

Higher National School of Hydraulic

The Library

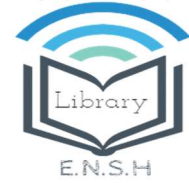
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude d'adduction d'eau potable du champ captant d'Ain Azel
vers les communes de Hamma et Boutaleb (w. Setif) ..**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0033-15

APA Citation (توثيق APA):

**Bensouat, Kamel (2015). Etude d'adduction d'eau potable du champ captant d'Ain
Azal vers les communes de Hamma et Boutaleb (w. Setif).[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 مديرة المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

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 DU PROJET :

**ETUDE D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DU CHAMP
CAPTANT D'AIN AZEL VERS LES COMMUNES
DE HAMMA ET BOUTALEB (W.SETIF).**

PRESENTE PAR :

M^r BENSOUAT KAMEL.

Devant les membres du jury :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^r O. KHODJET-KESBA	Professeur	Président
M ^r A. HACHEMI	M.A.A	Examineur
M ^{me} S. BERBACHE	M.A.A	Examinatrice
M ^r M. DJELLAB	M.C.B	Examineur
M ^r M. KHELFI	Doctorant	Promoteur

SEPTEMBRE 2015.

Remerciements

Je tiens en premier lieu à exprimer ma profonde gratitude à mon promoteur monsieur KHELFI MOHAMED EL AMINE pour son aide, ses conseils instructifs et précieux et qui a bien voulu m'encadrer pour l'élaboration et le suivi de ce projet de fin d'étude.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail :

M^r O. KHODJET-KESBA , M^r A. HACHEMI , M^{me} S. BERBACHE, M^r M. DJELLAB.

BENSOUAT.K

dédicaces

✿ *Je dédie ce modeste travail.....* ✍

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur

À la personne qui m'ait le plus chère dans ce bas monde

Celle qui n'a pas cessé de prier pour moi

Celle que je ne pourrais jamais la récompenser pour ce qu'elle a fait pour moi

A ma très chère mère ;

A mon père le plus cher homme du monde, la source de patience.

Je les remercie du fond de mon cœur.

A mes frères ;

Sans oublier mes amis : islam, hocine, aida, habib, mohamed, youcef, siade , et toute ma famille de E.N.S.H.

BENSOUAT.K

مخلص

مقطة النمقطة التي حنن بصدد اردسها جنوب رغب ولاية سطيف و تعرف لالحيا قنصا احاد في اليماء الصالحة رثللب كما ونوعا و هذا النصرة ارجع إلى اناقخص سمتوى مياه ابلاار التي تغذها بالإضافة إلى طرفة في دعد اسلكان صاحبها تطور في الحياة المعيشية.

يهدف هذا المشروع إلى تزويد المنطقة أنفة الذكر بالمياه الشروب انطلاقا من خزان متواجد في داخل حدود بلدية عين أزال الذي يتغذى بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا من آبار موجودة في المنطقة .

هذه الدراسة تتضمن وتقتضي تحديد أبعاد أنابيب النقل، حجم الخزانات، محطات الضخ بالإضافة إلى حماية الأنابيب والأجهزة من ظاهرة المطرقة المائية

Résumé

Notre zone d'étude se situe au Sud -Ouest de la wilaya de SETIF, plus précisément dans les communes de (HAMMA et BOUTALEB). A l'heure actuelle un manque d'eau potable important en quantité et en qualité est constaté dû essentiellement au rabattement du niveau de l'eau dans les puits, Accentués par l'explosion démographique importante et le développement du niveau de vie de cette région.

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable de ces communes, à partir d'un réservoir de stockage situé à au bord de la commune d'AIN AZEL.

Cette étude consiste à dimensionner l'adduction, les réservoirs, la station de pompage ainsi que la protection des conduites contre le coup de bélier.

Abstract

Our study area is situated in the south west of SETIF. It suffers currently a shortage of drinking water in quantity as well as quality which is due to the decrease of the level of wells water in addition to a further population growth followed by a development in the standards of living in this region.

Our project aims to supply the mentioned area with drinking water starting from a reservoir located inside the borders of the municipality of "AIN AZEL" which is provided with drinking water from wells located at that area. This study includes determining the dimensions of the transmitting pipes, the reservoirs' capacities, pumping stations and protecting hoses.

SOMMAIRE

Introduction générale	01
Chapitre I : La présentation de la zone d'étude	
Introduction	02
I.1- Présentation de la zone d'étude	02
I.1.1- Situation géographique et administrative	02
I.1.1.1- La commune de Hamma	02
I.1.1.2- La commune de Boutaleb	02
I.1.2- Situation climatologique	03
I.1.2.1-Pluviométrie	03
I. 1.2.2- Température	04
I.1.3- Sismicité	04
I.2- Situation hydraulique actuelle	05
I.2.1- Ressources mobilisées actuelles des communes	05
I.3– Réservoirs de stockages existant	05
I.3.1- La commune de Hamma	05
I.3.2- La commune de Boutaleb	06
Conclusion	06
Chapitre II : Estimation des besoins en eaux	
Introduction	07
II.1- Population	07
II.1.1- Situation démographique	07
II.1.1.1- La commune de Hamma	08
II.1.1.2- La commune de Boutaleb	09
II.2- Consommation journalière moyenne des agglomérations	10
II.2.1- Besoins domestiques	10
II.2.2- Besoins Scolaires	11
II.2.3- Besoins sanitaires	11
II.2.4- Besoins socioculturels	12
II.2.5- Besoins administratifs	12
II.2.6- Besoins commerciaux	13
II.2.7-Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération	14
II.3- Variations de la consommation maximale et minimale journalière	15

II.3.1- Consommation maximale journalière	15
II.3.2 - Consommation minimale journalière	15
II.3.3 Variation des débits horaires	15
Conclusion	19

Chapitre III : Dimensionnement des réservoirs

Introduction	20
III.1-Choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs	20
III.2-Classification des réservoirs	20
III.3-Choix du réservoir	20
III.4-Rôle des réservoirs	21
III.5-Équipement hydrauliques du réservoir	21
III.5.1-Conduite d'arrivée ou d'alimentation	21
III.5.2-Conduite de départ ou de distribution	22
III.5.3-Conduite de trop-plein	22
III.5.4-Conduite de décharge ou de vidange	23
III.5.5-Conduite by-pass	23
III.5.6-Système de matérialisation de la réserve d'incendie	23
III.6-Calcul de la capacité des réservoirs	24
III.6.1-La méthode analytique	25
III.6.2-Méthode graphique	25
III.6.2.1-Calcul de la capacité du réservoir de terminal	25
III.6.2.1.1-La commune de Hamma	25
III.6.2.1.2-la commune Boutaleb	26
III.6.2.2- Dimensionnement du réservoir tampon	28
Conclusion	29

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Introduction	30
IV.1-Types d'adduction	30
IV.1.1-Adduction gravitaire	30
IV.1.2-Adduction par refoulement	30
IV.1.3-Adduction mixte	30
IV.2-Choix de type de matériaux	30
IV.3-Choix des matériaux de canalisation	31
IV.4-Etude des variantes	31

• Variante N°1	32
• Variante N°2	33
Conclusion	33
IV.4. Dimensionnement de l'adduction	33
IV.4.1- Dimensionnement de la conduite de refoulement	33
IV.4.1.1- Calcul du diamètre économique	34
IV.4.1.2- Calcul des pertes de charge	34
IV.4.1.3- Calcul de la hauteur manométrique totale	35
IV.4.1.4- Puissance absorbée par la pompe	35
IV.4.1.5- Energie consommée par la pompe	36
IV.4.1.6- Frais d'exploitation	36
IV.4.1.7- Frais d'amortissement	36
IV.4.1.8- Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement)	37
Conclusion	38
IV.4.2- Dimensionnement de l'adduction gravitaire	38
IV.4.2.1- Calcul de la charge disponible	38
IV.4.2.2- Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction	39
IV.4.2.4- Détermination des pressions au point de piquage	40
IV.4.2.5- Les frais d'investissement	41
Conclusion	41

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction	42
V.1- Station de pompage	42
V.1.1- Choix des pompes	42
V.1.2- Couplage des pompes	43
V.1.3-Choix du nombre de pompes	43
V.1.4- Choix du nombre de pompe secours	43
V.1.5-Courbes caractéristiques des pompes	43
V.1.6.Choix du moteur électrique	45
V.1.7-Point de fonctionnement d'une pompe	46
V.1.8-Etude de la cavitation	47
V.1.9- Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe	50
V.1.9.1-Équipements en amont de la pompe	50

V.1.9.2-Équipements en aval de la pompe	51
V.2-Bâtiment de la station de pompage	52
V.2.1-Modalité de construction du bâtiment	52
V.2.2-Dimensions du bâtiment	53
Conclusion	55

Chapitre VI : Protection anti bélier

Introduction	56
VI.1-Définition	56
VI.2-Les causes du coup de bélier	56
VI.3-Les risques dès aux coups de bélier	56
VI.4-Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	56
VI.4.1-Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier	57
VI.4.2-Calcul des réservoirs d'air	58
VI.4.2.1-Méthode de Vibert	58
VI.4.2.2-Dimensionnement de réservoir d'air	59
VI.4.2.3-Détails du réservoir d'air	60
VI.4.2.4-Caractéristiques finales du réservoir d'air	60
VI.4.2.5-Installation du réservoir d'air	61
VI.5-Partie gravitaire	61
Conclusion	64

Chapitre VII : Pose des canalisations et accessoires

Introduction	65
VII.1-Pose des canalisations	65
VII.1.1-Principe de pose des canalisations	65
VII.1.1.1-Pose en terre	65
VII.1.1.2-Pose en mauvais terrains	66
VII.1.1.3-Pose en galerie	66
VII.1.1.4-Pose en pente	66
VII.2-Accessoires	66
VII.2.1-Vannes de sectionnement	67
VII.2.2-Ventouses	68
VII.2.3-Vidange	69
VII.2.4-Clapet anti retour	69
VII.2.5-Organes de raccordement	69

VII.2.6-By-pass	70
VII.2.7-Crépines	70
VII.2.8-Organes de mesure	70
VII.2.8.1-Mesure de débit	70
VII.2.8.2-Mesure de pression	71
Conclusion	71

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Introduction	72
VIII.1-Différents travaux à entreprendre	72
VIII.1.1-Travaux concernant l'adduction	72
VIII.1.2-Travaux concernant les stations de pompage	72
VIII.2-Calcul des volumes des travaux de l'adduction	73
VIII.2.1-Déblais d'excavation	73
VIII.2.1.1-La profondeur de la tranchée	73
VIII.2.1.2-Largueur de la tranchée	73
VIII.2.2-Lit de sable	74
VIII.2.3-Remblais compacté	74
VIII.2.4-Volume de la conduite	75
VIII.3-Calcul le coût des travaux de l'adduction	75
VIII.4-Choix des engins de terrassement	76
VIII.5-Calcul des volumes des travaux de la station de pompage	77
VIII.5.1-Calcul volume à excaver des fouilles	77
VIII.5.2-Calcul du volume du béton de propreté	78
VIII.5.3-Calcul du volume du béton armé Semelles	78
VIII.5.4-Calcul du volume des remblais compactés	79
VIII.5.5-Calcul du volume de la maçonnerie	79
VIII.6-Calcul le coût des travaux de la station de pompage	79
VIII.7-Evaluation du projet	80
Conclusion	80
Conclusion générale	81

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : La présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: Répartitions des pluies moyennes annuelles et mensuelles	4
Tableau I.2: Répartition mensuelle de la température	4
Tableau I.3: Caractéristiques des forages	5
Tableau I.4 : Caractéristiques des réservoirs	6
Tableau I.5 : Caractéristiques des réservoirs	6

Chapitre II : Estimation des besoins en eaux

Tableau II.1 : Situation démographique de l'année 2008	7
Tableau II.2 : Taux d'accroissement	8
Tableau II.3 : Evaluation de la population de la commune de Hamma	8
Tableau II.4: Evaluation de la population de la commune de Boutaleb	9
Tableau II.5 : Besoins domestiques (Commune de Hamma)	10
Tableau II.6 : Besoins domestiques (Commune de Boutaleb)	11
Tableau II.7 Besoins scolaires de la commune Hamma	11
Tableau II.8 : Besoins scolaires de la commune Boutaleb	11
Tableau II.9 Besoins sanitaires de la commune Hamma	11
Tableau II.10 : Besoins sanitaires de la commune Boutaleb	12
Tableau II.11 : Besoins socioculturels de la commune Hamma	12
Tableau II.12 : besoins socioculturels de la commune Boutaleb	12
Tableau II.13 : Besoins administratifs de la commune Hamma	13
Tableau II.14 : Besoins administratifs de la commune Boutaleb	13
Tableau II.15 : Besoins commerciaux de la commune Hamma	14
Tableau II.16 : Consommation moyenne journalière de la commune Hamma	14
Tableau II.17 : Consommation moyenne journalière de la commune Boutaleb	14
Tableau II.18: Consommations maximale et minimale journalière des communes	15
Tableau II.19: La variation horaire en fonction du nombre de la population	16
Tableau II.20 : Variation du débit horaire pour la commune de Hamma	17
Tableau II.21 : Variation du débit horaire pour la commune de Boutaleb	18

Chapitre III : Dimensionnement des réservoirs

Tableau III .1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Hamma	26
Tableau III .2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Boutaleb	27
Tableau III.3: Bilan du stockage	28
Tableau III.4: Dimensions de réservoir tampon projeté	29

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif de la variante N ⁰ 1	32
Tableau IV.2: Variation des HMT en fonction du diamètre	35
Tableau IV.3: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre	36
Tableau IV.4: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre	37
Tableau IV.5: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	37
Tableau IV.6: Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau	38
Tableau IV.7: tableau donnant les diamètres calculés de chaque tronçon	39
Tableau IV.8: Diamètres normalisés de chaque tronçon avec leurs vitesses	40
Tableau IV.9: Détermination des pressions dans chaque point	40
Tableau IV.10: Frais d'investissement des conduites gravitaires	41

Chapitre V : Etude du pompage

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	43
Tableau V.2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	46
Tableau V.3 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	48

Chapitre VI : Protection anti bélier

Tableau VI.1 : Caractéristiques du tronçon de l'adduction de refoulement	59
Tableau VI.2: Célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement	59
Tableau VI.3: Dimensions du réservoir d'air	60
Tableau VI.3: Dimensions du réservoir d'air	60
Tableau VI.4 : Temps de fermeture en fonction de surpression maximale	62
Tableau VI.5 : Temps de fermeture en fonction du nombre de pas	63

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Tableau VIII.1: Calcul du volume du déblai de l'adduction	74
Tableau VIII.2: Calcul du volume du lit de sable	74
Tableau VIII.3: Calcul du volume des conduites	75
Tableau VIII.4: Volumes des travaux de l'adduction	75
Tableau VIII.5 : Prix total des conduites	76
Tableau VIII.6 : Frais des travaux de la pose de canalisation	76
Tableau VIII.7 : Volumes de travaux de la station de pompage	80
Tableau VIII.8: Devis des différents travaux de la station de pompage	80
Tableau VIII.9 : Devis estimatif global	80

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : La présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Localisation de la zone d'étude	3
Figure I.2 : Carte sismique	5

Chapitre II : Estimation des besoins en eaux

Figure II.1 : Répartition des habitants par fraction	7
Figure II.2 : Accroissement de la population par fraction (Hamma)	9
Figure II.3 : Accroissement de la population par fraction (Boutaleb)	9
Figure II.4 : La courbe intégrale de la consommation cumulée des communes	19

Chapitre III : Dimensionnement des réservoirs

Figure III.1 : Conduite d'arrivée	22
Figure III.2 : Conduite de distribution	22
Figure III.3 : Conduite de trop-plein et de vidange	23
Figure III.4 : Conduite de by-pass	23
Figure III.5 : Équipement de réservoir	24

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Figure IV.1 : Schéma vertical de la variante N°1	33
Figure IV.2 : Schéma d'adduction de refoulement	34
Figure IV.3 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation	37

Chapitre V : Etude du pompage

Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe type PM 125/8C	44
Figure V.2 : Encombrement de la pompe Caprari PM 125/ 8C.	45
Figure V.3: Point de fonctionnement de la pompe	47
Figure V.4 : Équipements en amont et en aval de la pompe	50

Chapitre VI : Protection anti bélier

Figure VI.1 : l'emplacement d'un réservoir anti bélier	57
Figure VI.2: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE	60
Figure VI.3 : Variation de la pression en fonction de temps de fermeture du robinet vanne	62
Figure VI.4 : Variation du nombre de pas en fonction du temps de fermeture du robinet	63

Chapitre VII : Pose des canalisations et accessoires

Figure VII.1 : Pose des conduites en PEHD dans les tranchées	65
Figure VII.2: Les différents types de vanne	67
Figure VII.3: Les différents types de ventouses	68

Figure VII.4 : Clapet anti retour	69
-----------------------------------	-------	----

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Figure VIII.1 : Pelle hydraulique	76
-----------------------------------	-------	----

Figure VIII.2 : Bulldozer	78
---------------------------	-------	----

Figure VIII.3: Chargeur	78
-------------------------	-------	----

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 :

TRACE EN PLANS DE LA CONDUITE D'ADDUCTION PROJETEE

Planche N° 2 :

PROFILE EN LONGE DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT STATION DE
POMPAGE –RESERVOIR TAMPON

Planche N° 3 :

PROFILE EN LONGE DE LA CONDUITE GRAVITAIRE RESERVOIR TAMPON –
PREMIERE PIQUAGE.

Planche N° 4 :

PLAN DE LA STATION DE POMPAGE.

Planche N° 5 :

PLAN DES ACCESSOIRES UTILISANT DANS UNE ADDUCTION
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

L'eau, source de vie, il joue un rôle déterminant dans la vie des hommes, des animaux et des plantes. Cette ressource qui répond aux besoins fondamentaux de l'homme est un élément du développement, en particulier pour générer et entretenir la prospérité par le biais de l'agriculture, de la pêche, de la production d'énergie, de l'industrie, des transports et du tourisme. En outre, l'eau est vitale pour tous les écosystèmes du monde. Cependant, dans les faits, nous faisons face à une crise mondiale de l'eau.

L'accroissement rapide de la population avec le développement des agglomérations, des unités industrielles et l'intensification de l'agriculture font que la demande en eau augmente d'année en année, entraînant une diminution significative des réserves et menaçant aussi la qualité des eaux superficielles et souterraines par les divers rejets.

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail qui consiste à étudier la projection d'une adduction en eau potable, Pour notre part, c'est l'étude du système d'adduction d'eau potable des communes Hamma et Boutaleb à partir d'un réservoir de 3000 m³ de Ain azel Wilaya de Setif.

L'estimation des besoins en eau pour l'horizon de l'étude 2045, nous conduira à déterminer le débit transféré à la zone d'étude, ou l'on pourra définir la variante optimale de l'adduction. La mise en service de ce projet va permettre d'améliorer le réseau d'A.E.P et par conséquent d'améliorer le cadre de vie des citoyens.

Ce mémoire de fin d'étude se compose de huit chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essaiera de les développer au maximum.

Chapitre I :

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

Les ressources en eaux sont l'une des richesses capitales du pays, sa préention et sa bonne gestion sont donc une nécessité.

Notre travail cible une zone dans la partie sud de la Wilaya de Setif, il s'agit des communes de Hamma et Boutaleb.

Cette partie aura pour objectif principal, la description et la représentation de ces deux communes on nous décrivons leurs contextes administratives, géographiques géologique, climatiques et surtout hydrauliques.

I.1- Présentation de la zone d'étude :

I.1.1- Situation géographique et administrative :

I.1.1.1- La commune de Hamma :

La commune de Hamma est issue de la commune mère de Ain Azel, elle est située à 83 km au Sud-Ouest de la wilaya de Setif, elle couvre une superficie de **99 km²** et limitée par les communes suivantes :

- Au Nord par la commune de Salah Bey.
- A l'Est par la commune d'Ain Azel et Gosbat (Wilaya deBatna).
- A l'Ouest par la commune de Rasfa et la commune deBoutaleb.
- Au Sud-Ouest par la commune de Belaiba (Wilaya de M'sila).
- Au Sud par la commune de Djezzar.

Elle situé dans la grande zone des hauts plateaux caractérisée par l'hétérogénéité de sa topographie englobant :

- du côté Nord : un ensemble montagneux (Djebels: Chehellou et Brouрма).
- du côté Sud : les hautes plaines dans les altitudes varient entre 770et 900m.

