur la diminution du temps de pompage.

III.8 Choix du nombre des collecteurs d'aspiration et leur dimensionnement

Le nombre des collecteur d'aspirations = nombre des pompes

I_{asp} = pente de collecteur d'aspirations > 5%

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée

$$D_a = (1.2 \div 1.5) d_a$$

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 le 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 : longueur de convergent = $(3.5 \div 4) (D_a - d_a)$

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

Tableau III.8 : caractéristiques des conduites d'aspiration.

Ligne	d_a (mm)	D_a (mm)	L_c (mm)
El Aouana	200	300	400
Timizert	100	200	400
Mazghétane	200	300	400
Jijen	200	300	400

III.9 Etude de la cavitation

III.9.1. Définition de la cavitation : c'est la perturbation de l'écoulement de liquide, c'est-à-dire la formation des cavités ou de poches ou bulles de vapeur, ou gaz dissout dans l'eau.

-l'aspiration de liquide est effectué sous l'effet de la différence entre la pression atmosphérique qui agit sur la surface libre de liquide est la pression absolue à l'entrée de la pompe qui est inférieure à la pression atmosphérique.

-si la diminution de la pression absolue à l'entrée de la pompe est dessous d'une limite bien déterminée peut entrainer la cavitation, qui se développe à l'intérieur d'une pompe c'est-à-dire la pression absolue devient inferieur à la tension de vapeur de liquide.

- cette cavitation dure dans le temps, peut entrainer des endommagements de certaine partie de la pompe.

III.9.2. Effets de la cavitation

- la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou à la sortie de la roue, lorsque la pression remonte,
- implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- vibrations anormales,
- bruit anormal,
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- chute du débit pompé lorsque l'apparaît du phénomène de cavitation (chute de performance)
- détérioration de la pompe.

III.9.3. Hauteur d'aspiration admissible

Pour éviter le phénomène de cavitation, il faut que la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_R$$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \tag{III-14}$$

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

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

Dans notre cas, on suppose des installations en charge au niveau de chaque ligne de refoulement, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - (-ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)r + 0.3 \tag{15}$$

Pour une installation en charge :

$$ha^{ad} = (NPSH)_r + 0.3 - \frac{p_{at}}{\varpi} + \frac{p_v}{\varpi} + \frac{v^2}{2g} + \sum hp_{asp}$$

Pour une installation en aspiration :

$$ha^{ad} = -(NPSH)_r - 0.3 + \frac{p_{at}}{\varpi} - \frac{p_v}{\varpi} - \frac{v^2}{2g} - \sum hp_{asp}$$

(NPSH_r) : Déterminé graphiquement.

— : Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau. III.8)

— : dépend de température du liquide pompé (voir tableau. III.9.)

Tableau. III.9: 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. III.10 : 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 2 m NGA alors — = 10.327 m

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

$$\sum h = \frac{\times \times}{\times} : \text{Perte de charge au coté d'aspiration.}$$

a) Ligne d'El – Aouana

$$(NPSH)_r = 3.75 \text{ m.}$$

$$\sum h = \frac{\times \times}{\times} = \frac{(\cdot \times) \times (\cdot)}{(\cdot \cdot)} \underline{=} 0.29 \text{ m.}$$

$$V_{asp} = 1.23 \text{ m/s.}$$

$$\text{Alors : } hasp = 3.75 + 0.3 - 10.327 + 0.24 + 0.29 + 0.077 = -5.67 \text{ m.}$$

Remarque

On remarque que la hauteur d'aspiration est négative. Il faut donc changer le type d'installation (vers une installation en aspiration).

$$h_{asp} = 10.327 - 0.24 - 0.29 - 0.077 - 3.75 - 0.3 = 5.67 \text{ m}$$

Donc on peut calculer le plan d'aspiration ou bien la côte de l'axe de la pompe telle que :

$$\nabla_{\text{axe de la pompe}} = \nabla_{\text{min}} + h_a - \eta$$

Sachant que la côte minimale du plan d'aspiration est le niveau d'eau minimum dans les réservoirs d'eau traitée, c'est-à-dire à la côte 3 m NGA.

$$\text{D'où : } \nabla_{\text{axe de la pompe}} = 3 + 5.67 - 0.3 = 8.4 \text{ m NGA}$$

b) Ligne de Timizert

$$(NPSH)_r = 3.54 \text{ m.}$$

$$\sum h = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.95^2}{2 \times 9.81} = 0.046 \text{ m.}$$

$$V_{asp} = 0.95 \text{ m/s.}$$

$$\text{Alors : } h_{asp} = 3.54 + 0.3 - 10.327 + 0.24 + 0.285 + 0.046 = -5.92 \text{ m.}$$

Remarque

On remarque que la hauteur d'aspiration est négative. Il faut donc changer le type d'installation (à une installation en aspiration).

$$h_{asp} = 10.327 - 0.24 - 0.285 - 0.046 - 3.54 - 0.3 = 5.9 \text{ m}$$

Donc on peut calculer le plan d'aspiration ou bien la côte de l'axe de la pompe telle que :

$$\nabla_{\text{axe de la pompe}} = \nabla_{\text{min}} + h_a - \eta$$

Sachant que la côte minimale du plan d'aspiration est le niveau d'eau minimum dans les réservoirs d'eau traitée, c'est-à-dire à la côte 3 m NGA.

$$\text{D'où : } \nabla_{\text{axe de la pompe}} = 3 + 5.9 - 0.3 = 8.6 \text{ m NGA}$$

c) Ligne de Mezghétane

$$(NPSH)_r = 5.6 \text{ m.}$$

$$\sum h = \frac{v^2}{2g} = \frac{1.02^2}{2 \times 9.81} = 0.053 \text{ m.}$$

$$V_{asp} = 1.02 \text{ m/s.}$$

$$\text{Alors : } h_{asp} = 5.6 + 0.3 - 10.327 + 0.24 + 0.1 + 0.053 = -4.034 \text{ m.}$$

Remarque

On remarque que la hauteur d'aspiration est négative. Il faut donc changer le type d'installation (à une installation en aspiration).

$$\text{hasp} = 10,327 - 0,24 - 0,1 - 0,053 - 5,6 - 0,3 = 4,034 \text{ m}$$

Donc on peut calculer le plan d'aspiration ou bien la côte de l'axe de la pompe telle que :

$$\nabla_{\text{axe de la pompe}} = \nabla_{\text{min}} + h_a - \eta$$

Sachant que la côte minimale du plan d'aspiration est le niveau d'eau minimum dans les réservoirs d'eau traitée, c'est-à-dire à la côte 3 m NGA.

$$\text{D'où : } \nabla_{\text{axe de la pompe}} = 3 + 4,034 - 0,3 = 6,75 \text{ m.}$$

d) Ligne de Jijel

$$(\text{NPSH})_r = 6.34 \text{ m.}$$

$$\sum h = \frac{\times \times}{(\cdot)} = \frac{\times \times (\cdot)}{(\cdot)} = 0.09 \text{ m.}$$

$$V_{\text{asp}} = 1.41 \text{ m/s.}$$

$$\text{Alors : } \text{hasp} = 6.34 + 0.3 - 10.327 + 0.24 + 0.09 + 0.102 = -3.25 \text{ m.}$$

Remarque

On remarque que la hauteur d'aspiration est négative. Il faut donc changer le type d'installation (à une installation en aspiration).

$$\text{hasp} = 10.327 - 0.24 - 0.069 - 0.102 - 6.34 - 0.3 = 3.25 \text{ m.}$$

Donc on peut calculer le plan d'aspiration ou bien la côte de l'axe de la pompe telle que :

$$\nabla_{\text{axe de la pompe}} = \nabla_{\text{min}} + h_a - \eta$$

Sachant que la côte minimale du plan d'aspiration est le niveau d'eau minimum dans les réservoirs d'eau traitée, c'est-à-dire à la côte 3 m NGA.

$$\text{D'où : } \nabla_{\text{axe de la pompe}} = 3 + 3.25 - 0.3 = 6 \text{ m NGA.}$$

III.10 Choix du moteur électrique**III.10.1 Critères de choix du moteur électrique**

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur.

III.10.2 Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \tag{III-16}$$

Où: N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

III.10.3 Puissance fournie par le moteur

La puissance fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{max} * HMT_{min} * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \tag{III-17}$$

Où : P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

$Q_{max} = Q_{app}$: débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimale ;

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 0,93$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (92-95) \%$, On prend : $\eta_m = 95 \%$.

K : coefficient de correction de puissance, en fonction de la puissance de la pompe, dont les valeurs de K sont données dans le tableau III.10

Tableau III.11: Coefficient de correction en fonction de la puissance.