I.1.1.2- La commune de Boutaleb :

La commune de Boutaleb, se localise à l'extrême sud de la Wilaya de Setif à 80 km du chef-lieu, elle couvre une superficie totale de **143 km²**, elle est limitée par :

- Au Nord par la commune de Rasfa.
- Au Sud par la Wilaya de M'sila.
- A l'Est par la commune de la Wilaya de M'sila.
- A l'Ouest par la commune de MAGRA (Wilaya de M'sila).

Le relief se caractérise par deux zones distinctes : La zone montagneuse au nord, d'une superficie très importante et la zone des plaines dans sud. Elle est occupée par un forêt naturelle dans sa majorité et la deuxième ou se localisent les habitations, tel que le chef-lieu et ou se pratique l'agriculture toutes spéculations confondues.

La carte suivante décrit la situation de notre zone d'étude :

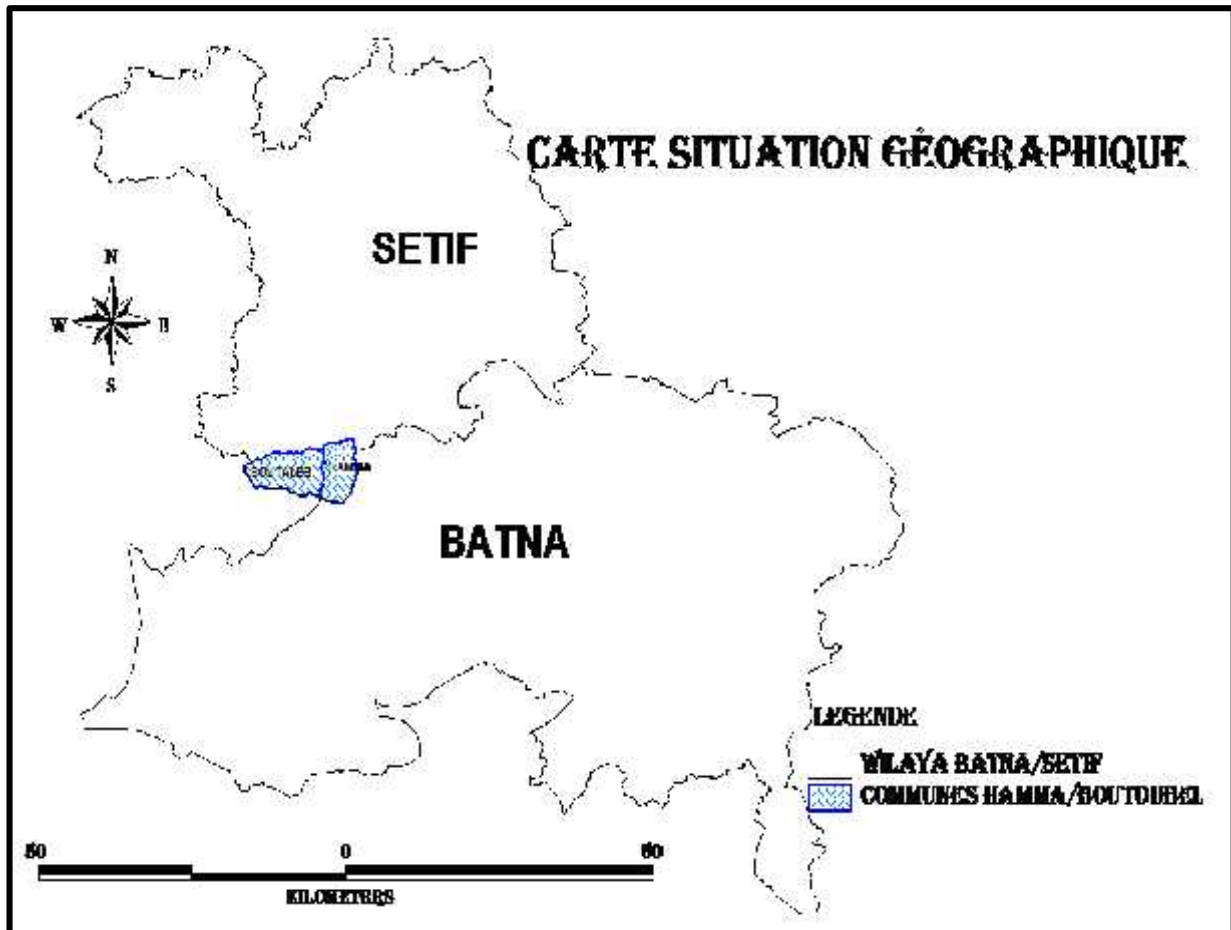


Figure I-1 : Localisation de la zone d'étude.

I.1.2- Situation climatologique :

La région est caractérisée par un climat de type méditerranéen semi-aride froid en hivers et chaud en été. Les gelées blanches sont fréquentes avec une moyenne de 40 jours par an (Source ONM). Dans ce qui suit, il est donné un aperçu sur quelques paramètres mesurés représentatifs de la climatologie à savoir la pluviométrie et la température.

I.1.2.1-Pluviométrie :

L'analyse de pluies moyennes observées à la station (051107), nous a permis de constater que la région reçoit 211.5 mm de pluie répartie en 48 jours avec le mois de décembre comme le plus pluvieux et le mois de juillet en étant le moins.

La pluviométrie atteint son maximum dans la plus part au mois de décembre, tandis que les précipitations sont très faibles aux mois de juillet et aout .Le tableau I.1 illustre le cas.

Tableau I.1: Répartitions des pluies moyennes annuelles et mensuelles

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
P(mm)	19.3	15.2	18.1	32.2	27.5	19.8	20.1	20.5	18.6	8.0	4.0	8.3

Source : ANRH.

I. 1.2.2- Température :

La température moyenne mensuelle est d'environ 13°C. Les températures maximales, minimales et moyennes sont représentées dans le tableau I.2.

Tableau I.2: Répartition mensuelle de la température.

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
T° _{max}	9.7	11.5	13.5	17.5	22.3	29.1	30.9	31.3	26.4	19.2	12.1	11.2
T° _{min}	0.4	1.5	3.8	5.3	8.9	13.5	15.4	15.4	12.2	7.4	2.3	1.5
T° _{moy}	5.1	6.5	8.6	11.4	15.9	21.3	23.1	23.4	19.3	13.3	7.2	6.2

Source : ONM

I.1.3- Sismicité :

La sismicité constitue un facteur exerçant une grande influence sur le choix des matériaux de notre projet, et selon les règles parasismiques algériennes (RPA), notre zone d'étude se situe dans la zone (II b) cella à activité sismique moyenne, l'influence sur le choix du matériau utilisé ne sera pas grande. .

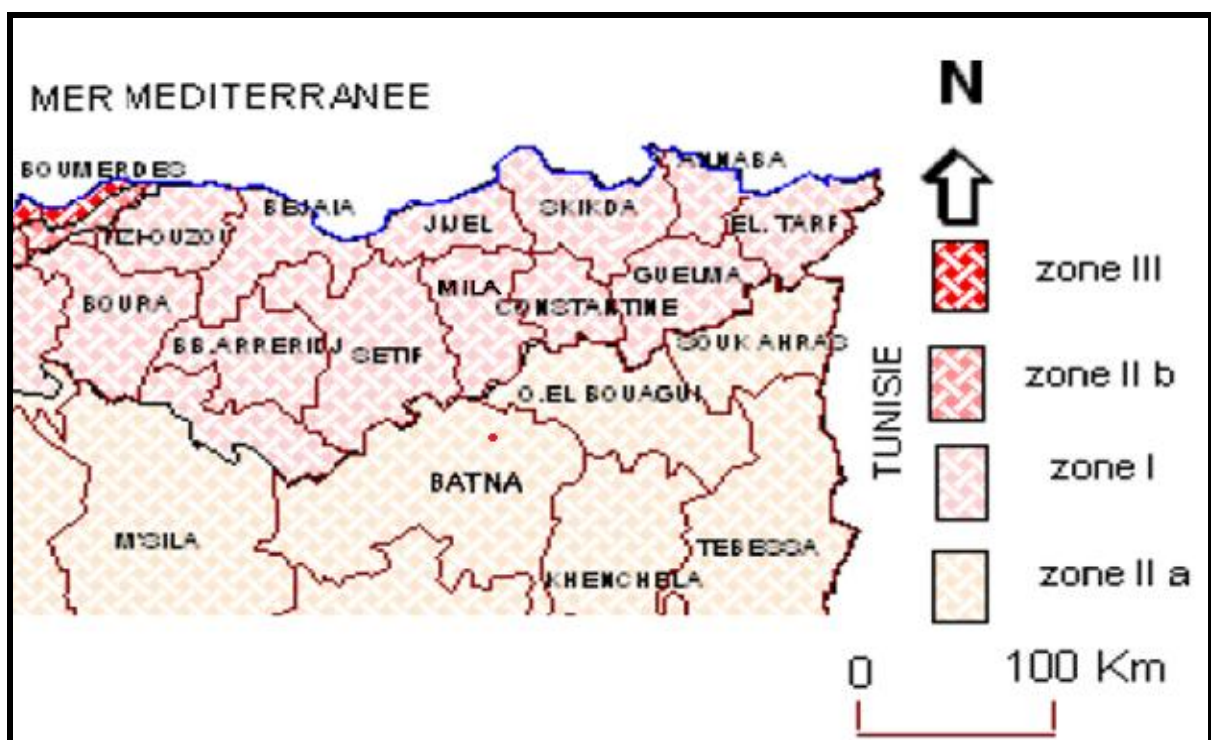


Figure N°I.2: Carte sismique

I.2- Situation hydraulique actuelle :**I.2.1- Ressources mobilisées actuelles des communes :**

L'alimentation en eau potable de notre zone d'étude est assurée par 05 forages, le tableau I.3 présente les caractéristiques de ces forages.

Tableau I.3: Caractéristiques des forages.

Forage	Q exploité (l/s)		Temps de pompage (h)
	Hamma	Boutaleb	
Badjerou 1	12	-----	10/24h
Badjerou 2	6	-----	
Filou	5	-----	
Source Ain Begain	-----	3	16/24h
Ouadhah	-----	10	

Au vu du tableau I.3, les trois forages de la commune de Hamma débitent en total **23l/s** avec un temps de pompage de 10h/24h ce qui produit **828m³/j**.

Ceux de la commune de Boutaleb débitent en total **13l/s** avec un temps de pompage de 16h/24h ce qui produit **748.80 m³/j**.

I.3– Réservoirs de stockages existant :**I.3.1- La commune de Hamma :**

La consommation d'eau des habitants de la commune de hamma est assurée par 04 réservoirs, leurs répartition et comme suite :

Tableau I.4 : Caractéristiques des réservoirs.

Réservoirs	Désignations	Type	Capacité
Réservoir R1	Badjerou , Addaoua	Semi-enterré	2x300 m ³
Réservoir R2	Addaoua, Draa mokhtar	Semi-enterré	500 m ³
Réservoir R3	Bouhellal, Draa mokhtar	Semi-enterré	500 m ³
Réservoir R4	Draa mokhtar, Hamma (Dechra), El Hammam	Semi-enterré	500 m ³

I.3.2- La commune de Boutaleb:

La consommation d'eau des habitants de la commune de Boutaleb est assurée par 03 réservoirs, leurs répartition et comme suite :

Tableau I.5 : Caractéristiques des réservoirs.

Réservoirs	Désignation	Type	Capacité
Réservoir R1	-----	Semi -enterré	2x300 m ³
Réservoir R2	-----	Semi-enterré	300 m ³
Réservoir R3	El Hammam	Semi-enterré	300 m ³

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons recensé les différentes caractéristiques des communes, elles concernent beaucoup plus le système d'adduction d'eau potable. Ce chapitre nous servira de base pour le calcul des besoins en eau potable des communes.

Chapitre II :

ESTIMATION DES BESOINS EN EAUX

Introduction

L'estimation des besoins en eau de notre agglomération exige de fixer une norme pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie en fonction des besoins de chaque consommateur et de la capacité de la ressource. Elle dépend aussi par d'autres facteurs tel que : l'évolution de la population, les équipements sanitaires, niveau de vie de la population..., elle diffère aussi d'une agglomération à autre.

II.1- Population :

II.1.1- Situation démographique:

Les localités bénéficiaires sont au nombre de deux .Le nombre d'habitant varie d'une localité à l'autre selon l'importance de chacune d'elles. Le nombre d'habitants de toutes les agglomérations à l'année de recensement (2008) est donné dans le tableau II.1.

Tableau II.1 : Situation démographique de l'année 2008.

Communes	Localité	Nombre des habitants
Hamma	Adaoua, Bouhellal	8440
	Hamma, El Hammam	2304
	Badjerou	1039
	Oum Laadam	1013
	Zone éparse	157
Boutaleb	ACL Boutaleb	5256
	Zone éparse	4068

Source : RGPH.

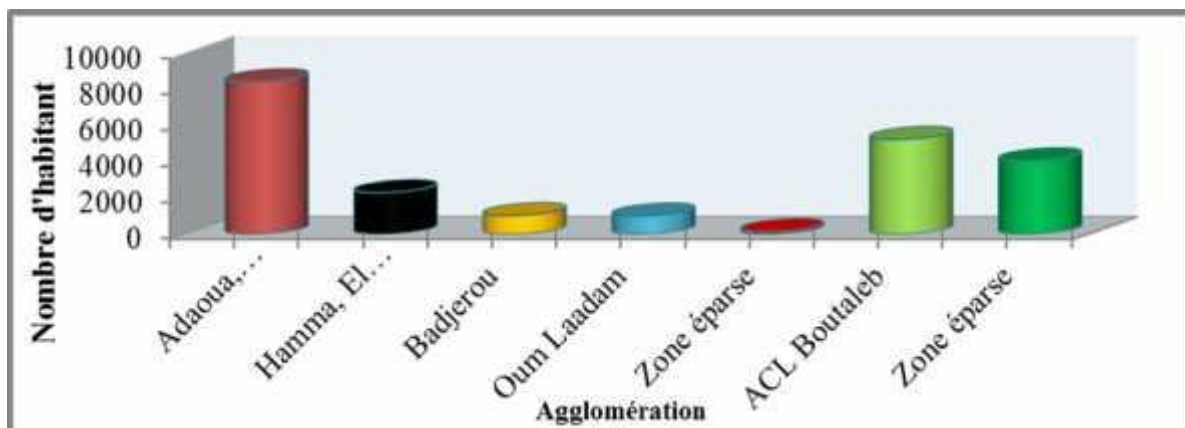


Figure II.1 : Répartition des habitants par fraction

La Population actuelle en (2015) et au futur (2045) a été évaluée par la relation suivante :

$$P_n = P_0 * (1+T)^n \dots\dots\dots (II.1)$$

Avec :

- P_n : population située à l'horizon prévu.
- P_0 : population de base ou de l'année de référence (2008).
- n : nombre d'années séparant l'année du dernier recensement et l'horizon de calcul (30 ans).
- T : taux d'accroissement annuel de la population en (%).

D'après les APC des communes (Hamma et Boutaleb), le taux d'accroissement se diffère d'une localité à une autre, il est donné comme suite :

Tableau II.2 : Taux d'accroissement.

Communes	Localité	Taux d'accroissement (%)
Hamma	Adaoua, Bouhellal	3
	Hamma, El Hammam	
	Badjerou	2,15
	Oum Laadam	
	Zone éparsé	
Boutaleb	ACL Boutaleb	3
	Zone éparsé	

Source :(APC :Hamma, Boutaleb).

Les résultats de calcul de l'évolution de la population à différents horizons sont donnés comme suite :

II.1.1.1- La commune de Hamma :

Tableau II.3 : Evaluation de la population de la commune de Hamma.

Localité	Taux d'accroissement (%)	Nombre d'habitants	
		Horizon 2015	Horizon 2045
Adaoua, Bouhellal	3	10380	25194
Hamma, El Hammam		2833	6876
Badjerou	2,15	1205	2281
Oum Laadam		1157	2190
Zone éparsé	2,5	186	390
Total		15761	36931

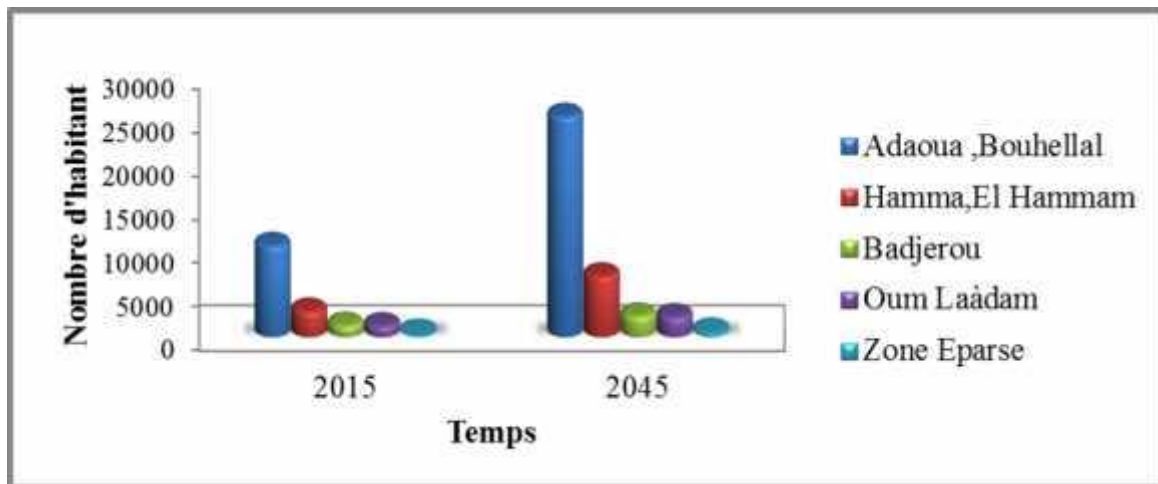


Figure II.2 : Accroissement de la population par fraction (Hamma).

II.1.1.2- La commune de Boutaleb :

Tableau II.4: Evaluation de la population de la commune de Boutaleb.

Localité	Taux d'accroissement (%)	Nombre d'habitants	
		Horizon 2015	Horizon 2045
ACL Boutaleb	3	6464	15689
Zone éparsé		5003	12143
Total		11467	27832

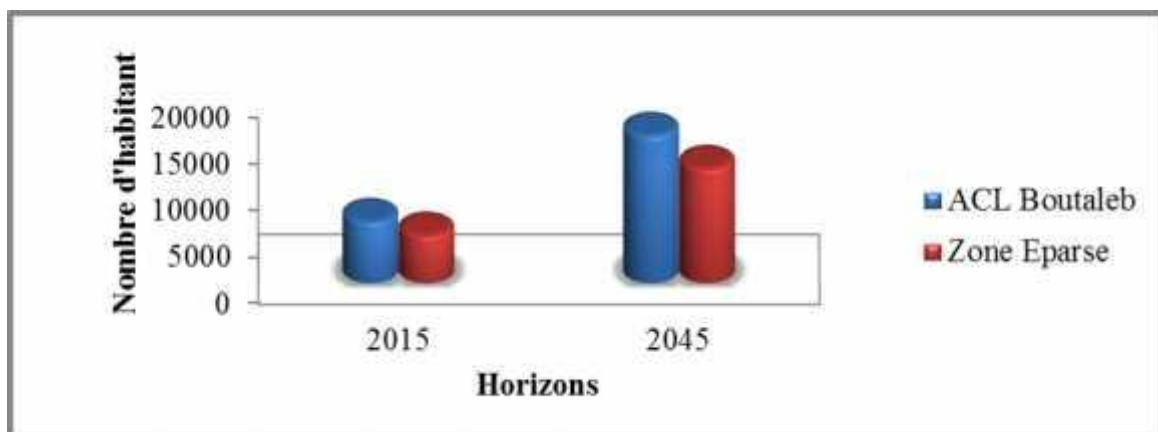


Figure II.3 : Accroissement de la population par fraction (Boutaleb).

II.2- Consommation journalière moyenne des agglomérations :

La dotation qui est indispensable dans l'estimation des besoins en eau d'une agglomération, c'est une norme fixée pour chaque catégorie de consommation, elle varie en fonction du type de consommateur.

Pour notre étude, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins tels que :

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins administratifs.
- Besoins socioculturels.
- Besoins commerciaux.