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	> 200
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

A- Ligne d'El Aouana

Puissance du moteur

- Le rendement est : 78.4 %.
- La hauteur manométrique totale est : 176 m.
- Le débit d'une pompe est : 320.4 m³/h.
- Nombre de tour de la pompe : $N_p = 1450 \text{ tr/min}$
- La puissance absorbée de la pompe est : 250 KW $\Rightarrow K = 1,05$.
- La puissance du moteur est :

$$\text{AN : } P_m = \frac{9,81 * 320.4 * 176 * 1,05}{0,784 * 0,93 * 0,95 * 3600} \Rightarrow P_m = 232.94 \text{ Kw.}$$

B- Ligne de Timizert

Puissance du moteur

- Le rendement est : 73.3 %.
- La hauteur manométrique totale est : 90 m.
- Le débit d'une pompe est : 108 m³/h.
- Nombre de tour de la pompe : Np=2920 tr/min
- La puissance absorbée de la pompe est : 45 KW $\Rightarrow K = 1,21$.
- La puissance du moteur est :

$$\text{AN : } P_m = \frac{9,81 * 108 * 90 * 1,21}{0,733 * 0,93 * 0,95 * 3600} \Rightarrow P_m = 50 \text{ Kw.}$$

C- Ligne de Mazghétane

Puissance du moteur

- Le rendement après le réglage est : 76,1%.
- La hauteur manométrique totale est : 235 m.
- Le débit d'une pompe est : 240 m³/h.
- Nombre de tour de la pompe : Np=2900 tr/min
- La puissance absorbée de la pompe est : 250 KW $\Rightarrow K = 1,05$.
- La puissance du moteur est :

$$\text{AN : } P_m = \frac{9,81 * 240 * 235 * 1,05}{0,761 * 0,93 * 0,95 * 3600} \Rightarrow P_m = 240,02 \text{ Kw.}$$

D- Ligne de Jijel

Puissance du moteur

- Le rendement après le réglage est : 71.5%.
- La hauteur manométrique totale est : 145 m.
- Le débit d'une pompe est : 378 m³/h.
- Nombre de tour de la pompe : Np=1450 tr/min
- La puissance absorbée de la pompe est : 205 KW $\Rightarrow K = 1,05$.
- La puissance du moteur est :

$$\text{AN : } P_m = \frac{9,81 * 378 * 145 * 1,05}{0,715 * 0,93 * 0,95 * 3600} \Rightarrow P_m = 248.26 \text{ Kw.}$$

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

Pour le dimensionnement de la station de pompage nous avons :

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

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

- 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 des bâtiments des 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 ;

III.11.1 choix du bâtiment

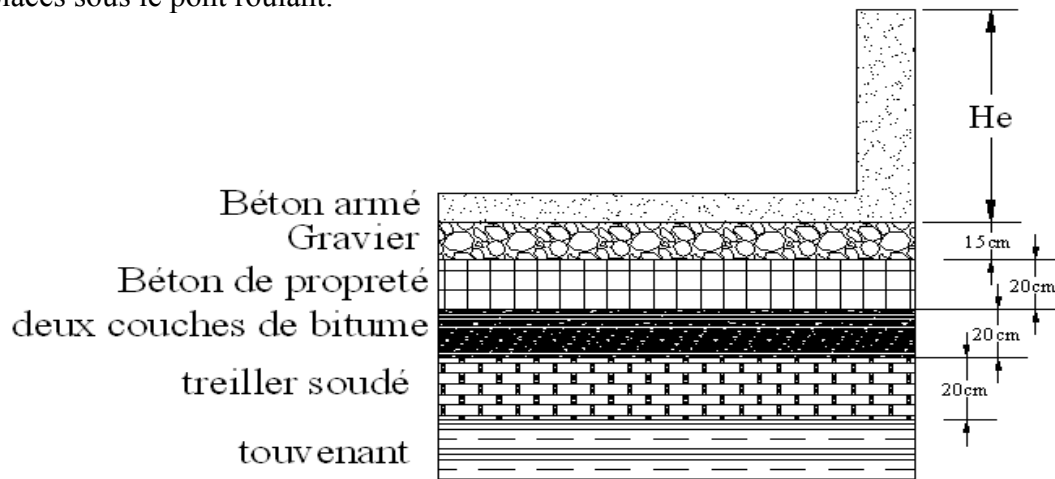
Tableau.III.12 : Choix du type de bâtiment

paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	surface
Débit Q (m3/s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale à 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.

III.11.2 Partie souterraine

La partie souterraine 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.



He : hauteur du bâtiment

Figure. III.8 : Schéma représentatif de la partie souterraine

III.11.3 Partie supérieure du bâtiment

Le bâtiment est construit sous forme rectangulaire et comporte une salle des machines, plus une plate forme de montage et de démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle de commande où on trouve les armoires électriques).

Il est recommandé de prendre :

- Une hauteur normalisée de la station (H_b : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)
- Une longueur du bâtiment $L_b = 3, 6, 18, 21, 24$ m
- Une distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12 ..).
- Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties.
- la plate forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.
- On note aussi que dans la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons de sécurité.
- On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :
 - Distance entre les pompes varie de 0,8 à 1,2 m.
 - Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 à 2m.

- La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.
- la salle des machines reçoit les groupes de pompage et elle est accessible par le pont roulant de 3.5 tonnes,
- les collecteurs d'aspiration et de refoulement entièrement enrobé dans le béton.

III.11.4 Dimensionnement du bâtiment

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme les conduites d'aspiration et de refoulement.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée.

Remarque

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

1- 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.

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

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

$$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$$

$$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm en prend } h_{\text{socle}} = 0.5 \text{ cm}$$

h_p : Hauteur de la pompe et le moteur est égale à $h_p = 0.9 \text{ m}$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme.

h_7 : Hauteur de chariot.

h_8 : Hauteur profilée .

h_9 : Hauteur de sécurité.

Donc :
$$H_b = 1.9 + 2.2 + 0.5 + 0.8 + 0.5 = 5.9 \text{ m}$$

Vu la grande profondeur des accessoires et la grandeur de ces dernier on prend **$H_b = 6 \text{ m}$** .

2- Largeur du bâtiment

$$L_b = L1 + L2 + L3 + L4 + 2s$$

Avec : s : épaisseur du mur (s = 25 cm)

L1 : distance entre le mur et le premier organe. (L1 = (20 : 30)) cm.

L2 : distance entre tubulures (>(20 : 30) cm).

$$L3 + L4 = L_p + L_{tr} + L_{t asp} + L_c + L_j \quad \text{avec :}$$

L_p : longueur de la pompe.

L_c : longueur de convergent.

L_j : longueur des joints (L_j = 1m).

L_{tr} : longueur du tronçon de refoulement.

L_{t asp} : longueur du tronçon d'aspiration.

$$L_b = 0.5 + 0.3 + 0.4 + 6.8 + 0.8 + 2 + 2.8 + 2.8 = 16.4 \text{ m.} \quad \text{on prend : } L_b = 17 \text{ m.}$$

3- Longueur du bâtiment

La longueur de la station de pompage est donnée en fonction des dimensions des équipements qui la constituent. Tels que les pompes, l'armoire électrique, bureaux des personnels....

$$\text{Long}_b = n_p \times L + L_{int} + L_{pf} + l_r + l_p$$

Tels que : n_p : nombre des pompes.

L : longueur de la pompe (à partir du catalogue).

L_{int} : distances entre deux pompes voisines. (0.8 à 1.2).

L_{pf} : longueur de la plate forme de montage, L_{pf} = 4 m.

l_r : longueur de l'armoire électrique. L_r = 3 m.

l_p : longueur du bureau du personnel, on distingue :

- ❖ Bureau du chef d'exploitation : qui a les dimensions suivantes ; h = 3m, S = 4x3 m².
- ❖ Bureau du personnel : h = 3m, S = 5 x 3 m.

$$\text{Long}_b = 10 \times 3.334 + 1 + 4 + 3 + 5 = 46.34 \text{ m.} \quad \text{On prend : } \text{Long}_b = 48 \text{ m.}$$

Dimensions des portes

Les dimensions recommandées pour les portes sont données comme suit : 3 x 3, 3.6x3.6, 4 x 3, 4.2 x 4, 4.8 x 5.4

Dans notre cas, la station de pompage est équipée de deux portes de dimensions : 3 x 3

Surface des fenêtres :

La surface des fenêtres est déterminée en fonction de surface de la salle des machines.

$S_f = (10 : 15) \% \text{ surface de la salles des machines. } S_f = 5.4 \text{ m}^2.$

Les dimensions de la fenêtre sont : $s_f = 0.8 \times 1 \text{ m}^2$. Le nombre des fenêtres sera alors :

$N_f = S_f / s_f = 5.4 / 0.8 = 6.75$ on prend : 7 fenêtres

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné l'intégrale de la station de pompage, en effet on a pu déterminer les pompes adéquates pour les différentes lignes de refoulement, ainsi que leur nombre qui a pour but de refouler un débit nominal de 1.22 m³/s sur des hauteurs importantes.

En effet, on a déterminé les types des moteurs pour chaque ligne de refoulement. Et les dimensions de la station de pompage qui doit être équipée les groupes électropompes.

Chapitre IV

Calcul des réservoirs

Introduction :

Dans ce chapitre, on doit traiter le problème des réservoirs. 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.

IV.1 Rôle des réservoirs

Les réservoirs constituant une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés, de plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies. En plus les réservoirs offrant notamment les avantages suivants :

- Régularisation le fonctionnement de la station de pompage.
- Simplification l'exploitation.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relais.
- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes.

IV.2 classification des réservoirs [2]

Les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon les critères pris en considération :

IV.2.1 Classification selon le matériau de construction

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs. On peut citer donc :

- Réservoir métalliques.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir en béton armé.

IV.2.2 Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève.

IV.2.3 Classification selon l'usage

Dans cette classification, on peut trouver :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage. (réservoir d'eau traité).
- Réservoir terminal.

- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir tampon.
- Bâche de reprise.
- brise charge.

IV.2.4 Classification selon la forme géométrique

Généralement, dans la pratique on trouve divers formes géométrique dans la construction des réservoirs tels que :

- Réservoir cône.
- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire (carré).
- d'une forme quelconque.

IV.3 Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre car l'on doit tenir compte de certaines considérations.

- Le point le plus bas à alimenter.
- La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de la ville en question.
- L'état du relief de la ville qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :
 - Simplicité de réalisation du coffrage.
 - Etanchéité plus facile à réaliser.

Dans notre cas :

Dans notre cas les réservoirs qu'on doit les implanter sont des réservoirs tampon. Les réservoirs tampon doivent être implantés de manière à assurer la continuité de l'écoulement vers les réservoirs de distribution (pour les deux lignes ; la ligne vers Jijel et l'autre vers Mazghétane) avec un écoulement gravitaire.

IV.4 Calcul des capacités des réservoirs

Nous rappelons que les réservoirs qu'on doit implanter sont des réservoirs tampon qui sont situés sur les lignes qui alimentent la ville de Jijel. Le débit à véhiculer par la première ligne (vers Mazghétane) est de $17280 \text{ m}^3/\text{j}$. et celui refoulé vers les réservoirs de crête est de $77760 \text{ m}^3/\text{j}$.

Ce débit est refoulé par la station de pompage jusqu'aux réservoirs tampon.

La station de pompage est équipée pour un régime de fonctionnement de 24h/24 pour assurer l'alimentation en eau potable de la ville de Jijel.

• **Estimation de la capacité du réservoir tampon**

Le Réservoir tampon assure la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire en direction du bassin d'équilibre (Réservoir de régulation).

La capacité du réservoir tampon est déterminée en fonction du temps de fermeture de la vanne à l'aval de l'adduction gravitaire, et aussi une réserve d'incendie qu'on préconise en cas d'incendie.

La capacité totale du réservoir sera : $V_t = V_r + V_{inc}$ (en m³).

Pour le calcul du volume résiduel voici la démonstration :

Soit Q_0 le débit transité dans la conduite gravitaire à l'aval du réservoir tampon, et Soit T le temps de fermeture linéaire totale du Robinet vanne.

Dés l'arrêt de la Pompe le réservoir commence à se vider et le robinet vanne à l'aval de l'adduction gravitaire entre en action de fermeture.

Pour un instant ' t ' le débit sera :

$$= - [\times -] = \times (- -) \dots\dots\dots(1)$$

Et le volume dV du réservoir sera :

$$= \times - - \dots\dots\dots(2)$$

$$= \times \int (- -) = \text{---} \dots\dots\dots(3)$$

Donc le volume du réservoir est fonction direct du temps de fermeture du robinet vanne à fermeture lente, donc il nous faut connaître la loi de manœuvre du robinet vanne choisi pour l'adduction.

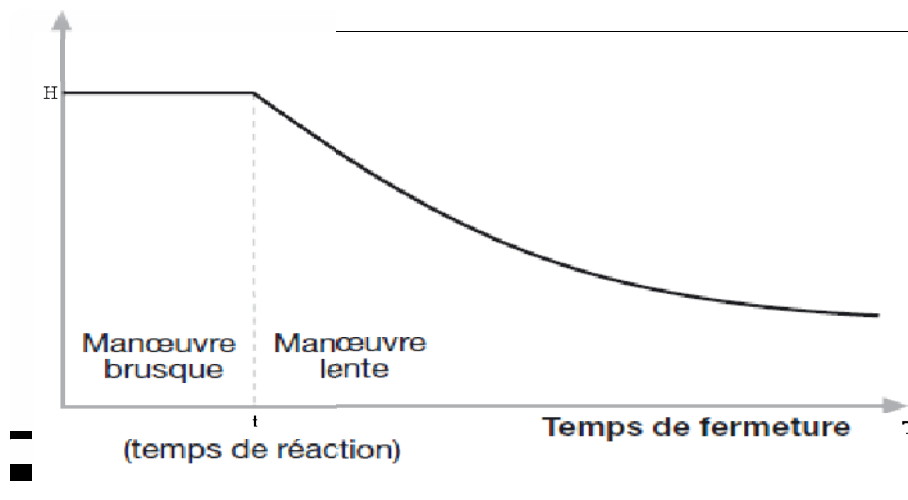


Figure. IV.1:Lois de manœuvre d'un robinet vanne

A fin d'éviter la création d'un coup de bélier important il nous faut choisir un robinet vanne avec fermeture lente.

Le robinet vanne à un temps de fermeture d'une durée de 0,5 heure, donc le volume résiduel du réservoir sera :

Réservoir de Mazghétane

$$V_{res} = \frac{Q \times t}{3600}$$

On préconise un volume de 120 m³ comme réserve d'incendie

Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_{total} = V_{res} + V_{inc}$$

On prend un volume de 300 m³.

Réservoir Tampon de Bounar

$$V_{res} = \frac{Q \times t}{3600}$$

On préconise un volume de 120 m³ comme réserve d'incendie

Donc le volume total du réservoir sera :

$$V_{total} = V_{res} + V_{inc}$$

Ce volume doit être normalisé. On prend un volume de 1000 m³.

- **Dimensions du réservoir**

Réservoir de Mazghétane

1. Diamètre de la cuve :

Pour ces réservoirs, la forme qu'on doit choisi est la forme circulaire. Qui sont posés sur terre. On propose une hauteur de la cuve de 3 m

$$V = \frac{\pi \times D^2}{4} \times h \dots\dots\dots(4)$$

On tire D = 11,29 m

On le normalise, on pose D = 12 m.

2. Réévaluation de la hauteur d'eau

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

h = V/ S avec : S : Section circulaire.

On trouve $h = 2.65$ 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 $R = 0.5$ m

Donc $H = 2,65 + 0,5 = 3,5$ m

Réservoir Tampon de Bounar

Ce réservoir se situe à la fin de la conduite de refoulement pour la ligne joignant la station de pompage et le réservoir Crête de la ville de Jijel. Il a un volume de 1000 m^3 .

1. Diamètre de la cuve

Pour ces réservoirs, la forme qu'on doit choisir est la forme circulaire. Qui sont posés sur terre. On propose une hauteur de la cuve de 5 m

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

On tire $D = 15,96$ m

On le normalise, on pose $D = 16$ m.

2. Réévaluation de la hauteur d'eau

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

$h = V / S$ avec : S : Section circulaire.

On trouve $h = 4,98$ 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 $R = 0,5$ m

Donc $H = 4,98 + 0,5 = 6$ m.

IV.5 Équipement du réservoir [1]

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.

IV.5.1 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.

IV.5.2 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, permutant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

IV.5.3. Conduite du trop-plein

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au 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.

IV.5.4 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 –pleine .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.

IV.5.5 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.

IV.5.6 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.

L'annexe III.2 représente une coupe transversale d'un réservoir circulaire avec ces équipements

IV.6 Système de matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale préservée 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.

IV.7 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 transfert des eaux du barrage Kissir vers les agglomérations situées sur le couloir El Aouana - Jijel nécessite la construction de deux réservoirs tampon.

En effet les réservoirs tampon sont projetés à une côte de 130 m NGA pour la ligne de Jijel, est à 220 m NGA pour la ligne de Mazghétane qui ont le rôle d'assurer le relais entre les tronçons refoulement-gravitaire.

Chapitre V

Organisation de

chantier

Introduction

Ce chapitre portera à quantifier les différents travaux à exécuter pour la réalisation des ouvrages constituant notre projet. Tels que la station de pompage, les lignes de refoulements et les réservoirs projetés. Ainsi que la détermination de délai de réalisation du projet.

V.1. Différents travaux à effectuer

Les différents travaux concernant ; la station de pompage, les adductions, les réservoirs sont donnés comme suit :

V.1 .1. Travaux concernant la station de pompage

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

- **Décapage**

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (débroussaillage, abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **20cm**.

- **Exécution des fouilles**

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment.

- **Coulage du béton de propreté**

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

- **Remblayage**

Le remblayage des fouilles et des casiers consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

- **Coulage du béton**

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton.

- **Maçonnerie**

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

V.1 .2. Travaux concernant l'adduction

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- **Exécution des tranchées**

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus de 90 degrés. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés sur un coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

- **Construction des regards**

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

- **Pose du lit de sable**

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15cm dans notre cas.

- **Pose des conduites**

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

- **Remblayage des tranchées**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

- **Nivellement et compactage**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

V.1.3 Travaux concernant les réservoirs

Dans la zone d'étude nous avons à construire deux réservoirs. Pour les quantités des travaux, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- Excavation
- Pose du tout venant
- Coulage du béton de propreté
- Coulage du béton du radier
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes.