II.2.1- Besoins domestiques :

Ils sont estimés sur la base d'une dotation de **150 l/j/hab** pour toute la localité, sauf pour les zones éparses ou la dotation est de **120l/j/hab** selon la source DRE de Setif.

La consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, d'où :

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

Avec :

- $Q_{\text{moy, j}}$ = Débit moyen journalier en (m³/j).
- Dot= Dotation moyenne en (l/j/hab).
- N= Nombre d'habitants.

Les besoins en eau qui expriment la consommation moyenne journalière à usage domestique, sont portés dans les tableaux II.5 et II.6.

Tableau II.5 : Besoins domestiques (Commune de Hamma) .

Localité	Dotation (l/j/hab)	Horizon 2015	Horizon 2045
		Débits (m ³ /j)	Débits (m ³ /j)
Adaoua, Bouchellal	150	1557	3779,1
Hamma, El Hammam		424,95	1031,4
Badjerou		180,75	342,15
Oum Laadam		173,55	328,5
Zone éparses	120	22,32	46,8

Source : D.R.E de Setif.

Tableau II.6 : Besoins domestiques (Commune de Boutaleb) .

Localité	Dotation (l/j/hab)	Horizon 2015	Horizon 2045
		Débits (m ³ /j)	Débits (m ³ /j)
ACL Boutaleb	150	969,6	2353,35
Zone éparsé	120	600,36	1457,16

Source : D.R.E de SETIF.

II.2.2- Besoins Scolaires :

Équipements scolaires et leurs besoins en eau sont présentés dans les tableaux II.7 et II.8.

Tableau II.7 Besoins scolaires de la commune Hamma.

Commune	Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation l/j/élève	Débit (m3/j)
Hamma	04 EFE	600	25	15
	01 CFPA	1600		40
Total				44

Source : D.R.E de Setif (2015).

Tableau II.8 : Besoins scolaires de la commune Boutaleb.

Commune	Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation l/j/élève	Débit (m3/j)
Boutaleb	01 Lycée	300	25	7,5
	01 CEM	908		22,7
	04 EFE	1379		34,48
Total				64,68

Source : D.R.E de Setif (2015).

II.2.3- Besoins sanitaires :

Équipements sanitaires et leurs besoins en eau sont présentés dans les tableaux II.9 et II.10.

Tableau II.9 Besoins sanitaires de la commune Hamma.

Commune	Type d'équipement	Unité (m ²)	Dotation (l/j/unité)	Débit (m3/j)
Hamma	01 polyclinique	300	15	4,5
	01 salle de soin	150		2,25
Total				6,75

Source : D.R.E de Setif (2015).

Tableau II.10 : Besoins sanitaires de la commune Boutaleb.

Commune	Type d'équipement	Unité (m ²)	Dotation (l/j/unité)	Débit (m3/j)
Boutaleb	01 Centre de santé	120	15	1,8
	03 Salle de Soins	300		4,5
Total				6,3

Source : D.R.E de Setif (2015).

II.2.4- Besoins socioculturels

Équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans les tableaux II.11 et II.12.

Tableau II.11 : Besoins socioculturels de la commune Hamma.

Commune	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Débit (m3/j)
hamma	03 Maison de Jeunes	80	10	0,8
	08 Mosquées	6000	5	30
	01 Salle Cinéma	50	10	0,5
	01 Salle de Sport	120	50	6
	01 Hôtel des Postes	12	20	0,24
	01 Stade	300	70	21
	01 Bibliothèque	100	25	2,5
Total				62,04

Source : D.R.E de Setif (2015).

Tableau II.12 : besoins socioculturels de la commune Boutaleb.

Commune	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Débit (m3/j)
Boutaleb	01 Mosquée	4762	5	23,81
	02 Salle de sport	400	50	20
	01 Centre culturel	40	10	0,4
	01 Maison de jeunes	50		0,5
	01salle polyvalente	30		0,3
Total				45,01

Source : D.R.E de Setif (2015).

II.2.5- Besoins administratifs :

Équipements administratifs et leurs besoins en eau sont présentés dans les tableaux II.13 et II.14.

Tableau II.13 : Besoins administratifs de la commune Hamma.

Commune	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m3/j)
Hamma	Protection Civile	20	25	0,5
	04 ANT PTT	40		1
	02 Subdivisions TP	50	15	0,75
	A.P.C	150	20	3
	01 Parc communal	20	15	0,3
	S Foret	30	25	0,75
	U.EDGSS	30	30	0,9
	Sureté urbaine	30	25	0,75
	02 Garde Communales	30		0,75
	Gendarmerie	10	30	0,3
	Service de l'eau	10	10	0,1
			Total	9,1

Source : D.R.E de Setif (2015).

Tableau II.14 : Besoins administratifs de la commune Boutaleb.

Commune	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Débit (m3/j)
Boutaleb	01 A.P.C	100	20	2
	02 PTT	35	25	0,7
	01 Bureau de poste	12	15	0,18
	01 Parc communal	20		0,3
	01 Subdivision TP	25		0,37
			Total	3,55

Source : D.R.E de Setif (2015).

II.2.6- Besoins commerciaux :

Équipements commerciaux et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau II.15.

Tableau II.15 : Besoins commerciaux de la commune Hamma.

Commune	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Débit (m3/j)
Hamma	01 Centre Commercial	16	25	0,4
	01 Com 1er Nécessite	15	50	0,75
	01 Stat. Service	10		0,5
	01 Marche	25	25	0,63
			Total	2,28

Source : D.R.E de Setif (2015).

II.2.7-Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons des tableaux récapitulatifs pour dans un but de calculer le débit total nécessaire à l'alimentation en eau des localités jusqu'à l'horizon 2045.

Tableau II.16 : Consommation moyenne journalière de la commune Hamma.

Catégories des besoins	$Q_{moy, j}$ (m ³ /j)
Domestiques	5527,95
Scolaires	44
Administratifs	9,1
Sanitaires	6,75
Socioculturels	62,04
Commerciaux	2,28
Total	5652,12

Tableau II.17 : Consommation moyenne journalière de la commune Boutaleb.

Catégories des besoins	$Q_{moy, j}$ (m ³ /j)
Domestiques	3810,51
Scolaires	64,68
Administratifs	3,55
Sanitaires	6,3
Socioculturels	45,01
Total	3930,05

D'après les tableaux II.16 et II.17, à l'horizon 2043 les besoins moyens journaliers totaux des communes concernées sont estimés à **9582,17 m³/j**, soit un débit de **110,9 l/s**.

II.3- Variations de la consommation maximale et minimale journalière

II.3.1- Consommation maximale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation.

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{\max,j}$. il est donné par la formule II.3. [1]

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

Avec :

$$K_{\max,J} \in [1, 1,3].$$

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

D'où : $Q_{\max,J} = 1,3 * Q_{\text{moy},j}$.

II.3.2 - Consommation minimale journalière

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation de la journée la plus faible de l'année et la consommation moyenne journalière de l'année. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{\min,j}$ il est donné par la formule II.4.

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

Avec :

$$K_{\min,j} \in [0,7 \div 0,9].$$

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

D'où : $Q_{\min,j} = 0,9 * Q_{\text{moy},j}$.

Tableau II.18: Consommations maximale et minimale journalière des communes.

Localités	Débit (m ³ /j)	K _{min,j}	Q _{min,j} (m ³ /j)	K _{max,j}	Q _{max,j} (m ³ /j)
Hamma	5652,12	0.9	5086,91	1.3	7347,756
Boutaleb	3930,05	0.9	3537,04	1.3	5109,065

II.3.3 Variation des débits horaires

Dans notre étude, la détermination du débit de pointe et par la méthode donnant la

fraction de la variation horaire de la consommation totale de l'agglomération.

Le tableau II.18 illustre le cas.

Remarque :

La variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Tableau II.19: La variation horaire en fonction du nombre de la population

heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7_8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8_9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9_10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10_11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Source : polycop de M^{er}. SALAH.

D'après le tableau II.19, on a choisi la répartition de **10001 à 50000** habitants. Vu que le nombre d'habitants total à l'horizon de **2045** sera **36931 habitants** pour la commune de Hamma et **27832 habitants** pour la commune de Boutaleb .les tableaux II.20 et II.21 montrent les cas respectivement pour les communes (Hamma et Boutaleb).

Tableau II.20 : Variation du débit horaire pour la commune de Hamma.

Heure	Consommation totale $Q_{max,j}=7347,76m^3/j$		Consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	110,22	1,5	110,22
1-2	1,5	110,22	3	220,43
2-3	1,5	110,22	4,5	330,65
3-4	1,5	110,22	6	440,87
4-5	2,5	183,69	8,5	624,56
5-6	3,5	257,17	12	881,73
6-7	4,5	330,65	16,5	1212,38
7-8	5,5	404,13	22	1616,51
8-9	6,25	459,23	28,25	2075,74
9-10	6,25	459,23	34,5	2534,98
10-11	6,25	459,23	40,75	2994,21
11-12	6,25	459,23	47	3453,45
12-13	5	367,39	52	3820,83
13-14	5	367,39	57	4188,22
14-15	5,5	404,13	62,5	4592,35
15-16	6	440,87	68,5	5033,21
16-17	6	440,87	74,5	5474,08
17-18	5,5	404,13	80	5878,20
18-19	5	367,39	85	6245,59
19-20	4,5	330,65	89,5	6576,24
20-21	4	293,91	93,5	6870,15
21-22	3	220,43	96,5	7090,58
22-23	2	146,96	98,5	7237,54
23-24	1,5	110,22	100	7347,76
somme	100	7347,76		

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Hamma est de **459,23** m³/h et survient entre 8 h et midi.

Tableau II.21 : Variation du débit horaire pour la commune de Boutaleb.

Heure (h)	Consommation totale $Q_{max,j}=5109,07m^3/j$		Consommation cumulée	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	76,64	1,5	76,64
1-2	1,5	76,64	3	153,27
2-3	1,5	76,64	4,5	229,91
3-4	1,5	76,64	6	306,54
4-5	2,5	127,73	8,5	434,27
5-6	3,5	178,82	12	613,09
6-7	4,5	229,91	16,5	843,00
7-8	5,5	281,00	22	1123,99
8-9	6,25	319,32	28,25	1443,31
9-10	6,25	319,32	34,5	1762,63
10-11	6,25	319,32	40,75	2081,94
11-12	6,25	319,32	47	2401,26
12-13	5	255,45	52	2656,71
13-14	5	255,45	57	2912,17
14-15	5,5	281,00	62,5	3193,17
15-16	6	306,54	68,5	3499,71
16-17	6	306,54	74,5	3806,25
17-18	5,5	281,00	80	4087,25
18-19	5	255,45	85	4342,71
19-20	4,5	229,91	89,5	4572,61
20-21	4	204,36	93,5	4776,98
21-22	3	153,27	96,5	4930,25
22-23	2	102,18	98,5	5032,43
23-24	1,5	76,64	100	5109,07
somme	100	5109,07		

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de Boutaleb est de **319,32** m³/h et survient entre 8h et midi.

Et voilà les courbes intégrales de la consommation cumulée pour chaque commune :

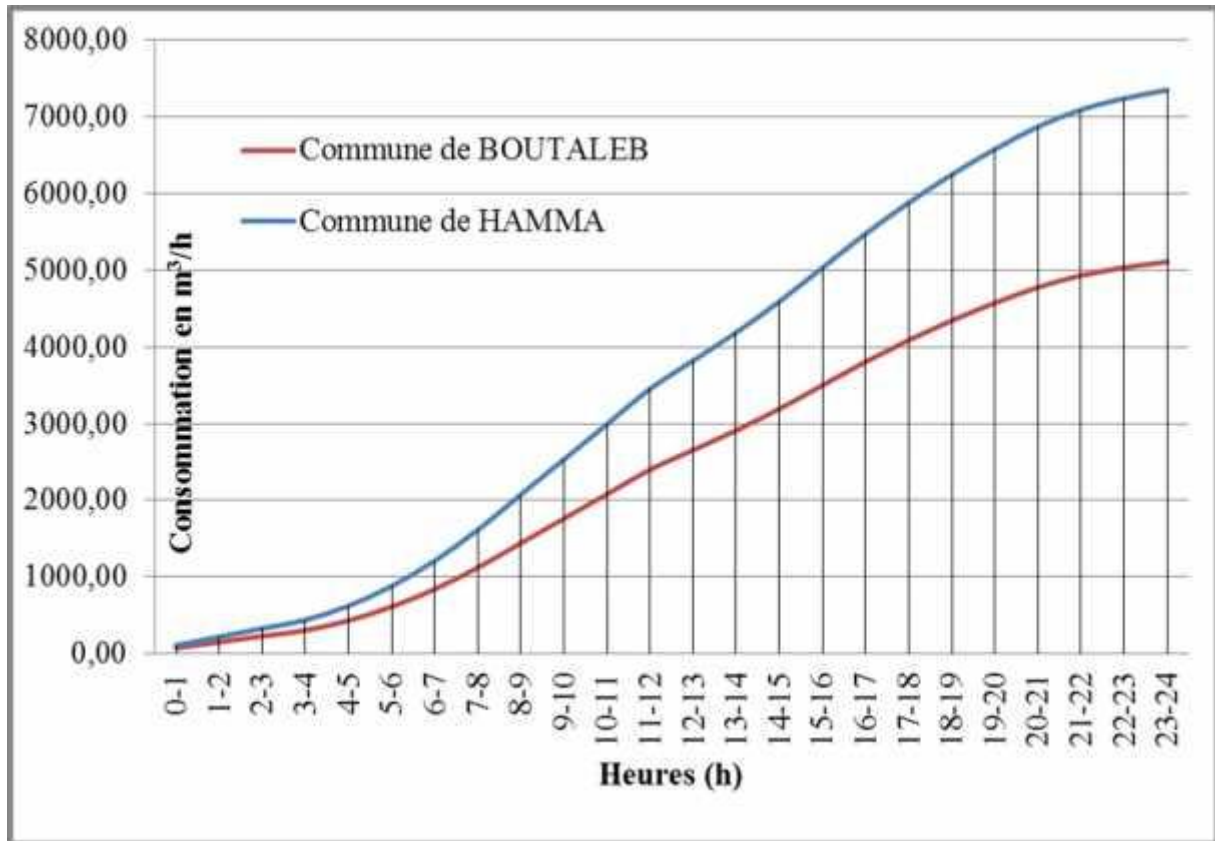


Figure II.4: La courbe intégrale de la consommation cumulée des communes.

Conclusion

Dans ce chapitre, les besoins en eau des communes Hamma et Boutaleb à l'horizon 2045 ont été calculés.

La mise en évidence des besoins totaux en eau potable à l'horizon 2045 de chacune des communes de la zone d'étude, nous permettrons d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des baches d'eau ainsi que de dimensionner l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système de l'alimentation et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Chapitre III :

DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

Introduction

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

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

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

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

III.2-Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

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

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

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

- Enterrés
- Semi-enterrés
- Surélève

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés [2]

III.3-Choix du réservoir

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

Le choix du réservoir dépend des :

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

III.4-Rôle des réservoirs

Le rôle des réservoirs varie au cours des âges. Servant tout d'abord de réserver l'eau, leur rôle primordial fût ensuite, de parer à un accident survenu dans l'adduction. Ils constituent une réserve permettant d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé, de plus ils peuvent aussi jouer les rôles suivants :

- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Régulariser le fonctionnement de la pompe.
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution.
- Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Jouer le rôle de relais.
- Réduire la consommation de l'énergie électrique aux heures de pointe.

III.5-Équipement hydrauliques du réservoir

Un réservoir unique ou compartimenté 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 d'incendie.
- une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles a doublé bride. [2]

III.5.1-Conduite d'arrivée ou d'alimentation

L'adduction de refoulement, arrive dans la cuve en siphon noyé (à la partie Supérieur 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 déclanchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes.

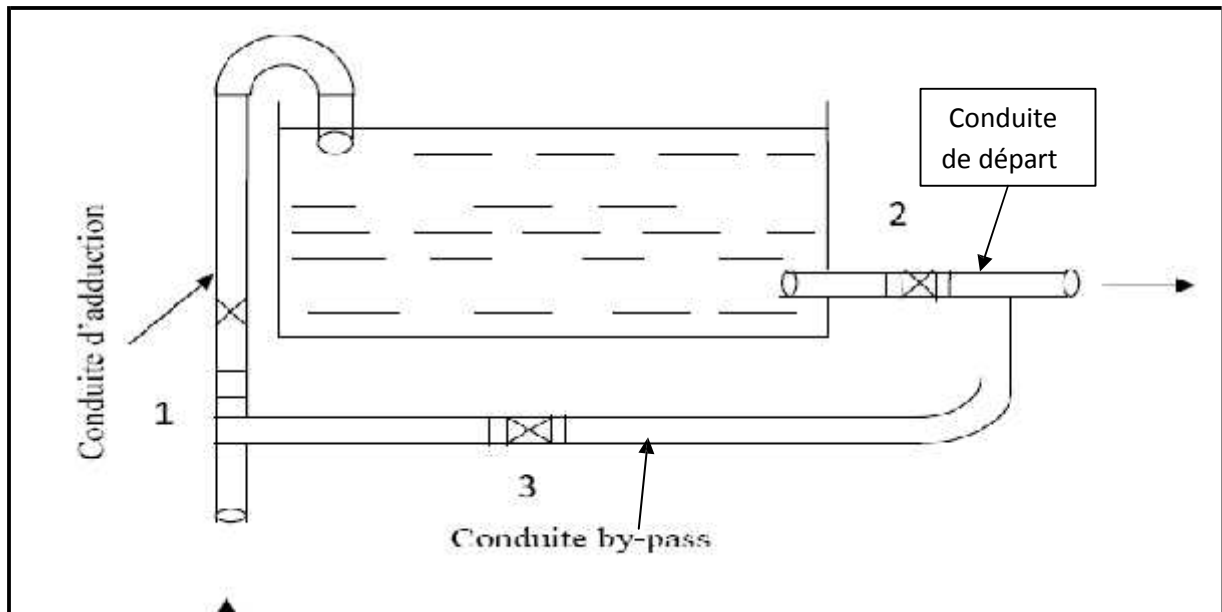


Figure III.1 : Conduite d'arrivée

III.5.2-Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

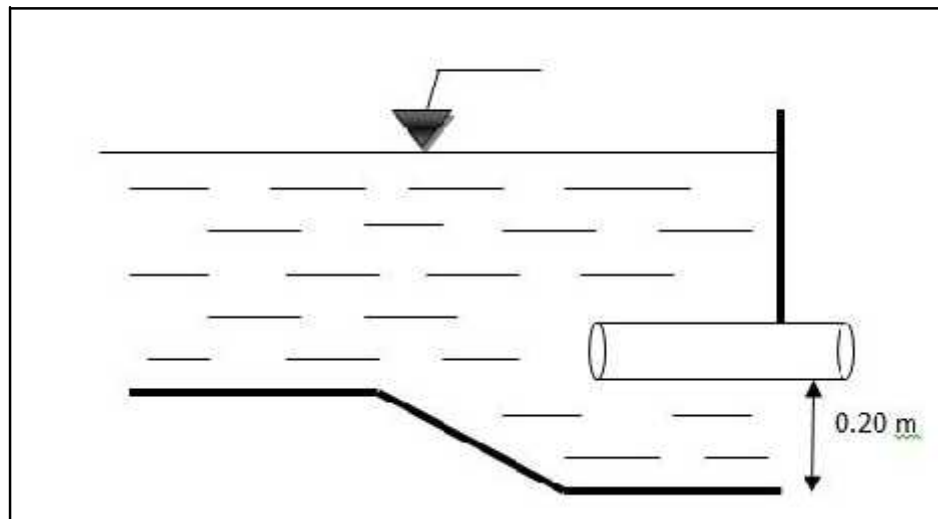


Figure III.2: Conduite de distribution

III.5.3-Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-

plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique qui empêche la pénétration de tous corps étrangers.