V.2 Calcul des volumes des travaux

V.2.1 Calcul des volumes des travaux de la station de pompage

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de forme classiques (rectangulaire), elle est constituée d'un seul niveau et plusieurs compartiments, l'emprise totale de station de pompage est de 816 m².
- La profondeur des fouilles h=1,5m.
- Les semelles sont de forme carré de coté L=1,5m et de hauteur h=0.50m.
- Les avants poteaux sont de forme carré de coté 0,40m et de hauteur h=0,7m.
- Les poteaux sont de forme carré de coté b=0,40m et de hauteur totale h = 6 m.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de e=7cm.
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 0,15 m.
- Les longrines ont une hauteur de h = 0,45 m et une largeur de b=0,4 m.

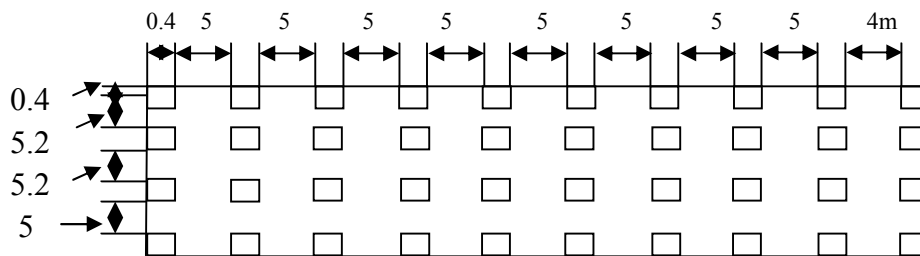


Figure V.1 : Vu en plan du bâtiment de la station de pompage.

On obtient alors :

- 40 poteaux de dimensions de 0,40x0,40.
- 40 poutre de dimensions 0.45 x0.40.

• **Calcul du volume de décapage**

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 20 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

D'où : $V = S \times h = 816 \times 0,2 = 163.2 \text{ m}^3$

Donc le volume de décapage est estimé à **164 m³**

• **Calcul du volume des déblais**

Le bâtiment de la station de pompage étant semi enterré. Le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la côte du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles.

La côte du radier du bâtiment étant à une profondeur de 4,5 m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de :

$48 \times 17 \times 4,5 = 3672 \text{ m}^3$.

La fouille ayant le volume de $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$.

Le volume à excaver pour une fouille est de 3,375 m³.

Le nombre de fouilles étant de 40, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de 135 m³.

Le volume total des déblais s'élèverait à : 3672 + 135 soit environ: **3807 m³**

- **Calcul du volume de béton de propreté**

Le béton de propreté est coulé au dessous des semelles sur une épaisseur de 10 cm. Ce béton est dosé à 300 Kg/ m². La quantité du béton totale du béton de propreté est de 9m³.

- **Calcul du volume de béton armé**

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Voiles ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

Tableau V.1: Calcul du volume du béton armé pour la station de pompage.

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =Lxlxh (m ³)
semelles	1,5	1,5	0,4	40	36
avants poteaux	0.4	0,4	0,7	40	4.48
Poteaux	0,4	0,4	6	40	38.4
Poutres longitudinales inférieur	44	0,4	0,45	4	31.68
Poutres transversales inférieur	15.4	0,4	0,45	10	27.72
Poutres longitudinales inférieur	44	0,4	0,45	4	31.68
Poutres transversales Inférieur	15.4	0,4	0,45	10	27.72

Suite du tableau V.1

Éléments	Surface	Hauteur	N	V=SxH (m ³)
dalle supérieure	677.6	0,07	/	47.432
chape inférieure	677.6	0,07	/	47.432
TOTAL :				292.544

Le volume total du béton armé de la station de pompage sera donc de 292.544m³ arrondi à : **293 m³**

- **Calcul du volume du remblai compacté**

Le volume du remblai compacté des fouilles est de 1,5x1,5 x1 (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté ça donne une profondeur de 1m), le volume est de 2,25 m³.

Le nombre de fouilles étant de 40, le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **90 m³**.

Le volume du remblai compacté derrière les murs et les voiles enterrés est de :

$$(816 - 40 \times 0,4 \times 0,4) \times 0,45 - 59,4 = \mathbf{304,92 \text{ m}^3}$$

Le volume total du remblai compacté est de 394.92 m³, qu'on majorera à : **395 m³**

- **Calcul du volume de la maçonnerie.**

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30x20 cmxcm.

- La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles :

→ Surface totale du mur est égale à 780 m².

→ Surface des poteaux est égale à 67.2 m².

→ Surface des fenêtres étant de 5.4 m².

→ Surface des portes étant de 2x3x3. Elle sera donc de 18 m².

Donc la surface totale à couvrir en briques est de : = 689.4

D'où le nombre de briques nécessaire est de :

$$= \frac{689,4}{0,3 \times 0,2} = 11490$$

Nombre des briques est : 11490 briques.

Tableau V.2 : Volumes de travaux d'une seule station de pompage

N°	Désignation	Quantité (m3)
1	Décapage	164
2	Excavation	3807
3	Remblais compacté	395
4	Béton de propreté	9
5	Béton armé semelle	36
6	Béton armé demi poteaux	4.48
7	Béton armé des ceintures	118.8
8	Béton légèrement armé (chape inférieure et acrotère)	47.432
9	Béton armé poteaux	26.88
10	Béton armé dalle	47.432
11	Maçonnerie (briquetage)	11490

V.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

- Ligne de Jijel

La partie refoulement de la ligne de Jijel s'étend sur une longueur de 5850 m, avec un diamètre de 900 mm. La deuxième partie où l'écoulement se fait gravitairement, la longueur de la canalisation étant de 7748 m, et un diamètre de 800mm.

Les volumes des travaux sont donnés comme suit :

- **Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure V.2

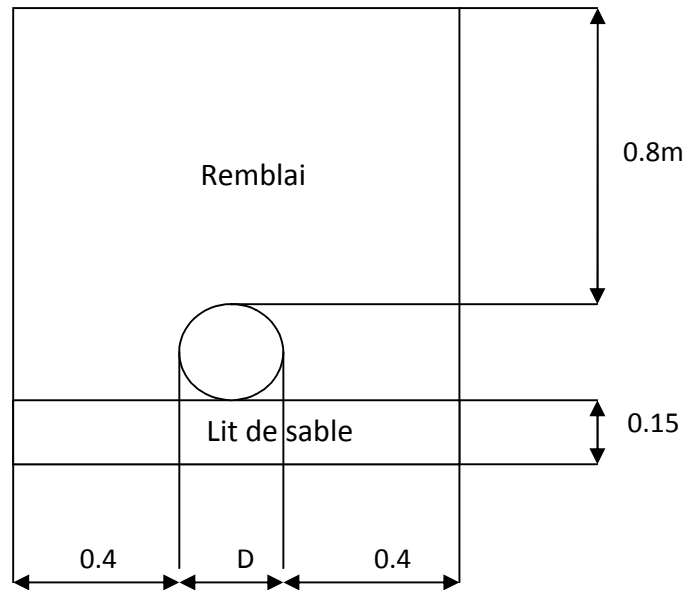


Figure V.2: Coupe en travers de la tranchée de la conduite.

$$V_{\text{débl refou}} = 1.85 \times 1.7 \times 5850 = 18398.25 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{débl gravi}} = 1.75 \times 1.6 \times 7748 = 21694.4 \text{ m}^3.$$

Le volume total du déblai sera de **40092.65 m³**.

- **Le volume du lit du sable**

Comme on a dit le lit de sable à une épaisseur de 15cm le long des tranchées.

$$V_{S_{\text{ref}}} = 0,15 \times 1.7 \times 5850 = 1491.75 \text{ m}^3.$$

$$V_{S_{\text{grav}}} = 0.15 \times 1.6 \times 7748 = 1859.52 \text{ m}^3.$$

Le volume total de sable pour la ligne de Jijel est de **3351.27 m³**.

- **Volume de la conduite**

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

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad \text{et le volume sera donc :} \quad V_c = S_c \times L$$

La conduite passe par plusieurs diamètres et donc on va faire un tableau qui exprime ces volumes des différents tronçons :

Tableau V.3 : Les volumes des conduites.

Diamètre (mm)	Surface (m ²)	Longueur (m)	Volume (m ³)
900	0.636	5850	3720.6
800	0.5024	7748	3892.6
Total			7613.2

- **Remblais compacté**

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

Donc le volume du remblai compacté est de :

$$= 40092,65 - (3351,27 + 7613,2) = \quad , \quad .$$

- **Ligne de Mazghétane**

La partie refoulement de la ligne de Mazghétane s'étend sur une longueur de 7592 m, avec un diamètre de 500 mm. La deuxième partie où l'écoulement se fait gravitairement, la longueur de la canalisation étant de 3104 m du R.tampon-R.Zhun, avec un diamètre de 350mm. Et de 521 m du R.tampon-R.Boumnar, avec un diamètre de 300 mm.

Les volumes des travaux sont donnés comme suit :

- **Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure V.2).

$$V_{\text{débl refou}} = 1,45 \times 1,3 \times 7592 = 14310,92 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{débl R.T-R.Z}} = 1,3 \times 1,15 \times 3104 = 4640,48 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{débl R.T-R.Bo}} = 1,25 \times 1,1 \times 521 = 716,375 \text{ m}^3.$$

Le volume total du déblai sera de **19667.775 m³**.

- **Le volume du lit du sable**

Comme on a dit le lit de sable à une épaisseur de 15cm le long des tranchées.

$$V_{S_{\text{ref}}} = 0,15 \times 1,3 \times 7592 = 1480,44 \text{ m}^3.$$

$$V_{S_{\text{R.T-R.Z}}} = 0,15 \times 1,15 \times 3104 = 535,44 \text{ m}^3.$$

$$V_{S_{R,T-R,B_0}} = 0,15 \times 1,1 \times 521 = 85,965 \text{ m}^3.$$

Le volume total de sable pour la ligne de Jijel est de **2101,845 m³**.

- **Volume de la conduite**

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

La conduite passe par plusieurs diamètres et donc on va faire un tableau qui exprime ces volumes des différents tronçons :

Tableau V.4 : Les volumes des conduites de la ligne de Mazghétane.

Diamètre (mm)	Surface (m ²)	Longueur (m)	Volume (m ³)
500	0,19625	7592	1489,93
350	0,09616	3104	298,48
300	0,07065	521	36,81
Total			1825,22

- **Remblais compacté**

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

Donc le volume du remblai compacté est de :

$$= 19667,775 - (2101,845 + 1825,22) = \quad , \quad .$$

- **Ligne d'El Aouana**

La ligne d'El Aouana se compose en deux parties ; une partie de refoulement (sous forme d'un réseau ramifié). Et une partie gravitaire contient deux canalisations (voir figure II.3).

Les volumes des travaux sont donnés comme suit :

- **Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure V.2).

La conduite reliée la station de pompage et le réservoir Aouana2, a plusieurs tronçons (plusieurs diamètres). Pour cela on fixe les dimensions de la tranchée de cette canalisation (1,3 x 1,15).

Tableau V. 5 : volume du déblai de la ligne d'El Aouana.

Tronçon	Diamètre (mm)	Profondeur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Volume (m ³)
Partie refoulement					
SP- R.Aoua2	350	1,3	1,15	7714	11532,43
2 - R.Bourch1	125	1,1	1	513	564,3
3 – R.Bourch2	125	1,1	1	530	583
Partie gravitaire					
R.Aoua2-R.Aoua1	150	1,1	1	540	594
R.Aoua2-R.Aoua3	150	1,1	1	3245	3569,5
Total					16843,23

Le volume total du déblai sera de **16843.23 m³**.

- **Le volume du lit du sable**

Comme on a dit le lit de sable à une épaisseur de 15cm le long des tranchées.

Tableau V.6 : détermination du volume de sable pour la ligne d'El Aouana.

Tronçon	Diamètre (mm)	Profondeur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Volume (m ³)
Partie refoulement					
SP- R.Aoua2	350	0,15	1,15	7714	1330,665
2 - R.Bourch1	125	0,15	1	513	76,95
3 – R.Bourch2	125	0,15	1	530	79,5
Partie gravitaire					
R.Aoua2-R.Aoua1	150	0,15	1	540	81
R.Aoua2-R.Aoua3	150	0,15	1	3245	486,75
Total					2054,865

Le volume total de sable pour la ligne de Jijel est de **2054,865 m³**.

- **Volume de la conduite**

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

La conduite passe par plusieurs diamètres et donc on va faire un tableau qui exprime ces volumes des différents tronçons :

Tableau V.7 : Les volumes des conduites de la ligne d'El Aouana.

Tronçon	Diamètre (mm)	Surface (m ²)	Longueur (m)	Volume (m ³)
SP- R.Aoua2	350	0,09616	7714	741,78
2 - R.Bourch1	125	0,01226	513	6,29
3 - R.Bourch2	125	0,01226	530	6,50
R.Aoua2-R.Aoua1	150	0,01766	540	9,54
R.Aoua2-R.Aoua3	150	0,01766	3245	57,31
Total				821.42

Le volume total des conduites de la ligne d'El Aouana est de **821.42 m³**.

- **Remblais compacté**

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

Donc le volume du remblai compacté est de :

$$= 16843.23 - (2054.865 + 821.42) = \dots$$

- **Ligne de Timizert**

La ligne de Timizert s'étend sur une longueur de 1870 m, avec un diamètre de 200 mm. Elle est composée d'une seule conduite de refoulement. Les volumes des travaux sont donnés comme suit :

- **Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers.

$$V_{débl} = 1.2 \times 1 \times 1870 = 2244 \text{ m}^3.$$

Le volume total du déblai sera de **2244 m³**.

- **Le volume du lit du sable**

Comme on a dit le lit de sable à une épaisseur de 15cm le long des tranchées.

$$V_s = 0,15 \times 1 \times 1870 = 280.5 \text{ m}^3.$$

Le volume total de sable pour la ligne de Jijel est de **280.5 m³**.

- **Volume de la conduite**

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

$$V_c = 0.0314 \times 1870 = 58.718 \text{ m}^3.$$

Le volume de la conduite de Timizert étant de **58.718 m³**.

- **Remblais compacté**

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

Donc le volume du remblai compacté est de :

$$= 2244 - (280.5 + 58.718) = \quad . \quad .$$

V.3. Planification des travaux

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique de chercher constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est d'assurer que tout le travail se fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- sans retard ;
- aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation reviewtechnic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaboré en 1958 par les Américains.

V.3.1. Définitions des tâches et leurs durées

- **Station de pompage**

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le Tableau. V.8

Tableau. V.8 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	3
B	Excavation	7
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles.	3
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux.	5
F	Remblayage et compactage des fouilles.	3
G	Construction des murés	7
H	Coulage béton longrines inférieures.	15
I	Remblayage et compactage des casiers.	6
J	Coulage de la chape inférieure.	2
K	Coulage béton poteaux.	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	60
M	Maçonnerie et finition générale.	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

- **Adduction**

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau. V.9

Tableau V.9 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
O	Exécution des tranchées « Ligne de Jijel »	100
P	Exécution des tranchées « Ligne de Mazghétane»	95
Q	Exécution des tranchées « Ligne d'El Aouana »	96
R	Exécution des tranchées « Ligne de Timizert »	30
S	Pose du lit de sable« Ligne de Jijel »	30
T	Pose du lit de sable« Ligne de Mazghétane »	25
U	Pose du lit de sable« Ligne d'El Aouana »	26
V	Pose du lit de sable« Ligne de Timizert »	8
W	Pose de la canalisation « Ligne de Jijel »	80
X	Pose de la canalisation « Ligne de Mazghétane »	72
Y	Pose de la canalisation « Ligne d'El Aouana »	75
Z	Pose de la canalisation « Ligne de Timizert»	20
AB	Remblayage des tranchées « Ligne de Jijel »	22
AC	Remblayage des tranchées « Ligne de Mazghétane »	18
AD	Remblayage des tranchées « Ligne d'El Aouana»	19
AE	Remblayage des tranchées « Ligne de Timizert»	6

- **Réservoirs**

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau V.10

Tableau V.10 : Temps de réalisation des opérations du réservoir

Notation	Opération	Durée (jour)
BC	Excavation	5
BD	Pose du tout venant	2
BE	Coulage du béton de propreté.	1
BF	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.	35
BG	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	40
BH	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	20
BI	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	40
BJ	Remblayage et compactage.	2
BK	Maçonnerie et finition générale.	30
BL	Evacuation des débris et nettoyage	2

V.3.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

- **Stations de pompage et réservoirs**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de reprise dans le tableau V.11.

Tableau V.11 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
A	B	---	M	N	L
B	C	A	N	---	M
C	D	B	BC	BD	---
D	E	C	BD	BE	BC
E	F	D	BE	BF	BD

Suite du tableau V.11

F	G	E	BF	BG	BE
G	H	F	BG	BH	BF
H	I	G	BH	BI, BJ	BG
I	J	H	BI	BK	BH
J	K	I	BJ	BK	BH
K	L	J	BK	BL	BI, BJ
L	M	K	BL	---	BK

- **Adduction**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l’adduction dans le tableau V.12.

Tableau V.12 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l’adduction

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
O	S	---	W	AB	S
P	T	---	X	AC	T
Q	U	---	Y	AD	U
R	V	---	Z	AE	V
S	W	O	AB	---	W
T	X	P	AC	---	X
U	Y	Q	AD	---	Y
V	Z	R	AE	---	Z

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure V.2 où les dates de commencement et de finitions au plutôt et les dates de commencement et de finitions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Conclusion : Le temps de réalisation de l’ensemble du projet est de **232 jours**, soit **environ 7 mois et 22 jours**.