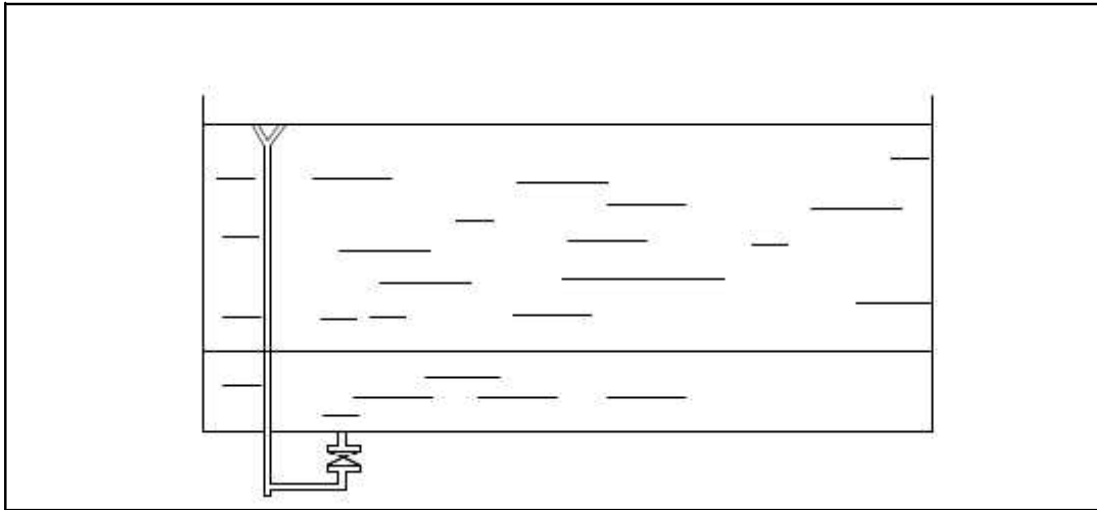


Figure III.3 : Conduite de trop-plein et de vidange

III.5.4-Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, elle se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

III.5.5-Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne pour assurer la distribution quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'une incendie à forte charge.

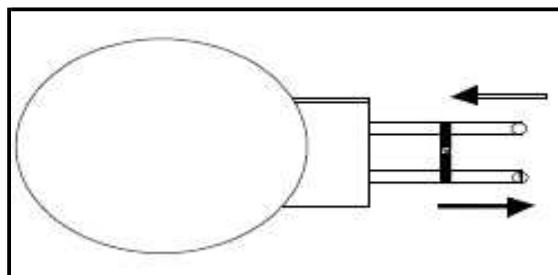


Figure III.4 : Conduite de by-pass

III.5.6-Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver notre réserve incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie.

Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

En service normal, vanne 2 est fermée et la vanne 1 et 3 sont ouvertes. Si le niveau dans le réservoir descend jusqu'au niveau N_{incendie} , le siphon se désamorce grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve d'incendie ne sera pas utilisée.

En cas de sinistre, il suffit la vanne 2 tout en restant imprenable, la tranche d'eau consistant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée. [3]

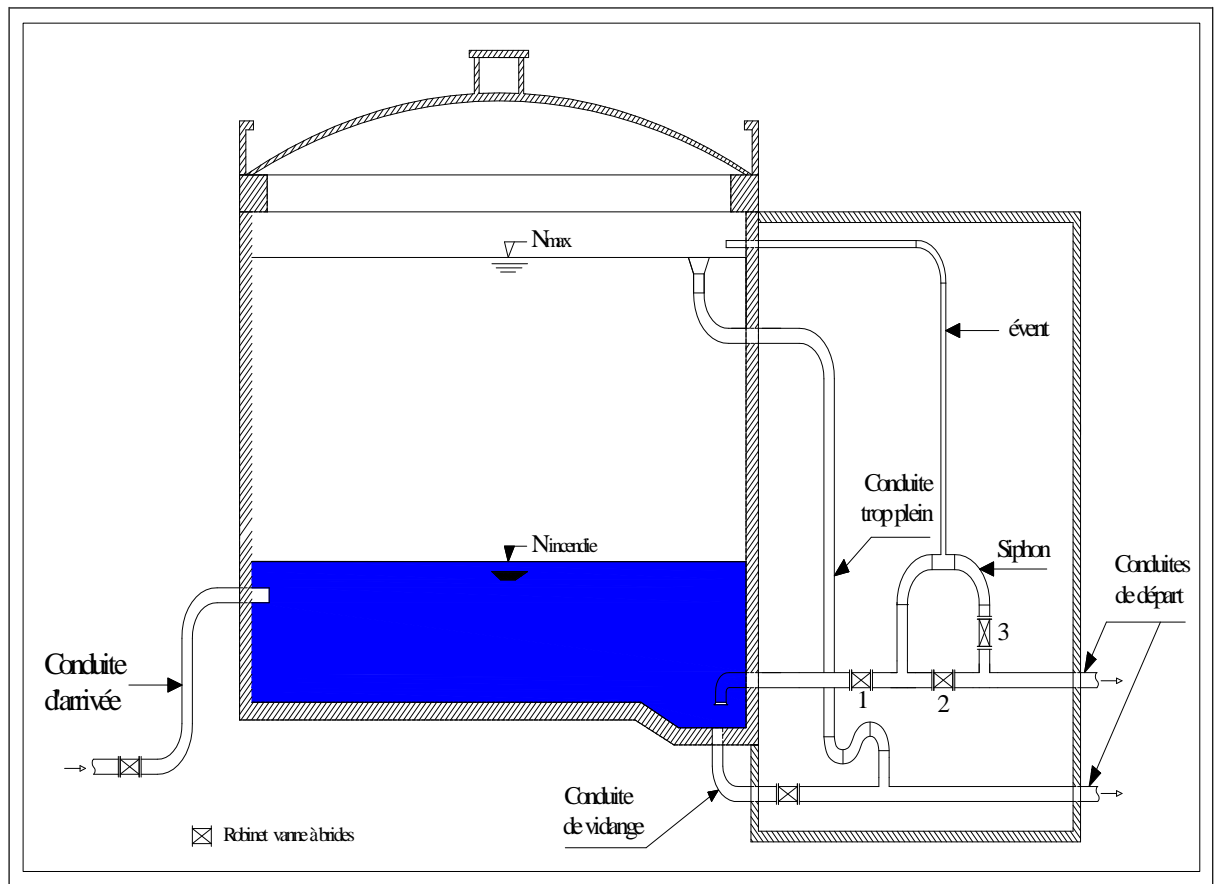


Figure. III. 5 : Équipement de réservoir

III.6-Calcul de la capacité des réservoirs

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

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

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

III .6.1-La méthode analytique

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

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

- V_r : Capacité résiduelle (m^3),
- a : Fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- Q_{\max} : Consommation maximale journalière (m^3/j).

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

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

- V_T : Capacité totale du réservoir (m^3).
- V_{inc} : Volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

III.6.2-Méthode graphique

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

Donc :

$$R_{\max} = |V|^+ |V| \quad (\%)$$

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

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

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

III.6.2.1-Calcul de la capacité du réservoir de terminal

Dans cette présente étude deux communes sont concernées par le projet d'alimentation en eau potable, En utilisons la méthode analytique, on calcul les différentes capacités des réservoirs de stockage des différentes localités

III.6.2.1.1-La commune de Hamma :

le réservoir de stockage de la commune Hamma est alimenté gravitamment par le réservoir tampon, le volume du réservoir terminal est calculé d'après le tableau III .1.

Tableau III .1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Hamma

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67	-	8,85
01 - 02	4,17	1,5	2,67	-	11,52
02 - 03	4,17	1,5	2,67	-	14,19
03 - 04	4,17	1,5	2,67	-	16,86
04 - 05	4,17	2,5	1,67	-	18,53
05 - 06	4,17	3,5	0,67	-	19,2
06 - 07	4,17	4,5	-	0,33	18,87
07 - 08	4,17	5,5	-	1,33	17,54
08 - 09	4,17	6,25	-	2,08	15,46
09 - 10	4,17	6,25	-	2,08	13,38
10 - 11	4,17	6,25	-	2,08	11,3
11 - 12	4,17	6,25	-	2,08	9,22
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,39
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,56
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,23
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,4
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,57
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,24
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	0
20 - 21	4,17	4	0,17	-	0,17
21 - 22	4,17	3	1,17	-	1,34
22 - 23	4,17	2	2,17	-	3,51
23 - 00	4,17	1,5	2,67	-	6,18
Total	100%	100%	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir de Hamma :

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{19,2 * 7347,756}{100} = 1410,76 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 1490,81 + 120 = 1530,76 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 1500 \text{ m}^3$.

III.6.2.1.2-La commune Boutaleb :

Le réservoir de stockage de la commune Boutaleb est alimenté gravitairement par le réservoir tampon, le volume du réservoir terminal est calculé d'après le tableau III .2 .

Tableau III .2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Boutaleb

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Deficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67	-	8,85
01 - 02	4,17	1,5	2,67	-	11,52
02 - 03	4,17	1,5	2,67	-	14,19
03 - 04	4,17	1,5	2,67	-	16,86
04 - 05	4,17	2,5	1,67	-	18,53
05 - 06	4,17	3,5	0,67	-	19,2
06 - 07	4,17	4,5	-	0,33	18,87
07 - 08	4,17	5,5	-	1,33	17,54
08 - 09	4,17	6,25	-	2,08	15,46
09 - 10	4,17	6,25	-	2,08	13,38
10 - 11	4,17	6,25	-	2,08	11,3
11 - 12	4,17	6,25	-	2,08	9,22
12 - 13	4,17	5	-	0,83	8,39
13 - 14	4,17	5	-	0,83	7,56
14 - 15	4,17	5,5	-	1,33	6,23
15 - 16	4,17	6	-	1,83	4,4
16 - 17	4,17	6	-	1,83	2,57
17 - 18	4,17	5,5	-	1,33	1,24
18 - 19	4,17	5	-	0,83	0,33
19 - 20	4,17	4,5	-	0,33	0
20 - 21	4,17	4	0,17	-	0,17
21 - 22	4,17	3	1,17	-	1,34
22 - 23	4,17	2	2,17	-	3,51
23 - 00	4,17	1,5	2,67	-	6,18
Total	100%	100%	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir de Boutaleb :

$$\text{Le volume résiduel sera : } V_r = \frac{19,2 * 5109,065}{100} = 980,94 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 980,94 + 120 = 1100,94 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité normalisée sera : } V_n = \mathbf{1100 \text{ m}^3}.$$

➤ Bilan du stockage

Établit un bilan entre la capacité du stockage en eau potable disponible dans les communes de Hamma et Boutaleb et celle du stockage nécessaire à court terme et à long terme, comme montre le tableau III.3.

Tableau III.3: Bilan du stockage.

Commune	Horizon 2045	Capacité de Stockage disponible (m ³)	Surplus (m ³)	Déficit (m ³)
	Capacité de stockage estimé (m ³)			
Hamma	1500	2100	600	-----
Boutaleb	1100	1200	100	-----

D'après le bilan de stockage, il ressort que la capacité existante (disponible) est suffisante pour satisfaire les besoins à l'horizon (2045). Donc on n'a pas besoin de réaliser un nouveau réservoir.

III.6.2.2-Dimensionnement du réservoir tampon

Le réservoir tampon proposé, sert à transiter le débit refoulé par la station de pompage gravitairement vers les réservoirs d'alimentation de deux communes.

➤ Le volume

Le volume de réservoir sera déterminé selon la formule suivante :

$$V_R = \frac{Q_{tr}}{2} * t \quad (\text{III .4})$$

Avec :

- Q_{tr} : Débit transite ($Q_{tr}=396 \text{ m}^3/\text{h}$).
- T : Temps de fermeture linéaire totale du robinet vanne ($T = 2 \text{ heures}$)

Application

$$V_R = \frac{396}{2} * 2 = 396 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de **500 m³**

➤ Le diamètre de la cuve

On a que
$$S = \frac{V_t}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}} \quad (\text{III .5})$$

On prend $h = 4 \text{ m}$, donc le diamètre de la cuve sera :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 500}{\pi \times 4}} = 12,66 \text{ m}; \text{ On prend } D = 13 \text{ m}.$$

➤ Réévaluation de la hauteur d'eau dans la cuve :

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

Application $h = \frac{4 \times 500}{\pi \times 13^2} = 3,77 \text{ m} \Rightarrow h = 3,77 \text{ m}.$

➤ **La section de la cuve :**

$$S = \frac{V}{h} \quad (\text{III .6})$$

Application $S = \frac{500}{3,77} = 132,62 \text{ m}^2 ;$

➤ **La hauteur totale du réservoir :**

$$H_t = h + R ; \quad (\text{III .7})$$

Avec :

R : Représente la hauteur du matelas d'air, cette hauteur variée de 0,25 à 1 m.

On prend R = 0,5 m.

Donc : $H_t = 3,77 + 0,5 = 4,27 \text{ m}.$

Les dimensions de réservoir tampon sont portées dans le tableau III.4.

Tableau III.4: Dimensions de réservoir tampon projeté

Type	V (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
Tampon	500	13	132,62	3,77	0,5	4,27

Conclusion

L'étude précédente que nous a permis de savoir qu'il y ait un réservoir à implanter ou non. D'après le calcul on a trouvé des volumes inférieurs à ceux existants, donc aucun réservoir ne sera implanté au niveau de ces communes (Hamma et Boutaleb).

Chapitre IV :

ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction

N'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte. Et pour ces trois cas on a le facteur topographique qui rentre en jeu. En vue de dimensionner cette conduite d'adduction nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique, donc le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction en eau potable.

IV.1-Types d'adduction

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

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

IV.1.1-Adduction gravitaire

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

IV.1.2-Adduction par refoulement

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

IV.1.3-Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé le réservoir tampon, et voilà notre cas mais avec une adduction refoulement- gravitaire avec une station de pompage où un réservoir tampon. [5]

IV.2-Choix de type de matériaux

Le choix porte sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre.
- Pressions supportées.

- Les conditions d'installation.
- La disponibilité au marché.
- Du prix dans le marché.
- Le type de sol (agressivité).
- Les frais d'amortissement.
- Les frais d'exploitation.
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service ;

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer : L'acier, la fonte, le béton, le PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié) et le PEHD (polyéthylène à haute densité).

IV.3-Choix des matériaux de canalisation

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc. Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

Dans le projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD raison des avantages qu'elles présentent :

- Très économiques
- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible)
- Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars)
- Réduction des pièces spéciales
- Adaptation aux terrains accidentés.
- Une très faible rugosité (conduite lisse)

IV.4-Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de(s) station(s) de pompage. Vu la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comportera une parties de refoulement et une partie gravitaire.

On opte pour l'étude des variantes suivantes :

- **Variante N°1**

Dans cette variante, le système d'adduction est constitué d'une station de pompage située au niveau du réservoir 3000m³ de Ain Azel a une cote de 990 m (NGA) pour refouler l'eau vers le réservoir tampon a une cote de 1098 m (NGA) par l'intermédiaire d'une conduite de longueur de 11000 m , la position du réservoir tampon permet l'alimentation des réservoirs(Badjerou, Addaoua, Bouhellal et Hama) de la commune Hama et les réservoirs (Lemadjaà, Timeliline et Berdaà) de la commune Boutaleb gravitairement sur une longueur globale de 18000 m .

Les caractéristiques des différents points de notre adduction sont retirées à partir de la planche N°1 et sont regroupés dans le tableau IV.1.

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif de la variante N°1.

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur (m)	Les cotes (m) (NGA)
1	Station de pompage	Réservoir tampon	11000	$C_{sp}=990$
2	Réservoir tampon	Piquage 1	6003	$C_{TN P1}=1001$
3	Piquage 1	Réservoir Badjerou	26,24	$C_{TP R}=1008$
4	Piquage 1	Piquage 2	4712	$C_{TN P2}=943$
5	Piquage 2	Réservoir Addaoua	12,19	$C_{TP R}=949$
6	Piquage 2	Piquage 3	1405	$C_{TN P3}=901$
7	Piquage 3	Réservoir Bouhellal	24,6	$C_{TP R}=910$
8	Piquage 3	Piquage 4	1112	$C_{TN P4}=903$
9	Piquage 4	Réservoir Hama	28,67	$C_{TP R}=912$
10	Piquage 4	Piquage 5	3704	$C_{TN P5}=957,5$
11	Piquage 5	Réservoir Lemadjaà	4,75	$C_{TP R}=961$
12	Piquage 5	Piquage 6	674	$C_{TN P6}=946$
13	Piquage 6	Réservoir Timeliline	13,25	$C_{TP R}=950$
14	Piquage 6	Réservoir Berdaà	613	$C_{TP R}=969$

Avec :

- $C_{TN P}$: Côte de terrain naturel des piquages.
- $C_{TP R}$: Côte du trop-plein des réservoirs.
- C_{SP} : Côte de terrain naturel de la station de pompage.

Le schéma explicatif pour la variante N°01 est représenté dans la figure IV.1.

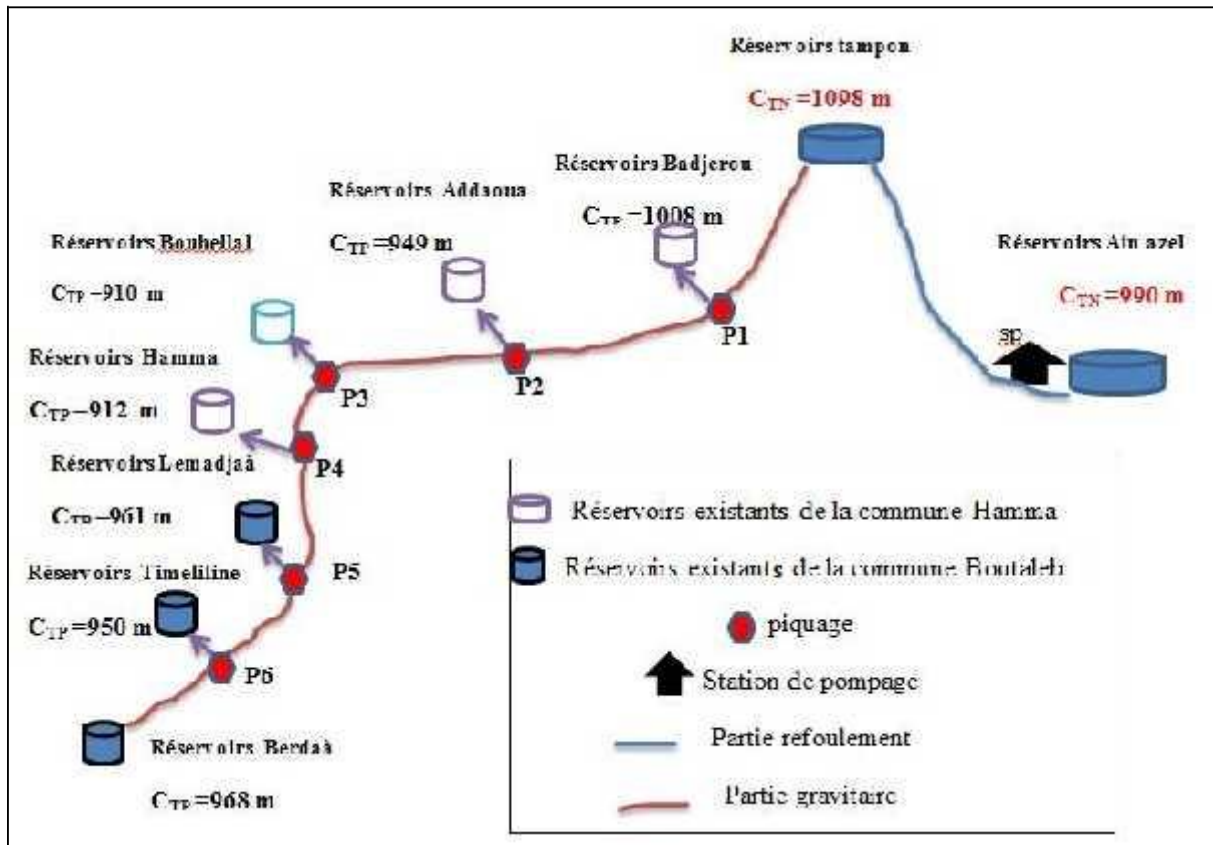


Figure IV.1: Schéma vertical de la variante N°1

- Variante N°2

Pour cette variante on a le même cheminement de l'adduction que la première variante(1) sauf qu'on change la cote d'emplacement du réservoir tampon à 1109 m (NGA).

Conclusion

La différence entre les deux variantes se situe entre la hauteur géométrique entre la station de pompage et le réservoir tampon, pour la première variante la hauteur géométrique moins élevée que celle de la deuxième variante.

On opte pour la variante N°1 parce qu'elle est plus économique que la deuxième variante.

IV.4. Dimensionnement de l'adduction

IV.4.1- Dimensionnement de la conduite de refoulement

Ce tronçon relie la station de pompage et le réservoir tampon sur une longueur de 11000 m, son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique.