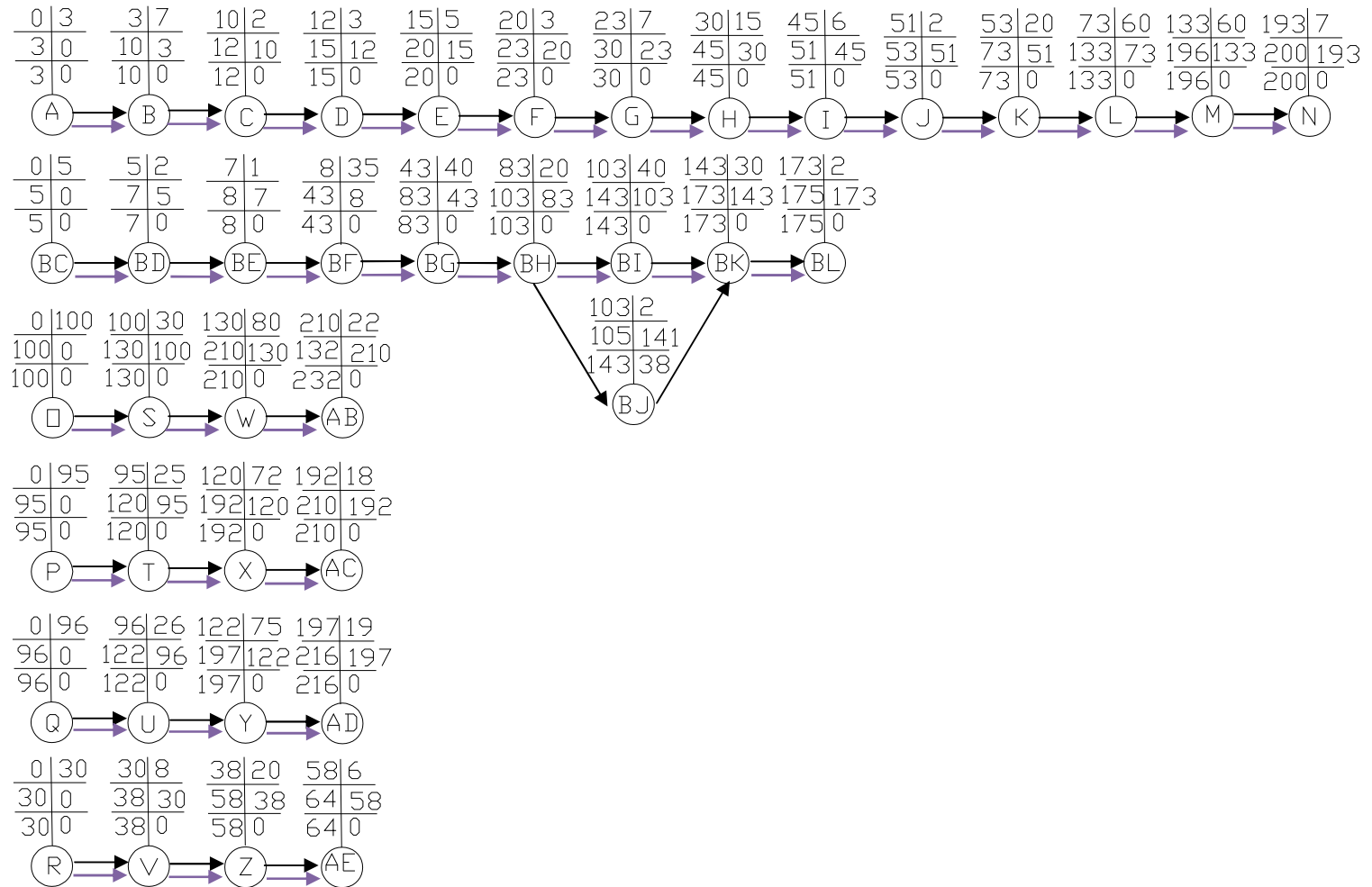


Figure. V.2 : Représentation graphique des réseaux à nœuds du projet et du chemin critique.

$\frac{DCP - TR}{DFP - DCP}$	DCP : date de commencement au plus tôt
$\frac{DFP - DCP}{DFPP - MT}$	DFP : date de finition au plus tôt
	DCPP : date de commencement au plus tard
	DFPP: date de finition au plus tard
	TR : temps de réalisation
	MT : la marge totale

V.4. Les Engins

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

V.4.1. Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

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

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

V.5.2. Les Dozers

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).

V.5.3. Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.

V.5.4. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

Conclusion

Dans notre travail, on a déterminé le devis général des stations de pompage y compris celui de leurs réservoirs et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthodes de conduite de chantier peuvent apporter.

Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

✓ L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.

La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers les agglomérations concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2032, dont la population de toute la zone d'étude atteindra environ 353 781 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les agglomérations concernées, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 105 321,6 m³/j des eaux du barrage Kissir :

- 7 689,6 m³/j vers El Aouana.
- 2 592 m³/j vers Timizert.
- 17 280 m³/j vers Mazghétane.
- 77 760 m³/j vers Jijel.

L'emplacement des réservoirs tampon est choisi de tel sort à assurer une alimentation gravitaire aux réservoirs existant ; de Crêtes (ville de Jijel), de Zhun et celui de Bounar.

L'importance des longueurs des lignes d'adduction et la nature de relief qui est très accidenté, nous exige l'utilisation des pompes ayant des Hmt importantes. Afin d'assurer l'alimentation aux points imposés.

Bibliographie

Bibliographie

[1] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101.

[2] **A. LENCASTRE** « HYDRAULIQUE GENERALE».Cepadu`es-**Editions**, 2000.

[3] **ANDRE.DUPONT** "Hydraulique urbaine", Tome II Eyrolles, paris 1977.
p26, 43,54.

[4] **M.CARLIER** « HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE». Eyrolles (Paris) 1972.

[5] **Prof. Jacques Bonvin** « Hydraulique urbaine I » .p65, 93, 101, 124, 237, 338,345,

Catalogue :

[6] **CAPRARI** « pompes multicellulaires à haute pression ».

Annexes

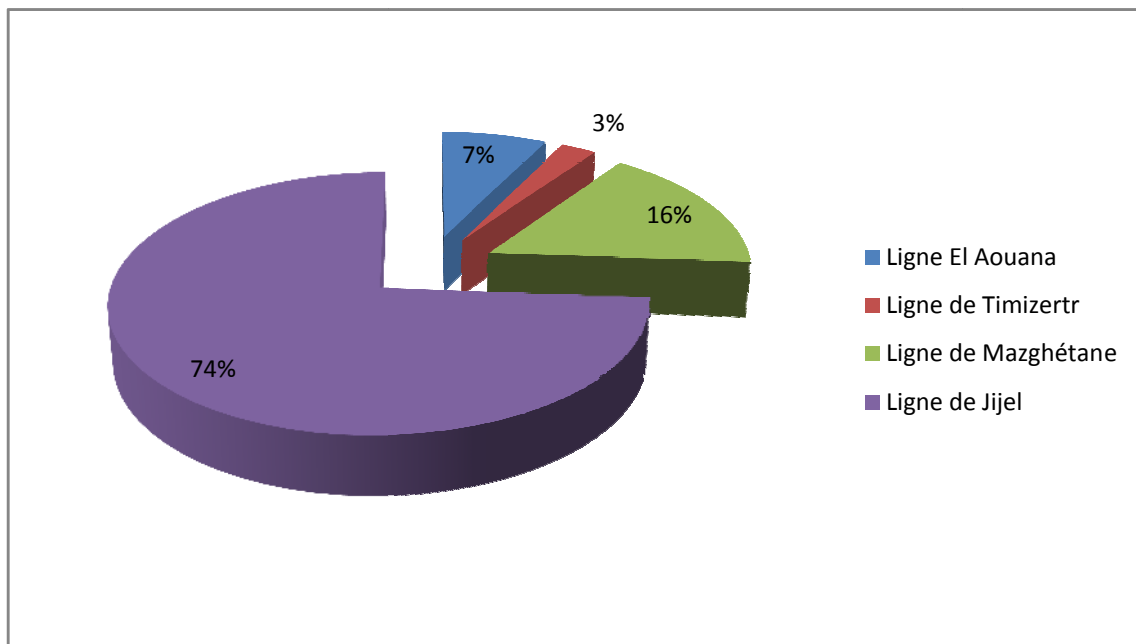
Annexe I.

Annexe I.1 : Besoins d'équipements selon le plan national de l'eau

Répartition prévisionnelle de la consommation selon les usages en % de la consommation domestique

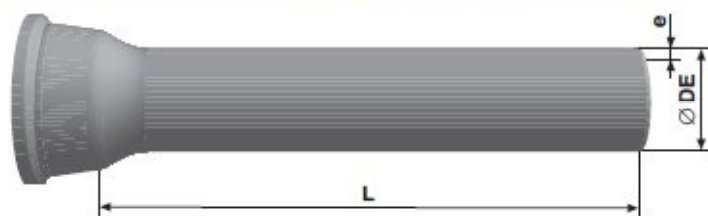
Type d'agglomération	Administration	Commerce	Industrie
Métropole nationale	30%	15%	10%
Métropole régionale	20%	10%	10%
Agglomération urbaine	15%	8%	10%
Agglomération semi rurale	10%	5%	5%
Agglomération rurale	5%	3%	2%

Annexe I.2 : Répartition des débits.



Annexe I.3 : caractéristiques des conduites en fonte.