- Longueur de la conduite : 11000 m
- Débit refoulé $Q=111$ l/s
- Cote d'arrivée au réservoir tampon : 1102 m
- Cote d'aspiration de la station de pompage : 990 m

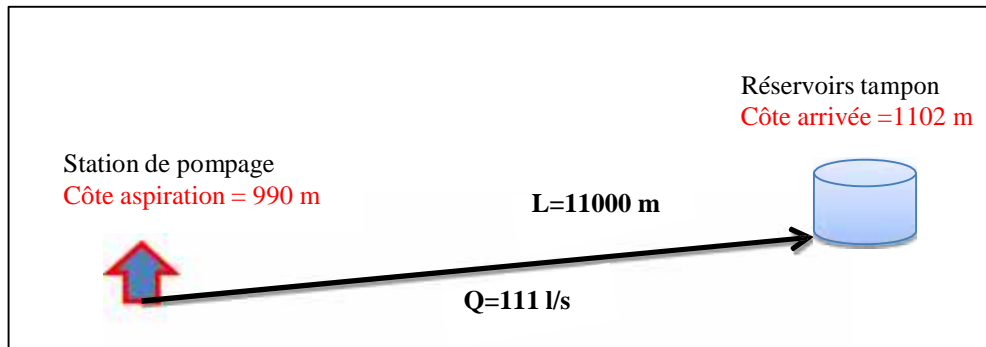


Figure IV.2 : Schéma d'adduction de refoulement.

IV.4.1.1- Calcul du diamètre économique [1]

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

➤ **Formule de BRESS :**

$$D = 1.5\sqrt{Q} \quad (\text{IV.1})$$

➤ **Formule de BONNIN**

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

Q: débit refoulé en m³/s.

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite inférieure à 1 Km dont la vitesse ne dépassant guère de 0,57m/s).

A partir de ce diamètre déterminé, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

Application

$$\text{➤ } D_{ec} = \sqrt{Q} = \sqrt{0,111} = 0,333m$$

Le diamètre économique est de : Dec = 333 mm, donc le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre 250 et 630 mm.

IV.4.1.2- Calcul des pertes de charge

➤ **Pertes de charge linéaires**

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

- Diamètre D de la conduite en (m);
- Débit Q en (m³/s);
- La rugosité absolue K s exprimée en mm;
- La longueur du tronçon L en (m) ;

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

Avec :
$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{IV.4})$$

La rugosité de la conduite Polyéthylène à Haute Densité (PEHD) égale à 0.01mm (catalogue CHIALI).

➤ **Pertes de charge singulières**

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,...) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_S = 10\% \Delta H_L = 0.1 \Delta H_L \quad (\text{IV.5})$$

➤ **Pertes de charge totales (ΔH_t)**

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

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad (\text{IV.6})$$

IV.4.1.3- Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{IV.7})$$

- H_g : la hauteur géométrique

$H_g = (\text{Côte d'arrivée au réservoir tampon} - \text{Côte d'aspiration})$.

Application

$$H_g = 1102 - 990 \quad \Longrightarrow \quad H_g = 112 \text{ m}$$

Les calculs des hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau IV.2.

Tableau IV.2: Variation des HMT en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Epaisseur (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_t (m)	H_g (m)	H_{mt} (m)
250	22.7	11000	111	2.26	0.0103	118.3	130.1	112	242.1
315	28.6			1.42	0.0099	35.80	39.3		151.3
400	36.3			0.88	0.0095	10.41	11.4		123.4
500	45.4			0.56	0.0092	3.29	3.62		115.62
630	57.2			0.35	0.0088	1.00	1.10		113.10

IV.4.1.4- Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance absorbée par la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta} \quad (\text{IV.8})$$

- η : rendement de la station de pompage en (65÷ 90%)
- Q: débit refoulé par la pompe en (m3/s)
- g: pesanteur (9.81 m/s²)

IV.4.1.5- Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \quad (\text{IV.9})$$

- t: c'est le temps de pompage par jour en (heure)
- P: puissance de la pompe en (kW)

IV.4.1.6- Frais d'exploitation

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{IV.10})$$

- E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)
- e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONEGAS. (e=4,5 DA)

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue, Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre, Les frais d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentés dans le tableau IV.3.

TableauIV.3: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	HMT (m)	Puissance (kwh)	Consommation Annuelle (kwh)	Frais D'exploitation (DA)
250	242.172	329.6292651	2887552.362	12993985.63
315	151.383	206.0532864	1805026.789	8122620.549
400	123.455	168.0387661	1472019.591	6624088.161
500	115.617	157.3703715	1378564.455	6203540.046
630	113.097	153.9402002	1348516.153	6068322.691

IV.4.1.7- Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \quad (\text{IV.11})$$

- P_{rc} : prix de ml de la conduite en (DA)
- A: Amortissement annuel Il est donné par la formule suivant :

$$A = \frac{i}{(1+i)^{n'} - 1} + i \quad (\text{IV.12})$$

- $i = 8 \%$ en Algérie ; $n = 30$ ans.

Application :
$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = 0,089$$

Les dépenses d'amortissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.4.

Tableau IV.4: Variation des frais d'amortissement en fonction du diamètre

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuite	Frais d'amortissement (DA)
250	4690.4	11000	51594400	0.0889	4586742.16
315	7436		81796000		7271664.4
400	12012		132132000		11746534.8
500	17881.5		196696500		17486318.9
630	28392		312312000		27764536.8

IV.4.1.8- Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement)

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'amortissement on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts et on aura ainsi une courbe d'optimisation Qui par la quelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet. Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau IV.5.

Tableau IV.5: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

❖ Type de canalisation : PEHD (PN16)					
D (mm)	250	315	400	500	630
Bilan (DA)	17580728	15394285	18370623	23689859	33832859

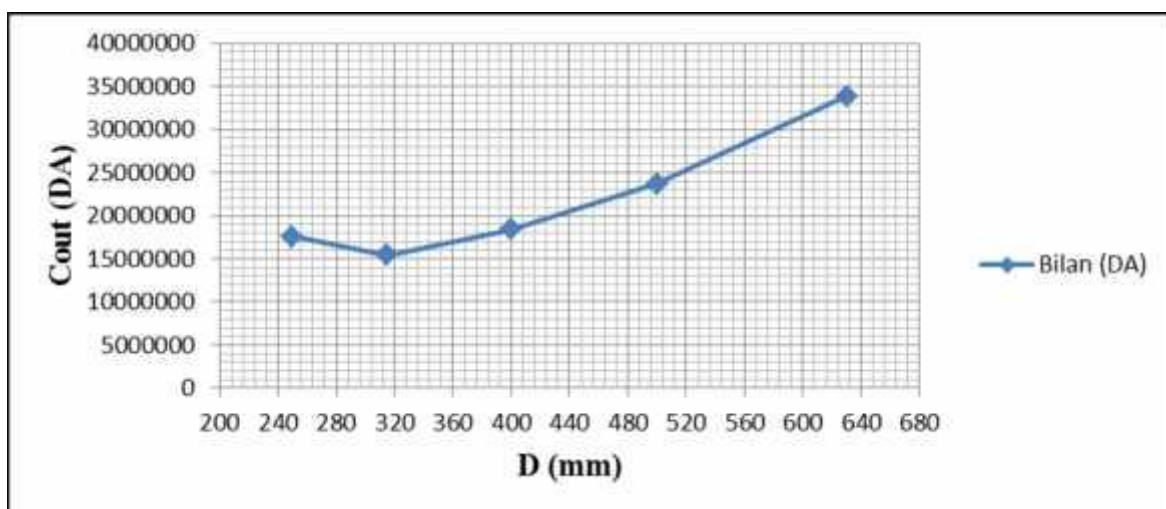


Figure IV.3: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre D 315 dont la vitesse est de 1,42 m/s sur une longueur de 11000 m.

IV.4.2- Dimensionnement de l'adduction gravitaire

La formule la plus utilisée pour le calcul des pertes de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_T = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} = I_{\text{moy}} * L \quad (\text{IV.13})$$

En tenant compte du matériau de la conduite et du régime d'écoulement, on déduit la formule de la perte de charge ;

$$\Delta H_T = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{IV.14})$$

$$L_{eq} = L_g + L_{e_e} \quad (\text{IV.15})$$

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} ; L_e = 1,10 * L_g \quad (\text{IV.16})$$

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_T}} \quad (\text{IV.17})$$

- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
- Dav : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;
- : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Tableau IV.6: Coefficients K', m, β pour différents types de 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

Dans notre cas, on prend : K' = 0,001052; β = 2 ; m = 4,772 ; (matériau PEHD)

IV.4.2.1- Calcul de la charge disponible

Dans notre cas on calcul la charge disponible entre le réservoir tampon et le point le plus éloigné (réservoir Berdaà de la commune de Boutaleb).

$$H_d = C_{RT} - C_{Tp} \quad (\text{IV.18})$$

Avec:

- H_d : La charge disponible qui sera par hypothèse égale les pertes de charge
- C_{RT} : Cote du radier du réservoir tampon (1098 m).
- C_{TP} : Cote de trop plein du réservoir (969 m).

$$\Rightarrow \Delta H_d = 1098 - 969 = 129 \text{ m}$$

➤ **Calcul de la somme des longueurs des tronçons de la ligne principale**

$$\sum L_i = 18223 \text{ m}$$

➤ **Longueur équivalente**

$$L_e = 1.1 \times L_g \Rightarrow L_e = 20045.3 \text{ m}$$

➤ **Détermination du gradient moyen**

$$J_{\text{moy}} = \Delta H_d / L_e \Rightarrow J_{\text{moy}} = 129 / 20045.3 = 0.00643$$

IV.4.2.2- Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction

Les diamètres avantageux sont calculés à base de la formule (IV.17).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7: tableau donnant les diamètres calculés de chaque tronçon

Tronçon	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)	Débit (l/s)	Gradient moyen (m/m)	Diamètre calculé (mm)
R,tampon_Piquage 1	6003	6603.3	111	0.00643	272.30
Piquage 1_Piquage 2	4712	5183.2	102.7	0.00643	263.58
Piquage 2_Piquage 3	1405	1545.5	80.84	0.00643	238.42
Piquage 3_Piquage 4	1112	1223.2	67.47	0.00643	221.02
Piquage 4_Piquage 5	3704	4074.4	45.61	0.00643	187.57
Piquage 5_Piquage 6	674	741.4	37.18	0.00643	172.17
Piquage 6_R,Berdaà	613	674.3	28.63	0.00643	154.31
Piquage 1_R,Badjerou	26.24	28.864	8.3	-	28.74
Piquage 2_R,Addaoua	12.19	13.409	21.86	-	33.55
Piquage 3_R,Bouhellal	24.6	27.06	13.37	-	29.49
Piquage 4_R,Hamma	28.67	31.537	21.86	-	38.22
Piquage 5_R,Lemadjaà	4.75	5.225	8.43	-	25.04
Piquage 6_R,Timeliline	13.25	14.575	8.43	-	29.09

IV.4.2.3- Normalisation des diamètres

Après la normalisation des diamètres on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le tableau IV.8.

Tableau IV.8: Diamètres normalisés de chaque tronçon avec leurs vitesses

Tronçon	Longueur équivalente (m)	Débit (l/s)	Diamètre normalisé (mm)	Epaisseur (mm)	Perte de charge (m)	Vitesse (m/s)
R,tampon_Piquage 1	6603.3	111	315	28.6	21.21	1.42
Piquage 1_Piquage 2	5183.2	102.7	315	28.6	14.25	1.31
Piquage 2_Piquage 3	1545.5	80.84	250	22.7	7.93	1.64
Piquage 3_Piquage 4	1223.2	67.47	250	22.7	4.37	1.37
Piquage 4_Piquage 5	4074.4	45.61	200	18.2	19.30	1.45
Piquage 5_Piquage 6	741.4	37.18	200	18.2	2.33	1.18
Piquage 6_R,Berdaà	674.3	28.63	160	14.6	3.65	1.42
Piquage 1_R,Badjerou	28.864	8.3	90	8.2	0.2	1.30
Piquage 2_R,Addaoua	13.409	21.86	160	14.6	0.04	1.08
Piquage 3_R,Bouhellal	27.06	13.37	110	10.0	0.19	1.41
Piquage 4_R,Hamma	31.537	21.86	160	14.6	0.10	1.08
Piquage 5_R,Lemadjaà	5.225	8.43	90	8.2	0.04	1.32
Piquage 6_R,Timeliline	14.575	8.43	90	8.2	0.10	1.32

Remarque : les diamètres normalisés sont pris à partir du catalogue groupe Chiali.

IV.4.2.4- Détermination des pressions au point de piquage

Le calcul de la pression dans chaque point sera fait :

$$P=C_P-C_T \quad (IV.19)$$

Avec: P : Pression.

- C_p : Cote piézométrique
- C_T : Cote du terrain naturel

Tableau IV.9: Détermination des pressions dans chaque point

N° piquage	Cote terrain naturel (m)	Cote piézométrique (m)	Pression (m)
1	1001	1055.5	54.505
2	943	1022.15	79.15
3	901	1012.2	111.20
4	903	1004.33	101.33
5	957.5	978.11	20.61
6	946	973.34	27.34

On remarque que la pression est élevée au piquage 2,3 et 4 du à la dénivelé importante du réservoir tampon. Cette pression est indispensable pour assurer un écoulement gravitaire jusqu'à l'aval de la conduite.

IV.4.2.5- Les frais d'investissement

Les frais d'investissement des conduites gravitaires figurent dans le tableau IV.10.

Tableau IV.10: Frais d'investissement des conduites gravitaires

❖ Type de canalisation : PEHD (PN16)			
Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	F _{amort} (DA)
315	7436	21715	177620014
250	4690.4	2517	12986310
200	3031.6	4378	14599579
160	1930.5	653.86	1388504.4
110	7436	21715	177620014
90	912.34	24.6	24687.92
75	614.9	44.24	29923.494
Investissement(DA)			206649020

Conclusion

Le présent chapitre nous a permis de dimensionner nos adductions en respectant les vitesses admissibles pour un meilleur fonctionnement de nos systèmes. Donc l'étude technico-économique de ce projet nous a permis de récapituler ce qui suit :

L'adduction sera composée d'une partie refoulement de 11000 m de longueur à un diamètre de 315 mm, et une partie gravitaire de 18000 m de longueur des différents diamètres.

Chapitre V :

ETUDE DU POMPAGE

Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de pompage projetée le long de l'adduction.

V.1- Station de pompage

Dans notre projet, la station de pompage doit refouler un débit total journalier de 9582,17 m³/j à une hauteur manométrique totale de 151.38 m.

Nous allons faire une étude de la station de pompage en dimensionnant les pompes, les moteurs et le bâtiment de la station avec le réglage et le calage de chaque pompe.

V.1.1- Choix des pompes

Les hauteurs manométriques en fonctions de débits sont données les graphes (courbes caractéristiques) de divers groupes centrifuges, ces caractéristiques permettent de choisir les types des pompes en évitant le phénomène de cavitation.

Un grand intérêt est porté à une pompe pouvant fonctionner dans une zone à rendement maximal, ce qui entraîne réduction de l'énergie à fournir

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel nommé CAPRARIE, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en, fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue En plus de ses avantages technique et mécanique, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale avec une vitesse de rotation plus élevée. [7]

V.1.2- Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V.1.3-Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT.
- Nombre de pompes n minimal.
- Meilleur rendement.
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale.
- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.1.

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

Variante	N	$Q_{appelé}$ (m ³ /h)	HMT (m.c.e)	η (%)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Vitesse (tr/min)	Type de pompe
1	1	392.4	145	70,1	216	7,2	1450	PM 150/7A
2	2	421.2	167	74,9	257	4,63	2900	PM 125/3F
3	3	403.2	154	76	222	1,78	1450	PM 125/8C
4	4	414	164	73	258	1,58	1450	PM 125/10E

A partir du tableau V.1, on déduit que la variante N°03 est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée, nombre de pompes en parallèle et charge nette d'aspiration requise.

V.1.4- Choix du nombre de pompe secours

D'après le choix du nombre de pompe, on détermine le nombre de pompe secours. Les intervalles de nombre de pompe est comme suit :

Si :

- Nombre de pompe $n \leq 4$ une seul pompe de secours
- Nombre de pompe $4 < n \leq 6$ deux pompes de secours
- Nombre de pompe $6 < n$ trois pompes de secours

$N = 3$ pompes, donc nous optons une pompe de secours identiques de type PM 125/8C.

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type PM 125 /8C.

V.1.5-Courbes caractéristiques des pompes

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

- La courbe débit - hauteur [H-O].

- La courbe de la puissance absorbées pour différents débits [$P_{abs} - Q$],
- La courbe débit - rendement [$\eta - Q$],
- La courbe des $(NPSH)_r$ pour différents débit [$(NPSH)_r - Q$].

Sont retirées à partir de logiciel CAPRARI et sont représentées dans la figure V.1.

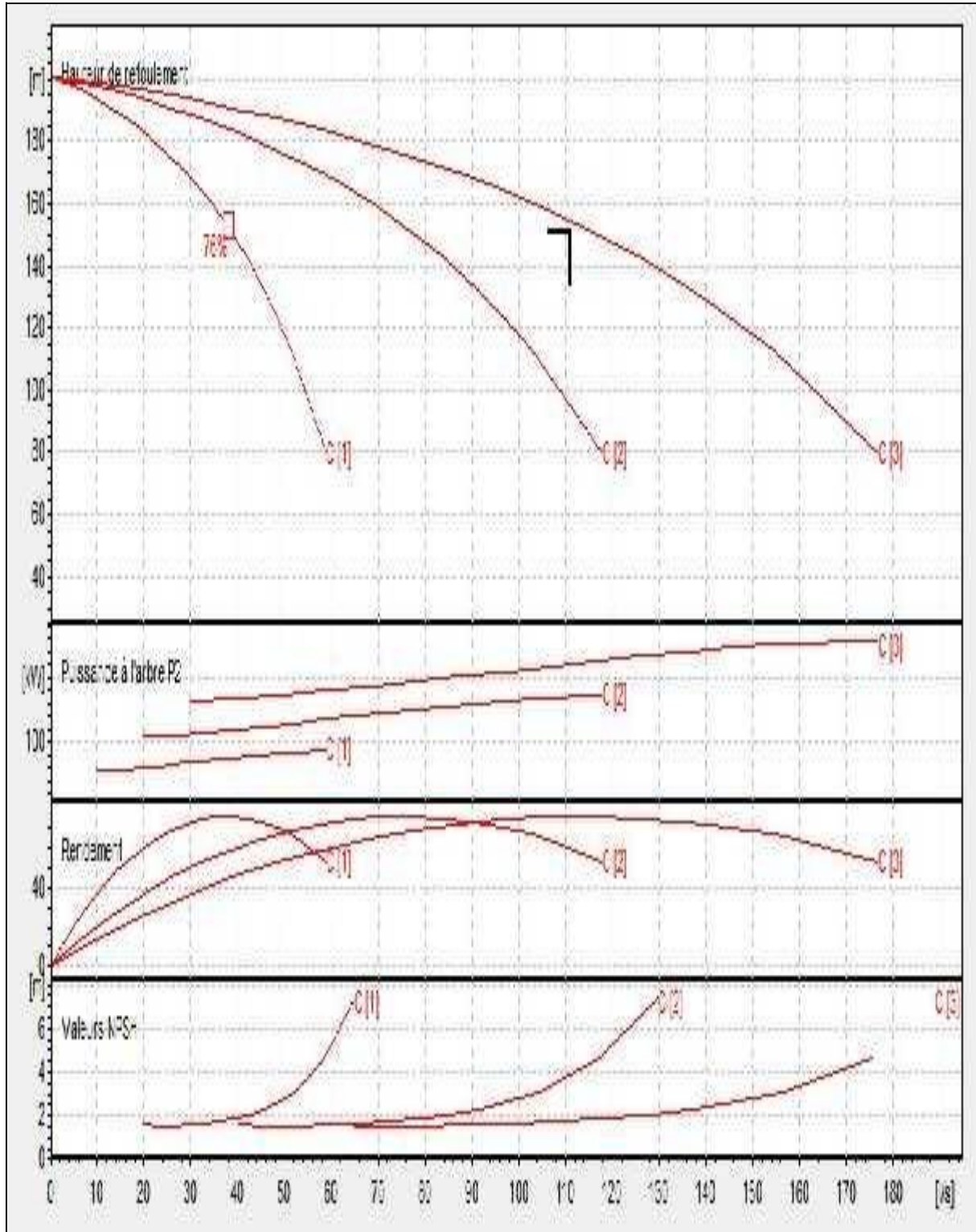


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe type PM 125/8C

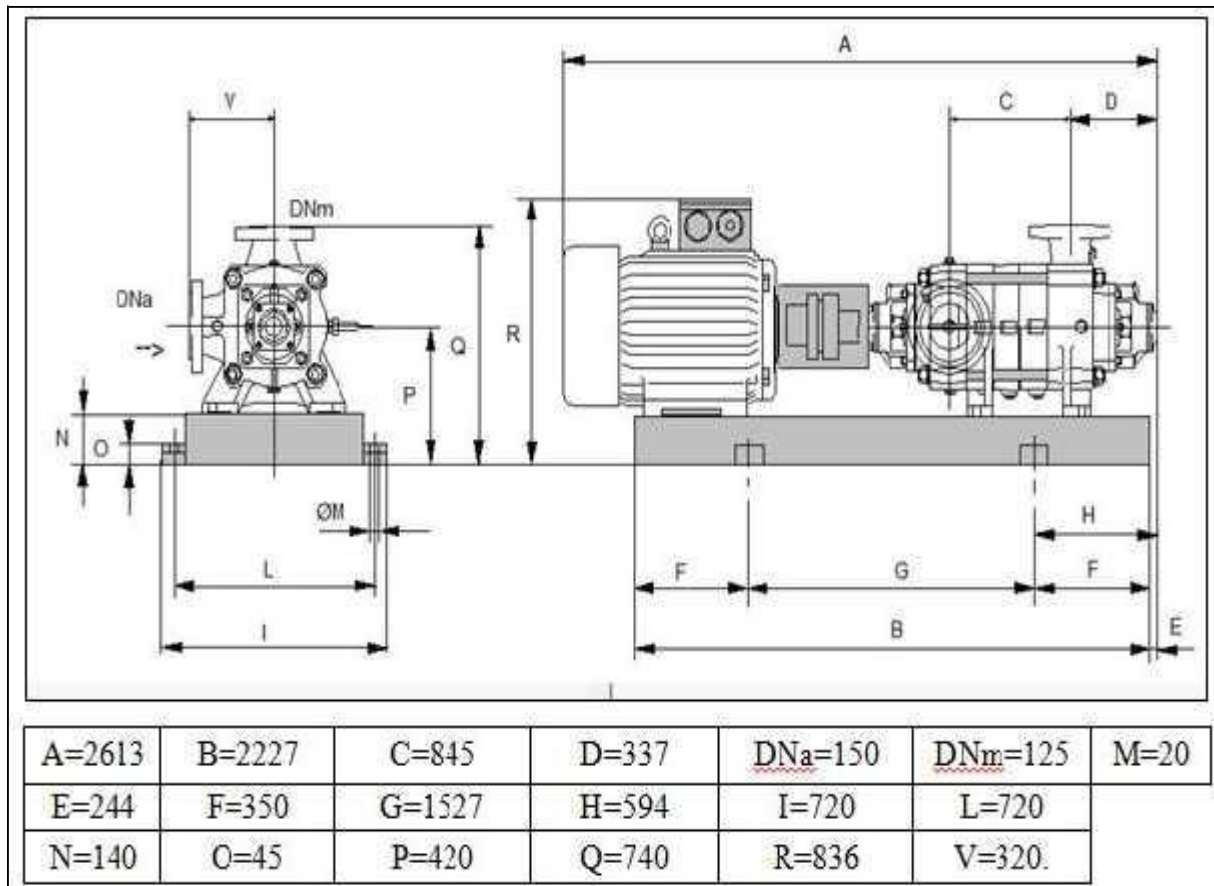


Figure V.2 : Encombrement de la pompe Caprari PM 125/ 8C.

V.1.6.Choix du moteur électrique

➤ 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.

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

➤ Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 1450 tr/mim
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominal : 90 Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

V.1.7-Point de fonctionnement d'une pompe

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

➤ Courbe caractéristique de la conduite

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

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

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

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

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

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

- λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement ;
- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;
- Q : débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;
- D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;
- g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le Tableau V.2.

Tableau V.2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Q (m^3/h)	Q_t (m^3/h)	H_g (m)	L_{ref} (m)	D_{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H_c (m)
0	0	112	11000	315	0,00991	0.0	0.00	112
10	30					0.2	0.22	112.222
20	60					0.8	0.89	112.888
30	90					1.8	2.00	113.998
40	120					3.2	3.55	115.552
50	150					5.0	5.55	117.549
60	180					7.3	7.99	119.991
70	210					9.9	10.88	122.877
80	240					12.9	14.21	126.206
90	270					16.3	17.98	129.98
100	300					20.2	22.20	134.197

Suit de tableau

110	330	112	11000	315	0,00991	24.4	26.86	138.859
120	360					29.1	31.96	143.964
140	420					39.6	43.51	155.507

La courbe caractéristique de la conduite et de la pompe et leur point fonctionnement sont donnés sur la figure V.3.

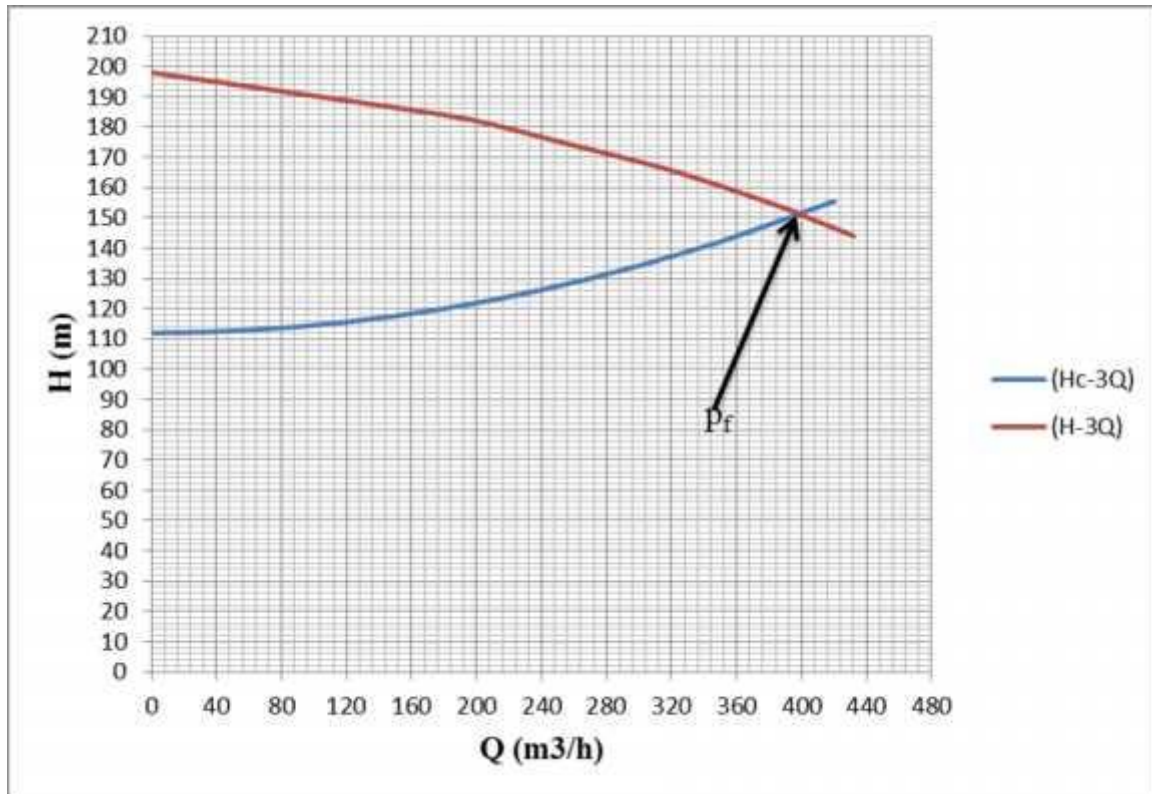


Figure V.3: Point de fonctionnement de la pompe.

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

$$Q_{Pf} = 399,6 \text{ m}^3/\text{h} = Q_{app}$$

$$H_{Pf} = 152,5 \text{ m} < H_{app}$$

On peut éviter les modes de réglage car Le débit demandé se trouve dans la plage de bon fonctionnement ($\pm 10\%$ du débit de point de fonctionnement).

V.1.8-Etude de la cavitation

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

La condition suivante doit être vérifiée : $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

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

- $(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\text{V.4})$$

- r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,5)$ m.

On prend : $r = 0,3$ m.

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

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

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (\text{V.5})$$

- V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;
- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$.
Avec : H : altitude de la station.
- T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e).

Tableau V.3 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

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

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

Donc : $T_v = 0.24$ (mec).

- $-\Delta h_{asp}$: Perte de charge totale du côté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,05 - 1,10) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (\text{V.6}).$$

- $-\Delta h_{asp}^{lin}$ Elle sera estimée par : $\sum h_{asp} = \frac{8 * \lambda * L * Q^3}{\pi^2 * \gamma * g * D^5}$ (V.7).

- V_{asp} : Vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s), $V_{asp} = \frac{4 * Q}{\pi * D_a^2}$

- D_a : Diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) \text{ da} \quad (\text{V.8})$$

Avec : d_a : Diamètre de la tubulure d'aspiration (mm). d'après logiciel (CAPRARI) égale à 150 mm

➤ **Calage de la pompe :**

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (\text{V.9})$$

- ∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m) ;
- r : Marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.
- Charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1,78$ m.
- Pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 \cdot 990 = 8,95$ m.
- Tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,5 \cdot 150 \Rightarrow D_a = 225$

$$\bullet \text{ Vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 \cdot 0,111}{3,14 \cdot 0,225^2} \Rightarrow V_a = 0,93 \text{ m/s.}$$

- Perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\sum h_{asp} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} = \frac{8 \times 0,0099 \times 15 \times 0,111^2}{3,14^2 \times 9,81 \times 0,225^5} = 0,049 \text{ m}$$

- Perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 \cdot 0,049 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,053$ m
- Hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 1,87 + 0,3 - 8,95 + 0,24 + 0,053 + 0,044 = -6,44 \text{ m} \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -6,44 \text{ m.}$$

changement de type d'installation :

$$\text{Installation en aspiration : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \quad (\text{V.10})$$

$$h_{adm}^{asp} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 6,47 \text{ m.}$$

$$\text{La côte de l'axe de la pompe : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \quad (\text{V.11})$$

$$\Rightarrow \nabla_{axe} = 986 + 6,47 - 0,3$$

$$\Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 992.17 \text{ m .}$$

V.1.9- Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe

Suivant le schéma ci-dessous nous allons définir chaque accessoire

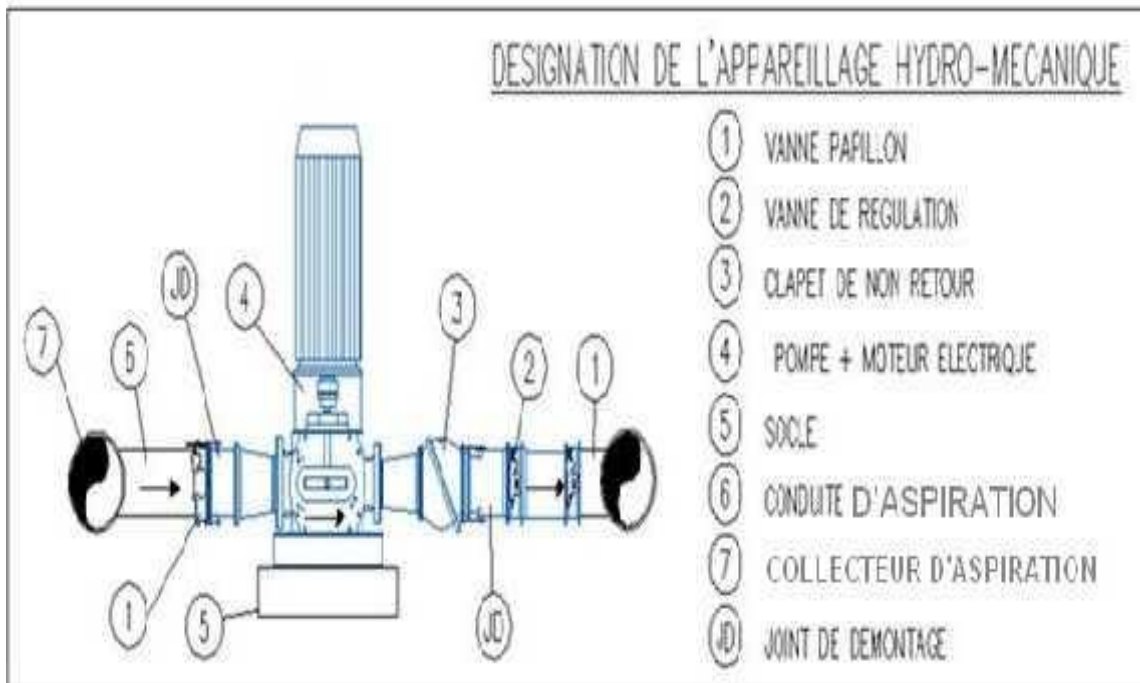


Figure V.4 : Équipements en amont et en aval de la pompe

V.1.9.1-Équipements en amont de la pompe

➤ Conduite d'aspiration

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

➤ Joints

La conduite d'aspiration est en dépression, alors une attention particulière sera donnée aux joints afin de supprimer toutes possibilités d'entrée l'air, dans ce cas on préférera les souder aux joints à emboîtement et aux joints à manchon filetés, pour un raccordement sur les appareils ; clapet, vanne, pompe, on utilisera les joints à brides.

➤ Joint de démontage

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

➤ Convergent d'aspiration

La conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent ce qui permet d'avoir une accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition

des vitesses, dans le but d'éviter toute formation de poche d'air, on place horizontalement la génératrice supérieur de notre convergent.

➤ **Vanne papillon**

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

➤ **Les ventouses**

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

V.1.9.2-Équipements en aval de la pompe

➤ **Divergent :**

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

➤ **Clapet de non-retour**

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

➤ **Joint de démontage :**

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

➤ **Vanne de régulation**

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

➤ **Vanne papillon**

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

➤ **Conduit de refoulement**

Elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement.

➤ **Collecteur de refoulement**

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

➤ **Le by-pass**

Un by-pass est placée entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni

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

➤ **Soupape de décharge**

Cet équipement est destiné à limiter la surpression, on le trouve installé avec le clapet.

V.2-Bâtiment de la station de pompage

Le type de construction de la station de pompage est déterminé prenant en considération plusieurs paramètres :

- Type de matériaux de construction.
- La nature du sol (il faut qu'il soit stable)
- Type des moteurs et pompes utilisés.
- Types des bâtiments des stations de pompage

Les bâtiments des stations de pompes se différencient l'un à l'autre par les paramètres que nous avons mentionnés dans le paragraphe précédent. Et parmi ces types des bâtiments on peut citer les suivants :

- Bâtiment type surface.
- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe noyée
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe dénoyée
- Bâtiment type puits bloc.
- Bâtiment type bache sèche
- Bâtiment type puits bache sèche.

On remarque que le type le plus fréquent et le plus utilisé c'est le type bâtiment type surface. Et lorsque on prend en considération le type de sol qui est de nature roche solide, on peut dire que le type de notre bâtiment c'est un bâtiment de surface c'est à dire que tous l'ouvrage de la station est surélevé.

V.2.1-Modalité de construction du bâtiment

➤ **La partie souterraine**

Est exécutée en béton armé, on peut la faire en préfabriqué, on utilise aussi la brique pour les murs. 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 la bache d'eau, 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.

➤ **Partie supérieure du bâtiment :**

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

Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée $H_b = (3,5 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,4 ; 6 \text{ m} \dots)$

La longueur du bâtiment $l_b = (3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots)$

La 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.

Pour les grandes stations de pompage dont la longueur dépasse 18 m on préfère de réaliser deux plates-formes de montage, on note aussi que la réalisation il faut respecter certains 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 entre 0,8 et 1,2 m ;
- Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de 1 > 2m.
- Distance entre les armoires de commande
- Dimensions des portes 3×3 ; 3,6×3,6 ; 4×3 ; 4,2×4 ; 4,8×5,4
- La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

V.2.2-Dimensions du bâtiment

On a suivi les étapes suivantes

➤ **Longueur du bâtiment :**

$$L_b = N_p \times L + L_{int} + L_{pf} + L_R + L_p \quad (\text{V.12})$$

- N_p : Nombres de pompes, $N_p = 4$.
- L : Longueur de la pompe + moteur, $L=2,613 \text{ m}$.
- L_{int} : Distance entre deux pompes, $L_{int} = 1 \text{ m}$.
- L_{pf} : Longueur de la plateforme, (1.5* distance entre deux des pompes), $L_{pf} = 1,5 \text{ m}$.
- L_r : Longueur de l'armoire électrique, $L_r=3 \text{ m}$.
- L_p : Longueur du bureau du personnel, $L_p=4\text{m}$.

Donc : $L_b = 3 \cdot 0.76 + 1 + 3 + 3 + 4 = 19,95$ m.

Donc : La station de pompage aura une longueur de 21 m

➤ **Largeur du bâtiment:**

$$L_b = L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + 2 S. \quad (\text{V.13})$$

- S : épaisseur du mur, $S = 0.4$ m.
- L_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $L_1 = 0,3$ m.
- L_2 : distance entre les tubulures,
 $L_2 = 0.3$ m.
- $L_3 + L_4 = L_p + L_{tr} + L_{asp} + L_c + L_j$
- L_p : longueur de la pompe, $L_p = 1.71$ m.
- L_{asp} : longueur d'aspiration, $L_{asp} = 3$ m.
- L_{tr} : longueur de tubulaire de refoulement $L_{tr} \geq 2 \cdot D_r = 0,65$ m.
- L_c : longueur du convergent, $L_c = 4 \cdot (D_r - d_r) = 1.08$ m. $L_c = 1,08$ m.
- L_j : longueur des joints, $l_j = 0,5$ m

$$\Rightarrow L_b = 0.3 + 0.3 + 1.71 + 3 + 0.65 + 1.08 + 0.5 + 0.4 \cdot 2 = 8.34$$
 m

Donc La station de pompage aura une largeur de 8.5 m.

➤ **Hauteur du bâtiment:**

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9. \quad (\text{V.14})$$

- h_5 : hauteur verticale = $h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}} = 0,5 + 0,4 + 0,77 = 1,67$ m
- h_6 : hauteur réservée à l'homme = 2,2 m
- h_7 : hauteur de chariot = 0,3 m
- h_8 : hauteur de profilées = 0,8 m
- h_9 : hauteur de sécurité = 0,5 m

Donc la hauteur recommandée du bâtiment est de $H_b = 5,4$ m.

➤ **Dimensions des portes**

- ✓ Porte principale : **3,2*3**
- ✓ Porte secondaire : **2,5*1,6**

➤ **Dimensionnement des fenêtres**

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum S_f = 0,13 \cdot 21 \cdot 8.5 \Rightarrow \sum S_f = 23,20 \text{ m}^2$$

$$N = \frac{\sum S_{\text{fenetre}}}{S_{\text{fenetre}}} \quad (\text{V.14})$$

- N : Nombre des fenêtres ;
- S_f : Surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,5 * 2,5)$;

$$N = \frac{\sum S_{\text{fenetre}}}{S_{\text{fenetre}}} = \frac{23,29}{3,08} = 6,13.$$

Et on va prendre le nombre de fenêtres égales à 7 fenêtres

CONCLUSION

On a opté pour des pompes centrifuges multicellulaires a axe horizontales pour la station de pompage .Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous tenant en compte l'effet de la cavitation, donc nous somme astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes ,la station de pompage équipée de 3 pompes principales plus une seul pompe de secoure, ces pompes sont de type PM 150 /8C assurant un débit de 399,6 m3/h a une hauteur manométrique total de 151,38 m.c.e.

Chapitre VI :

PROTECTION ANTI BELIER

Introduction

Les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.1-Définition

Le coup de bélier c'est un phénomène oscillatoire transitoire qui se manifeste dans les conduites en charge, soit gravitaire soit en refoulement

VI.2-Les causes du coup de bélier

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Démarrages d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VI.3-Les risques ds aux coups de bélier

➤ Fortes pressions

Si la somme de la surpression et de la pression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible de la conduite, il peut avoir fissuration de cette dernière, et dislocation des joints.

➤ Pressions négatives

Apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si la pression devient inférieure à (-10mce) donc implosion de la conduite, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.