Tuyaux en fonte ductile, zinc + peinture bitumineuse **DN 60 - 2000**



DN	L	DE	e fonte	Masse moy. par tuyau	Masse moy. métrique
mm	m	mm	mm	kg	m
60	6,00	77	6,0	60,1	10,0
80	6,00	98	6,0	78,2	13,0
100	6,00	118	6,1	95,4	15,9
125	6,00	144	6,2	118,0	19,7
150	6,00	170	6,3	145,0	24,2
200	6,00	222	6,4	203,0	33,8
250	6,00	274	6,8	267,0	44,5
300	6,00	326	7,2	337,0	56,2
350	6,00	378	7,7	480,0	80,0
400	6,00	429	8,1	567,0	94,5
450	6,00	480	8,6	671,0	111,8
500	6,00	532	9,0	775,0	129,2
600	6,00	635	9,9	1007,0	167,8
700	7,00*	738	10,8	1515,0	216,4
800	7,00*	842	11,7	1856,0	265,1
900	7,00*	945	12,6	2223,0	317,6
1000	7,00*	1048	13,5	2621,0	374,4
1000	8,27*	1048	13,5	3085,0	373,0
1100	8,27*	1151	14,4	3604,0	435,8
1200	8,26*	1255	15,3	4153,0	502,8
1400	8,19	1482	17,1	5543,0	676,8
1500	8,18	1565	18,0	6236,0	762,3
1600	8,18	1668	18,9	6942,0	848,7
1800	8,17	1875	20,7	8430,0	1031,8
2000	8,13	2082	22,5	10093,0	1241,5

* La longueur utile des tuyaux dépend de la profondeur de l'emboîtement. Consultez-nous pour les dimensions exactes.
Tolérances: voir norme NBN EN 545

Joints disponibles:

Non verrouillé: DN 60 – 2000 Standard
DN 80 – 300 Tyton

Verrouillé: DN 60 – 600 Standard Vi
DN 80 – 300 Tyton Sit ou Tyton Sit +
DN 350 – 600 Standard V+i
DN 350 – 600 Universal Standard Vi
DN 350 – 1200 Universal Standard Ve
DN 350 – 1200 Standard Ve
DN 1400 – 1800 Pamlock (nous consulter)
DN 2000 nous consulter

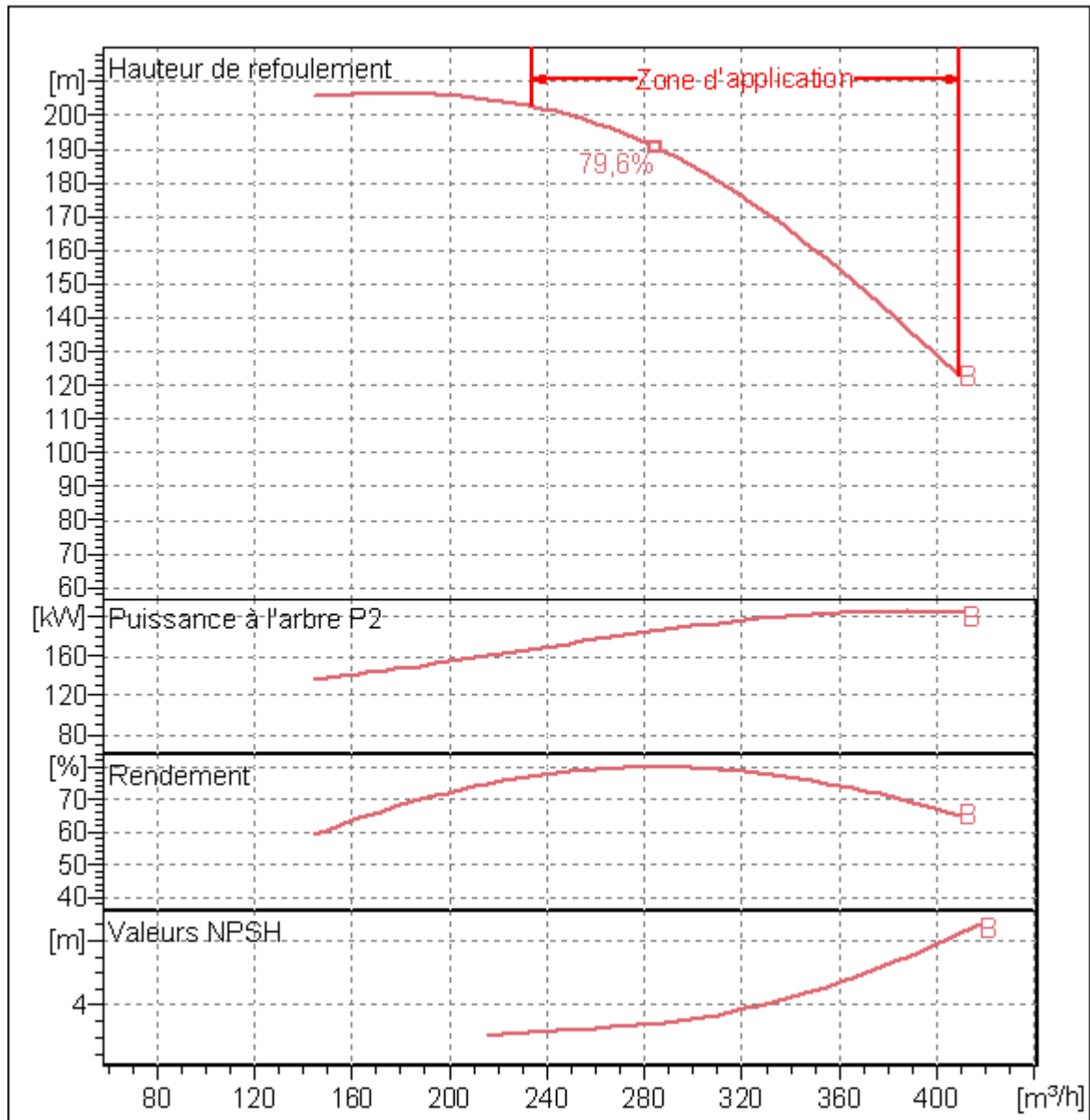
Annexe II.