➤ Fatigue de la conduite

L'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

VI.4-Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

- Réservoirs d'air
- Cheminée d'équilibre
- Soupape de décharge
- Volant d'inertie

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations contre le coup de bélier, le réservoir d'air car :

- Il est simple à installer.
- Il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.
- Il a un bon fonctionnement.
- Il a une bonne sécurité.

VI.4.1-Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier

En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes, il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite- réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionner le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydrauliques et techniques de l'installation.

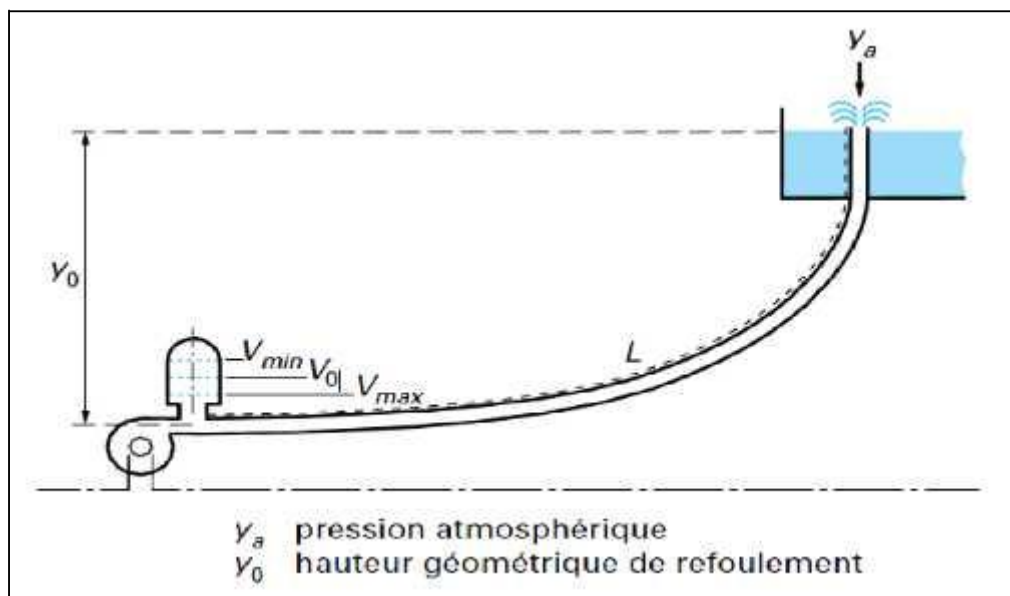


Figure VI.1 : l'emplacement d'un réservoir anti bélier.

VI.4.2-Calcul des réservoirs d'air

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

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g} \quad (\text{VI.1})$$

➤ **La surpression**

$$H_s = H_g + \Delta H_{\max} \quad (\text{VI.2})$$

➤ **La dépression:**

$$H_d = H_g - \Delta H_{\max} \quad (\text{VI.3})$$

- V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s).
- g : Accélération de la pesanteur (9,81 m²/s).
- c : Célérité en (m/s).
- H_g : Hauteur géométrique (m).

VI.4.2.1-Méthode de Vibert

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

VI.4.2.2-Dimensionnement de réservoir d'air

Nous calculerons la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr SALAH B pour les conduites enterrées :

$$c = \frac{(K / \rho)^{1/2}}{\left(1 + \frac{K 2a(1 - \nu_m^2)(1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2)aE_s + E_m e_m (1 - \nu_s)}\right)^{1/2}} \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

- K : Coefficient d'élasticité de l'eau.
- ρ : Masse volumique de l'eau .
- E_m : Module de Young du matériau de la conduite.
- E_s : Module de Young du sol.
- ν_m : Coefficient de poisson du matériau.
- ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite.
- e_m : Epaisseur de la conduite (m),
- a : rayon inférieur de la conduite (m).

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau VI.1.

Tableau VI.1 : Caractéristiques du tronçon de l'adduction de refoulement.

Tronçon	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	H _g (m)
Station de pompage_ _rservoir tampon	PEHD	315	0,0779	1,42	11000	112

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde « C » sont regroupés dans le tableau VI.2.

Tableau VI.2: Célérité d'onde de tronçon de l'adduction de refoulement.

K (MPa)	E _m (MPa)	E _s (MPa)	e _m (m)	ν _m	ν _s	ρ (Kg/m ³)	a (m)	C (m/s)
2.07*10 ⁵	1.2*10 ⁵	200	0.0286	0.46	0.33	1000	0.1575	373.70

Remarque : concernant les caractéristiques des matériaux et de sol, voir respectivement les tableaux (II, III) en annexe.

Donc la charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = H_g + H_{\max} = 112 + (373.7 \cdot 1.42 / 9.81) = \mathbf{166.09 \text{ m}}$$

Donc ; La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 112 + 10 = \mathbf{122 \text{ m}}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_s + 10 = 166.09 + 10 = \mathbf{177.09 \text{ m}}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{177.09}{122} = 1.45$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1.42^2}{2 \times 9.81} = 0.102 \Rightarrow \frac{h_0}{Z} = \frac{0.102}{122} = 8.36 \times 10^{-4}$$

D'après l'abaque de M .VIBERT (calcul des réservoirs d'air) voir annexe VI.

$$\Rightarrow \frac{U_0}{LS} = 1.5 \cdot 10^{-2}, \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.72$$

$$U_0 = LS \cdot 1.5 \times 10^{-2} = 11000 \times 0.0779 \times 1.5 \times 10^{-2} = 12853,5 \text{ litres d'air}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{12,8535}{0.72} = 17852 \text{ litres d'air}$$

En tenant compte de la sécurité on major cette valeur par 20% :

$$\text{Donc : } U_{\max} = \mathbf{21416 \text{ litres}}$$

VI.4.2.3-Détails du réservoir d'air

L'encombrement du réservoir d'air auquel nous avons opté est donné dans la figure VI.1.

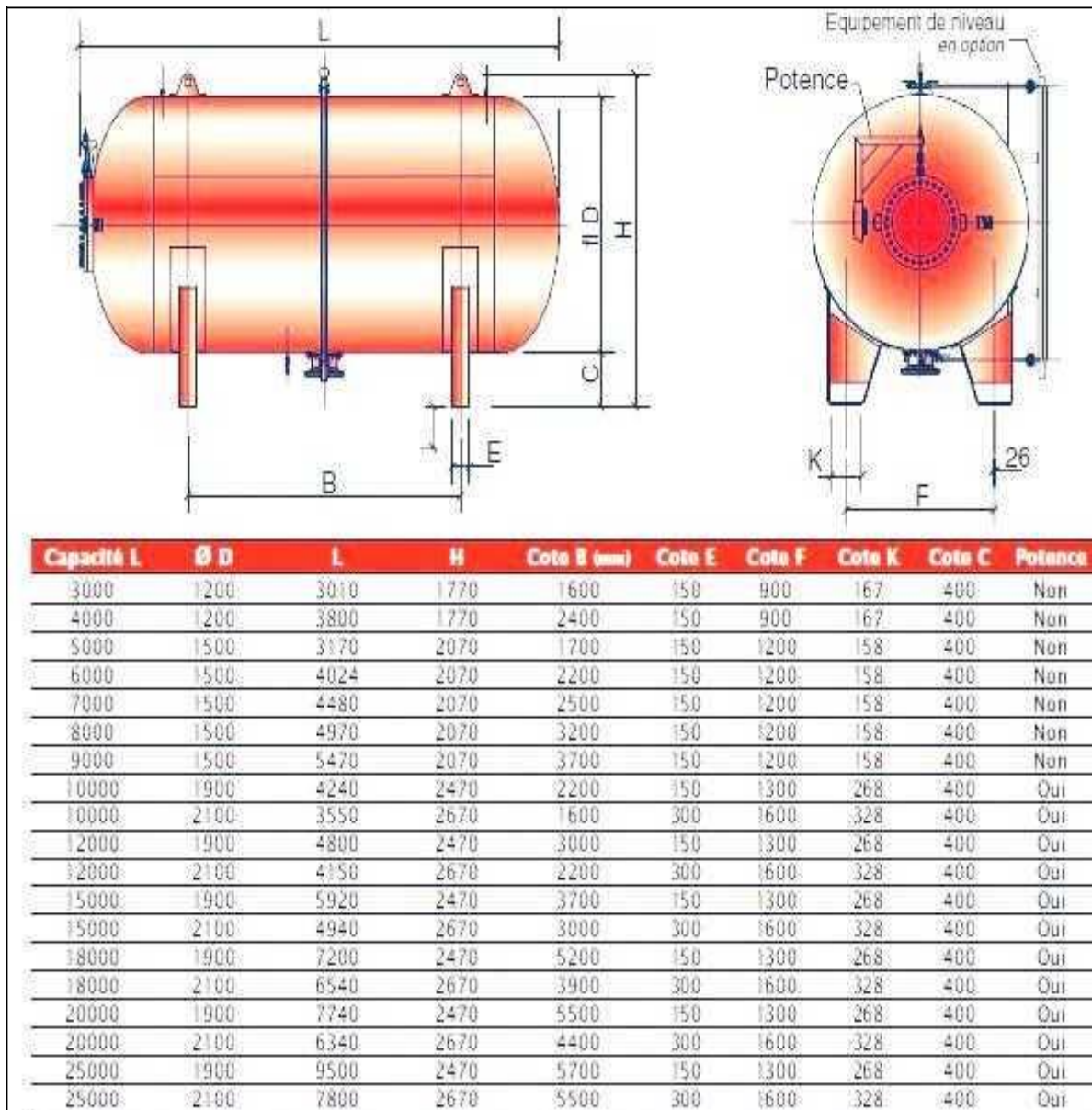


Figure VI.2: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE

VI.4.2.4-Caractéristiques finales du réservoir d'air

D'après la figure VI.1, les volumes normalisés de réservoirs d'air existants dont les dimensions de réservoir d'air sont représentées dans le tableau VI.3.

Tableau VI.3: Dimensions du réservoir d'air

V normalisé (litre)	D (mm)	L (mm)	H (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	K (mm)	C (mm)
25000	1900	9500	3470	7600	150	1300	268	400

VI.4.2.5-Installation du réservoir d'air

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

VI.5-Partie gravitaire

Pour faire l'étude du coup de bélièr de la partie gravitaire on suppose que les piquages qui alimentent les réservoirs de (Badjerou, Addaoua, Bouhellal, Hamma, Lemadjaà et Timeliline) n'existent pas, c'est-à-dire que le débit est constant dans toute la conduite qui relie entre le réservoir tampon et le réservoir Berdaà de la commune Boutaleb, ce réservoir est équipée en aval d'une vanne de fermeture lente. .

Le type de matériau de la conduite gravitaire est le PEHD, et la célérité sera calculée par la formule (VI.4).

La conduite adduction est de type télescopique (Ø315mm ; Ø250mm, Ø200mm, Ø160 mm), donc la vitesse d'écoulement est variable c'est pour cette raison on calcule le diamètre équivalent de cette conduite.

D'après la règle de « DEPUIT »

$$L_T = l_1 \left(\frac{D}{D_1} \right)^5 + l_2 \left(\frac{D}{D_2} \right)^5 + \dots + (l_n \frac{D}{D_n})^5 \quad (\text{VI.5})$$

- D : diamètre équivalent

Application

$$D = \sqrt[5]{\frac{18223}{25559613}} = 0.235 \text{ m}$$

Donc le diamètre équivalent $D=235 \text{ mm}$

La vitesse en régime permanent $V_0 = Q/S$ tel que $Q=111 \text{ l/s}$; et $S=0.043 \text{ m}^2$

Donc $V_0=2,58 \text{ m/s}$ et $H_g = 1098-969=129 \text{ m}$

$$c = \frac{(2.07 \times 10^9 / 1000)^{1/2}}{\left(1 + \frac{2.07 \times 10^9 \times 2 \times 0.1575(1-0.46^2)(1-0.33)}{(1-0.46^2) \times 0.1575 \times 2 \times 10^8 + 1.1 \times 10^9 \times 0.0286 \times (1-0.33)}\right)^{1/2}} = 493,43 \text{ m/s}$$

On calcule la valeur maximale de surpression

$$H_s = H_g + H_{\max} \quad \text{tel que} \quad \Delta H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g}$$

$$H_s = 129 + (493.43 \times 2.58 / 9.81) \rightarrow H_s = 258.77$$

Le calcul de la valeur maximale de la surpression donné par la formule de MICHAUD pour des différents temps de fermeture de la vanne ; 60s, 90s, 120s, 300s, 600s, 900s est illustré par la formule IV.6

$$b = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t} \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- t : Temps de fermeture du robinet de vanne.
- L : Longueur entre la vanne et le réservoir tampon.
- V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Temps de fermeture en fonction de surpression maximale.

Temps de fermeture (s)	T_f	Suppression maximale $b + H_g$ (m)
15		768.012
30		448.506
60		288.753
90		235.502
120		208.877
300		160.951
600		144.975
900		139.650

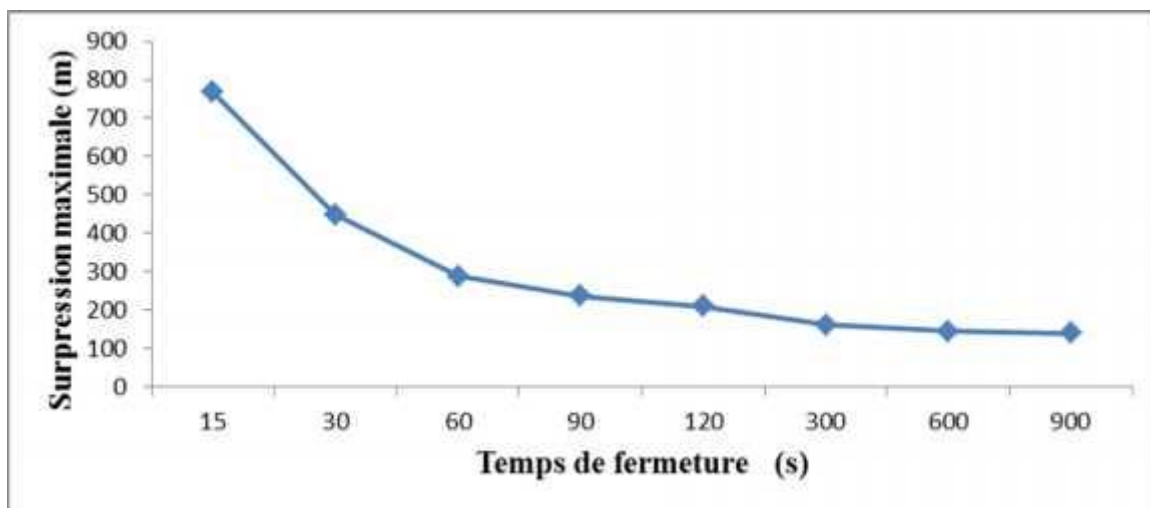


Figure VI.3 : Variation de la pression en fonction de temps de fermeture du robinet vanne.

En fonction du temps de fermeture et du temps d'aller-retour de l'onde surpression « θ », on tire le nombre de pas « m » de fermeture du robinet vanne, le nombre de pas de fermeture est donné par les relations suivantes :

$$m = \frac{T_f}{\theta} \quad (\text{VI.7})$$

$$\theta = \frac{2L}{C} \quad (\text{VI.8})$$

- T_f : Temps de fermeture de la vanne en (seconde).
- θ : Temps d'aller-retour de l'onde en (seconde)
- C : Célérité de l'onde en (m/s)

Application : $\theta = \frac{2 \times 18223}{493.43} = 73.86 \text{ secondes}$

On résume les résultats dans le tableau VI.5.

Tableau VI.5 : Temps de fermeture en fonction du nombre de pas

Temps de fermeture T_f (s)	Nombre de pas
15	0.20
30	0.41
60	0.81
90	1.22
120	1.62
300	4.06
600	8.12
900	12.19

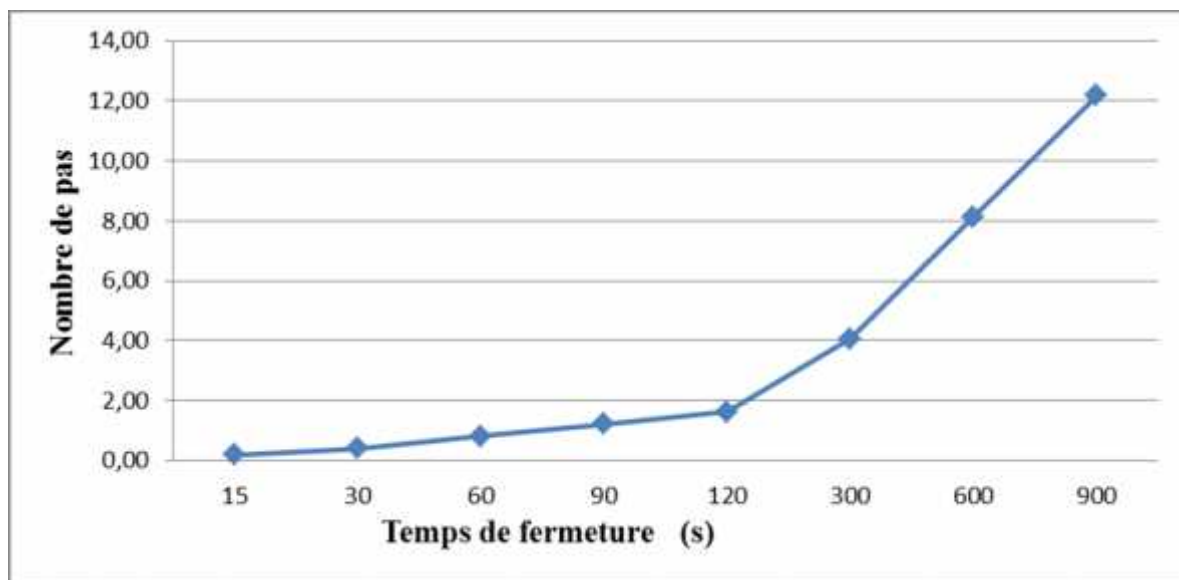


Figure VI.4 : Variation du nombre de pas en fonction du temps de fermeture du robinet.

D'après les résultats qu'on a trouvé on voit que les fermetures en 1/4 ,1/2, 1,1.5, 2,5 minutes du robinet vanne engendrent des surpressions supérieures à la valeur maximale de

surpression et pour les fermetures 10 et 15 minutes engendrent des surpressions qui sont faibles par rapport à la valeur maximale de surpression.

Donc le robinet vanne qu'on le place a les caractéristiques suivantes :

- Un temps de fermeture : $T_f = 600 \text{ s}$
- Nombre de pas de fermeture du robinet vanne : $m = 8$

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire. Pour la partie de refoulement, c'est un réservoir d'air d'une capacité qu'est égale 25000 litres qui a été pris en considération, et un robinet vanne à fermeture lente avec un temps de fermeture qu'est égale 600s et un nombre de pas de fermeture qu'est égale 08 pour la conduite gravitaire.

Chapitre VII :

POSE DES CANALISATIONS ET ACCESSOIRES

Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

VII.1-Pose des canalisations

VII.1.1-Principe de pose des canalisations

Dans la plupart des réseaux, les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessus du sol, sur des ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sol marin.

Le choix du type de la pose est essentiellement conditionné par la topographie du terrain, la disposition des lieux et la position des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. La figure suivant montre comment on pose les conduites dans les tranchées.



Figure VII.1 : Pose des conduites en PEHD dans les tranchées.

VII.1.1.1-Pose en terre

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0.60 m permettant aux ouvriers d'accéder.

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suite :

- On laisse une distance suffisante au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les charges. Cette distance peut varier de 0.80 à 1.20 m, suivant que les régions sont exposées aux gels importants ou non.
- On recouvre ensuite le fond de la fouille d'un lit de pose de 0.15 à 0.20 m d'épaisseur bien pilonné et aussi bien nivelé, suivant les côtes du profil en long.

Avant la descente en fouille, on examine les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subis des chocs. Finalement, on passe au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées en dessous et sur les flancs du tuyau avec une terre purgée de pierres. [3]

VII.1.1.2-Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints, de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

VII.1.1.3-Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

VII.1.1.4-Pose en pente

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées. Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VII.2-Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;

- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

VII.2.1-Vannes de sectionnement

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon, elles seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive.

Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

A) Les vannes d'isolement

Permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.