Annexe II.1 : Courbes caractéristiques des pompes de la ligne d'El Aouana



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

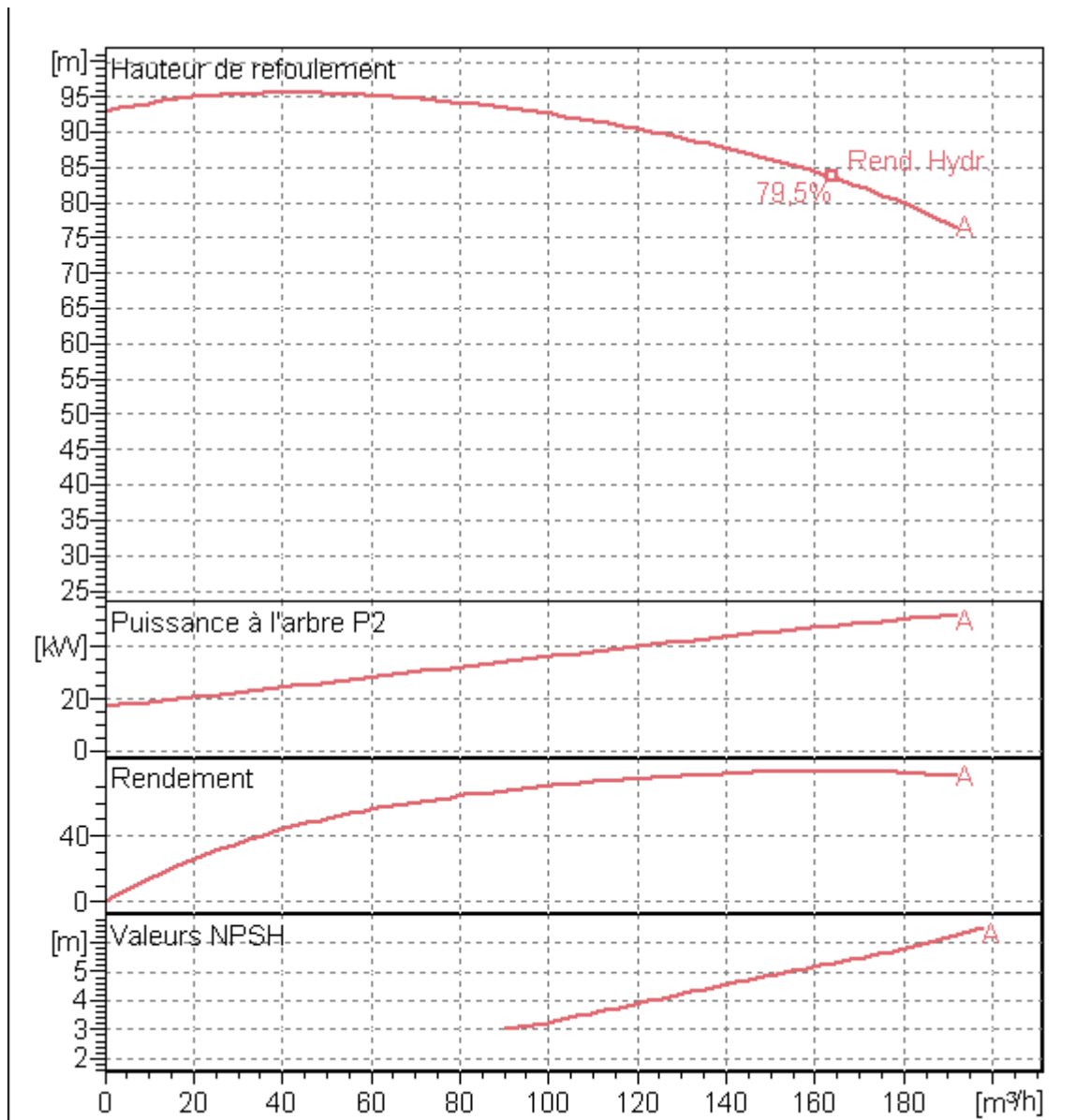


Annexe II.2 : Courbes caractéristiques des pompes de la ligne de Timizert



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

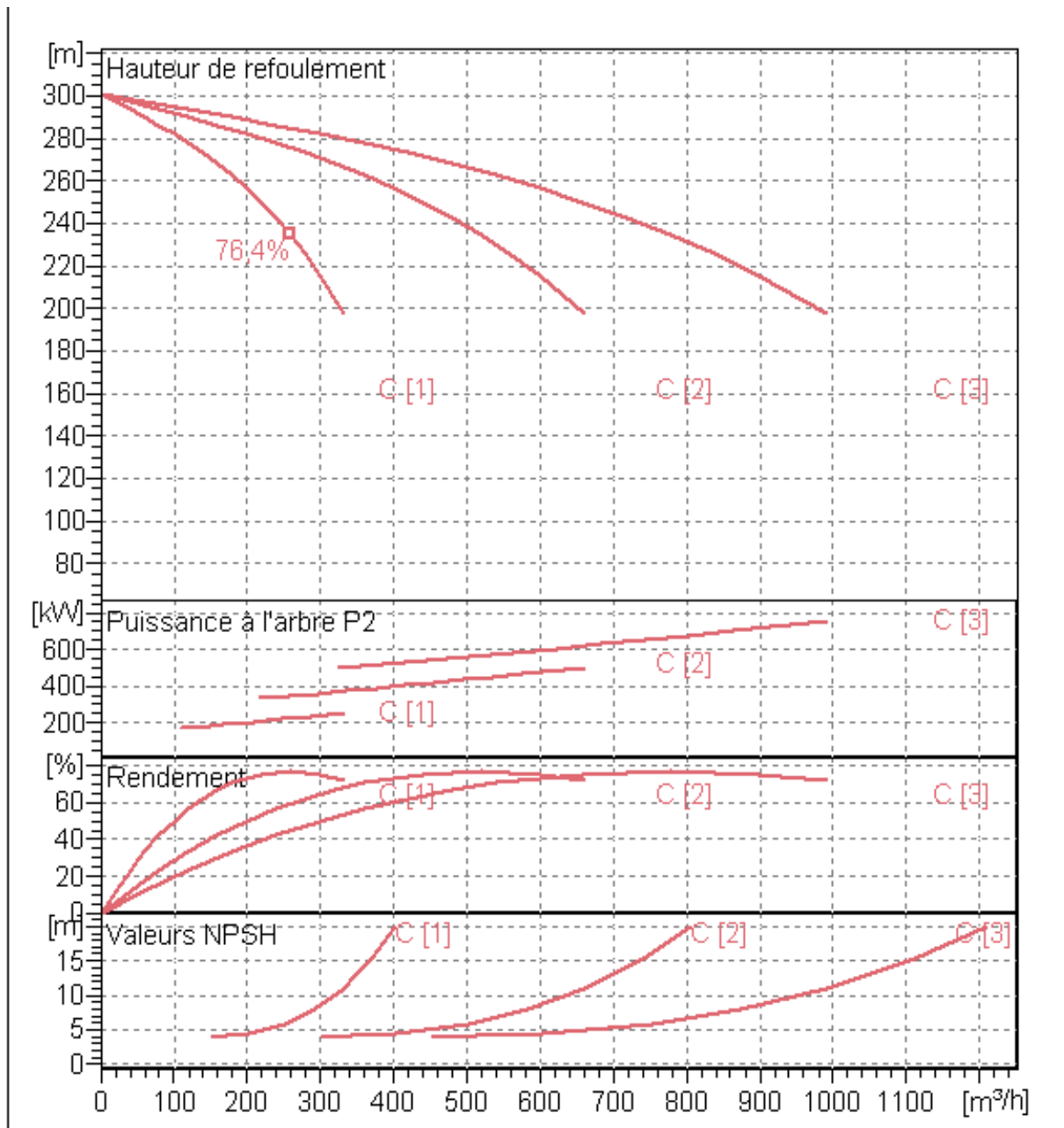


Annexe II.3 : Courbes caractéristiques des pompes de la ligne de Mazghétane



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

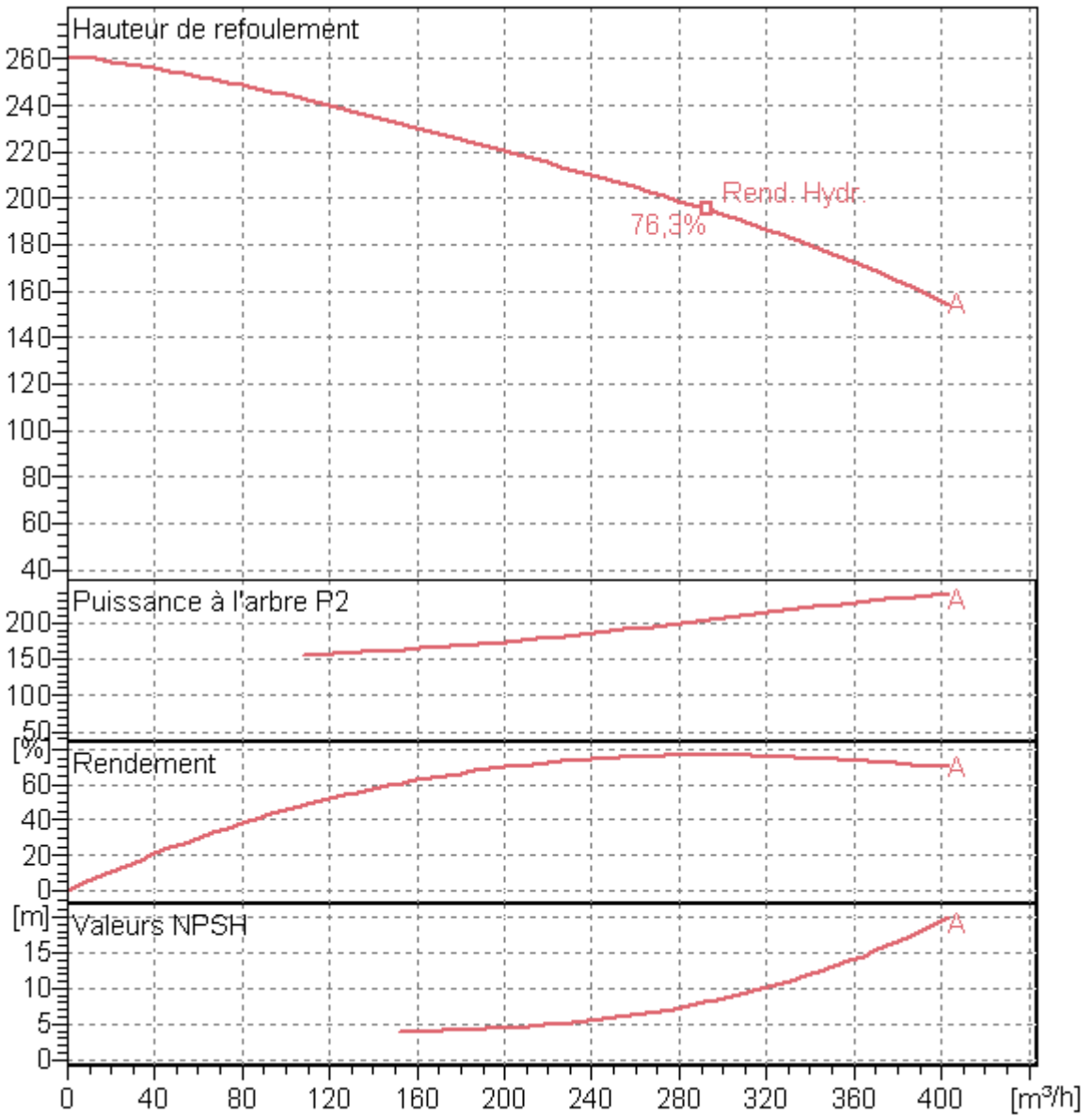


Annexe II.4 : Courbes caractéristiques d'une seule pompe de la ligne de Jijel



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001



Annexe III

Annexe III.1 : pompe centrifuge à axe horizontal



Annexe III.2 : coupe transversale d'un réservoir