B) Les vannes à clapets de non-retour

Permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

C) Les vannes de réduction de pression

Permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée.

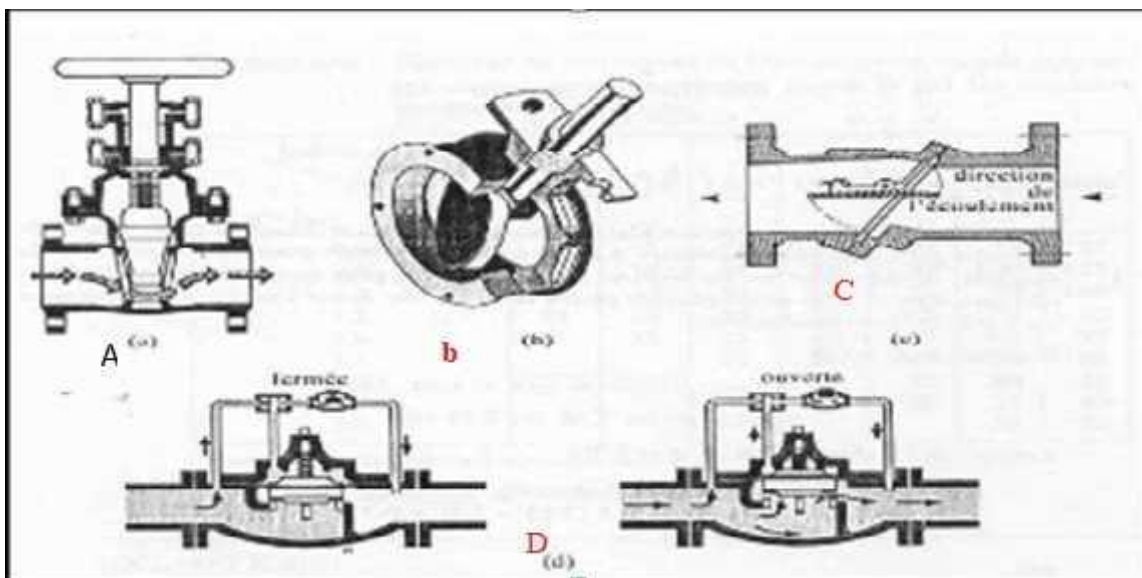


Figure VII.2: Les différents types de vanne.

- a) robinet-vanne
- b) robinet à papillon
- c) vanne à clapet de non-retour
- d) vanne de réduction de pression

Dans notre cas, on prévoit d'installer:

Les vannes à clapets de non-retour à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivée et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.

Les vannes d'isolement type papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VII.2.2-Ventouses

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

➤ Rôles de la ventouse

La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts

➤ Types de ventouses

Il existe deux types de ventouse :

Ventouse simple.

Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice

Ventouse simple

Figure VII.3: Les différents types de ventouses

VII.2.3-Vidange

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues à tous points bas du profil de la conduite.

VII.2.4-Clapet anti retour

Le clapet anti retour est C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

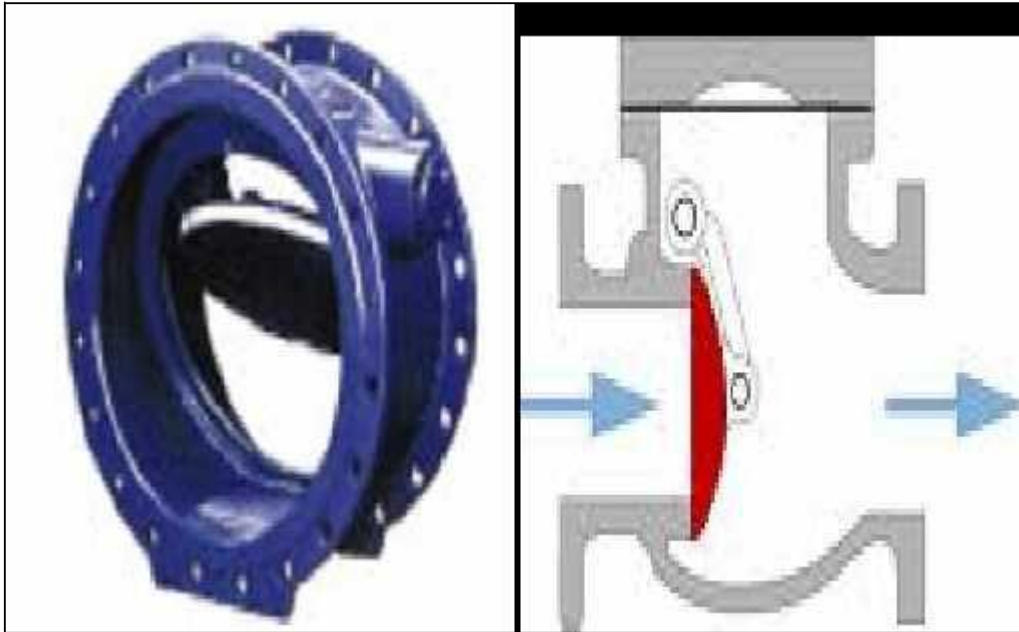


Figure VII.4 : Clapet anti retour

VII.2.5-Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le montage et le démontage des accessoires.
- Le changement de direction de la conduite.

a)-Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées.

b)-Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents, on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes.

c)-Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

d)-Joints

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...).

VII.2.6-By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir

VII.2.7-Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard. [5]

VII.2.8-Organes de mesure**VII.2.8.1-Mesure de débit**

Pour mesurer un débit à partir d'une différence de pression, on doit étrangler la conduite pour provoquer une chute de pression. Le fluide devant s'écouler par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression augmente la vitesse du fluide puisque une même quantité de matière s'écoule en aval et en amont de l'étranglement. Or, la vitesse varie avec en fonction du débit, donc un débit plus élevé amènera une plus grande différence de pression en amont et en aval de l'étranglement.

Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, on peut déterminer le débit.

Les appareils les plus utilisés sont :

- Le diaphragme

- Les venturis
- La tuyère

VII.2.8.2-Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- Manomètres à aiguilles
- Manomètres à soufflet

Conclusion

La pose des canalisations dépend de la nature du terrain, Les accessoires à utilisés seront :

- ✓ Le réservoir anti-bélier à la sortie de la station de pompage.
- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour ;

Chapitre VIII :

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

VIII.1-Différents travaux à entreprendre

VIII.1.1-Travaux concernant l'adduction

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

a) Exécution des tranchées

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

b) 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.

c) Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

d) Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

e) Remblayage des tranchées

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

f) Nivellement et compactage

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

VIII.1.2-Travaux concernant les stations de pompage

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

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

VIII.2-Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VIII.2.1-Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers,

sachant que : $S_{exc} = b * h$ (VIII.1)

- S_{exc} : Surface des déblais de chaque coupe;
- b : Largeur de la tranchée;
- h : Profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \quad (VIII.2)$$

- V_{exc} : Volume des déblais entre deux coupes consécutives;
- L : Distance entre deux coupes consécutives.

VIII.2.1.1-La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, elle est donnée par la

relation suivante : $H_{tr} = D + h + h_1$ (VIII.3)

- H_{tr} : Profondeur de la tranchée (m).
- D : Diamètre de la conduite (m).
- h : Hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.
- h_1 : Epaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

VIII.2.1.2-Largueur de la tranchée

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

$$b = D + 0,6 \text{ m.} \quad (VIII.4)$$

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

Les calculs des déblais sont récapitulés dans le tableau VIII.1.

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

D (mm)	L (m)	b (m)	H_{tr} (m)	S_a (m²)	V_d m³
315	21715.00	0.92	1.47	1.340	29108.41
250	2517.00	0.85	1.40	1.190	2995.23
200	4378.00	0.80	1.35	1.080	4728.24
160	653.86	0.76	1.31	0.996	650.98
110	24.60	0.71	1.26	0.895	22.01
90	44.24	0.69	1.24	0.856	37.85
Total					37542.73

VIII.2.2-Lit de sable

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

$$V_s = b * e * L \quad (\text{VIII.5})$$

- V_s : Volume du lit de sable (m³) ;
- e : Epaisseur du lit de sable, $e = 15$ cm ;
- L : Longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable regroupent dans le tableau VII.2.

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

D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	V (m³)
315	21715.00	0.92	0.15	2980.38
250	2517.00	0.85		320.92
200	4378.00	0.80		525.36
160	653.86	0.76		74.54
110	24.60	0.71		2.62
90	44.24	0.69		4.58
Total				3908.40

VIII.2.3-Remblais compacté

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VIII.6})$$

- V_r : Volume du remblai
- V_{exc} : Volume du déblai (volume excavé)
- V_{cond} : Volume occupé par la conduite.

- V_s : Volume du lit de sable.

VIII.2.4-Volume de la conduite

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

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{VIII.7})$$

- S_c : Section de la conduite (m²) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VIII.8})$$

- V_c : Volume de la conduite (m³) ;

Les résultats de calcul du volume des conduites sont présentés dans le tableau VII.3.

Tableau VIII.3: Calcul du volume des conduites

D (mm)	L (m)	S (m ²)	V (m ³)
315	21715.00	0.0779	1691.417
250	2517.00	0.0491	123.490
200	4378.00	0.0314	137.469
160	653.86	0.0201	13.140
110	24.60	0.0095	0.234
90	44.24	0.0064	0.281
Total			1966.031

Donc le volume des remblais sera :

$$V_r = 37542.73 - 3908.40 - 1966.031 \implies V_r = 31668.299 \text{ m}^3$$

Les volumes des travaux de l'adduction sont regroupés dans le tableau VIII.4.

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

N°	Désignation	Unité	Quantité
01	Déblais	m ³	37542.73
02	Lit de sable	m ³	3908.40
03	Les conduites	ml	1966.031
04	Remblais	m ³	31668.299

VIII.3-Calcul le coût des travaux de l'adduction

➤ Prix total des conduites

Le prix total des conduites sont regroupés dans le tableau VII.5.

Tableau VIII.5 : Prix total des conduites

Diamètres (mm)	Prix unitaire(DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)
315	7436.00	21715.00	161472740
250	4690.40	2517.00	11805737
200	3031.60	4378.00	13272345
160	1930.50	653.86	1262276.7
110	912.34	24.60	22443.564
90	614.90	44.24	27203.176

Le cout total des travaux de la pose de la canalisation sont regroupe dans le tableau VII.6.

Tableau VIII .6 : Frais des travaux de la pose de canalisation.

N	Désignation	Unité	Prix unitaire (DA)	Volume des travaux	Montant (DA)
01	Déblais	m ³	300	37542.73	11262819
02	Lit de sable	m ³	150	3908.40	586260
03	Les conduites	ml	-	-	187862745
04	Remblais	m ³	300	31668.299	9500489.7

VIII.4-Choix des engins de terrassement

Pour effectuer les opérations déjà citées, nous sommes tenus d'utiliser de gros engins mécaniques pour réduire considérablement le prix et le temps des terrassements.

Les engins que nous allons utiliser sont :

➤ Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet retro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

**Figure VIII.1 : Pelle hydraulique**

➤ **Bulldozer**

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



Figure VIII.2 : Bulldozer

➤ **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.



Figure VIII.3: Chargeur

➤ **Compacteur**

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.

VIII.5-Calcul des volumes des travaux de la station de pompage

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : 21*8,5m.

- L'ancrage du bâtiment (profondeur des fouilles) $h=1,5\text{m}$.
- Les semelles sont de longueurs $L=1,5\text{m}$ et de largeurs $l=1,5\text{m}$ et de hauteurs $h=0,30\text{m}$.
- Les poteaux sont de longueurs $L=0,40\text{m}$ et de largeurs $l=0,40\text{m}$ et de hauteurs $h=4\text{m}$.
- Les demi-poteaux sont de longueurs $L=0,40\text{m}$ et de largeurs $l=0,40\text{m}$ et de hauteurs $h=1,70\text{m}$
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7cm .
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 93 cm .

Le bâtiment ayant une longueur de **21 m** et une largeur de $8,5\text{m}$, sachant que l'espacement entre deux poteaux est de $(4-5)\text{ m}$, le nombre des poteaux sera de $X*Y$

$$X=1 \text{ poteau sur } 21\text{m} = 5$$

$$Y= 1 \text{ poteau sur } 18 \text{ m} = 3 \quad \Rightarrow \text{ le nombre de poteaux est de } 15$$

VIII.5.1-Calcul volume à excaver des fouilles

$$V_{\text{ex}} = L * l * h * n$$

$$V_{\text{ex}} = 1,5 * 1,5 * 1,5 * 15 \quad \longrightarrow \quad V_{\text{ex}} = 67,5 \text{ m}^3$$

VIII.5.2-Calcul du volume du béton de propreté

Béton de propreté étant du gros béton de dosage inférieur à celui du béton armé, son volume est calculé comme suit : $V_{\text{bp}} = L * l * h * n$

Le volume du béton dans une fouille est de $1,5 * 1,5 * 0,10$, le volume total du béton de propreté est de **$3,375 \text{ m}^3$** .

VIII.5.3-Calcul du volume du béton armé Semelles

Le volume des semelles est de $(1,5 * 1,5 * 0,30) * 15 = \mathbf{10,125 \text{ m}^3}$.

➤ Demi-poteaux

Le volume des demi-poteaux est de $(0,4 * 0,4 * 1,7) * 15 = \mathbf{4,08 \text{ m}^3}$.

➤ Poteaux

Le volume des poteaux est de $(0,4 * 0,4 * 5,4) * 15 = \mathbf{12,96 \text{ m}^3}$.

➤ Longrines

Sur la longueur on a 04 longrines de $21 * 0,50 * 0,40$, soit un volume de $4,2 \text{ m}^3$ et sur la largeur on a 02 longrines de $8,5 * 0,50 * 0,40$, soit un volume de $1,73,4 \text{ m}^3$

Le volume total des longrines (supérieures et inférieures) est de **$20,2 \text{ m}^3$** .

➤ Chape inférieure

La chape a la longueur et la largeur du bâtiment et une épaisseur de 7cm soit un volume de $21 * 8,5 * 0,07$, soit de : **$12,495 \text{ m}^3$**

➤ Dalle supérieure

La dalle supérieure à la longueur et la largeur du bâtiment et une épaisseur de 7cm soit un volume de $21 \times 8,5 \times 0,07$, soit de : 12.495 m^3 , le volume total du béton armé sera donc de 72.155 m^3 , que l'on majore (vu les pertes de freinte) à **73 m^3** .

VIII.5.4-Calcul du volume des remblais compactés

Le volume des remblais compactés des fouilles est $(1,5 \times 1,5 \times 1,1) - (1,1 \times 0,4 \times 0,4)$, le volume est de **1.535 m^3** , donc le nombre de fouilles étant de 15 le volume total de remblais compacté des fouilles est de **23.025 m^3** .

Le volume des remblais compacté des casiers est : $V_{\text{cas}} = (21 \times 8,5) - (12,96 + 16,8) = 148.74 \text{ m}^3$

Le volume total de remblais compacté est de 171.765 m^3 , on majorera ce chiffre à **172 m^3**

VIII.5.5-Calcul du volume de la maçonnerie

➤ **La surface de la maçonnerie** = $(21 \times 5,4 \times 2 + 8,5 \times 5,4 \times 2) - (0,4 \times 5,4 \times 8,5) = 300.24 \text{ m}^2$ et la surface d'une brique étant de $0,06 \text{ m}^2$ ($300,24 / 0,06$) = 5004, le nombre de brique pour la maçonnerie est de $5004 \times 2 = 10008$ briques.

La surface du muré sous longrines étant de $(21 + 8,5) \times 2 \times 0,6 = 35,4 \text{ m}^2$, le nombre de briques est de $35,4 / 0,06 = 590 \times 2 = 1180$ briques, donc le nombre total de briques est **11200**

On note l'ensemble des volumes des travaux dans le tableau VIII.7.

Tableau VIII.7 : Volumes de travaux de la station de pompage.

Operations	Décapage	Déblai	remblai	Béton de propreté	Béton arme	maçonnerie
Volume (m^3)	67.5	10,12	172	3,37	73	11200

VIII.6-Calcul le coût des travaux de la station de pompage

Le cout des travaux de la station de pompage regroupe dans le tableau VIII.8.

Tableau VIII.8: Devis des différents travaux de la station de pompage.

Operations	unité	Quantité	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Decapage	m^3	67.5	142	9585
Deblai	m^3	10,12	348	3521.76
Remblai	m^3	172	400	68800
Beton de proprete	m^3	3,37	656	2210.72
Beton arme	m^3	73	32000	2336000
Maçonnerie	Unité	11200	23	257600
			Total	2677717.48

VIII.7-Evaluation du projet

Cette partie du mémoire est très importante, car elle permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de pose des canalisations et le bâtiment de station de pompage.

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin on trouve le coût total du projet, le cout total du projet est dans le tableau VIII.9.

Tableau VIII.9 : Devis estimatif global.

Nature des charges	Charges en DA
Pose des canalisations	209212313.7
Station de pompage	2677717.48
TVA 17%	36021305.3
Total TTC	247911336.48

Conclusion :

Il ressort de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Les engins à utiliser qui sont principalement ; bulldozer, la pelle, rouleau lisse et chargeur.
- Estimer le coût total du projet.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire une étude de l'adduction d'eau potable à partir d'un réservoir de 3000 m³ d'Ain azel wilaya de Setif dans un but de satisfaire les besoins en eau potable des communes Hamma et Boutaleb jusque à l'horizon 2045, et pour atteindre cet objectif, voici ce qu'on a constaté :

-Faire la présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau qui ont permis d'identifier les ouvrages et les ressources hydrauliques existant et déterminer le déficit, pour ce faire, il ressort qu'il nous faut un transfert de 9582,17 m³/j.

-Dimensionner un réservoir tampon de capacité 500 m³.

-Projeter des conduites en PEHD (PN16) pour la partie gravitaire et le partie refoulement d'adduction.

-Implanter une station de pompage qui refoule un débit de 111 l/s avec une hauteur manométrique de 151,38 m.

-Protéger les conduites d'adduction par refoulement contre le phénomène de coup de bélier par un réservoir d'air d'une capacité qu'est égale 25000 litres d'air et les conduite gravitaire par robinet vanne à fermeture lente avec un temps de fermeture qu'est égale 600 secondes et un nombre de pas de 08.

-Installer les différents accessoires le long de la conduite d'adduction pour assurer le bon fonctionnement de l'adduction.

-Calculer les volumes des travaux du projet ainsi que leurs coûts estimatifs.

Ce modeste travail nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation.

Références bibliographiques

BIBLIOGRAPHIE

[1] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement»,
Tome I

P.205, 206, 207.

[2] C.GOMELL et H.GUERREE « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL.

[3] B.SALAH « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», p.30a, 63, 64,72, 73,74, 75,76)

[4] A. DUPONT Paris 1979« Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p.237, 350, 351, 260, 267, 268,287.

[5] A.LENCASTRE «HYDRAULIQUE GENERALE». Cepadu es-Editions,2000.

[6] ABRAMOV.N "Alimentation en eau potable" Moscou, 1982.

[7] A.G.H.T.M « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101.

*Mémoire fin d'étude Khérici « Adduction des villages de Zekri et de Ait Chafaa à partir des forage de Oued Sidi Ahmed Ben Youcef. W.Tizi Ouzou »p93, 95et120

*Mémoire fin d'étude Djabri.

Catalogue :

[8] CAPRARI

Catalogue de CHIALI

Site internet :

[9] <http://www.goodfellow.com/f/polyethylene-haute-densite.html>

[10] <http://www.pamline.fr/pages/add/11b.asp>

ANNEXES

Annexe IV.1 : Tableau du prix du mètre linéaire des conduites en PEHD(PN16) d'après le catalogue de CHIALI.

TUBE PEHD EAU POTABLE PN16							
Référence	Désignation	Diam	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	39,47	46,18
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	62,79	73,46
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	98,67	115,44
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	152,49	178,41
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	236,21	276,37
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	376,74	440,79
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	529,23	619,20
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	614,90	719,43
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	912,34	1 067,44
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	1 181,18	1 381,98
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 930,50	2 258,69
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	3 031,60	3 546,97
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	4 690,40	5 487,77
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	7 436,00	8 700,12
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	12 012,00	14 054,04
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	17 881,50	20 921,36
11 008 6301	Tube PEHD	630	57.2	PE100	16 Bars	28 392,00	33 218,64

Annexe IV.2 : tableau du prix du mètre linéaire des conduites en PEHD(PN10) d'après le catalogue de CHIALI.

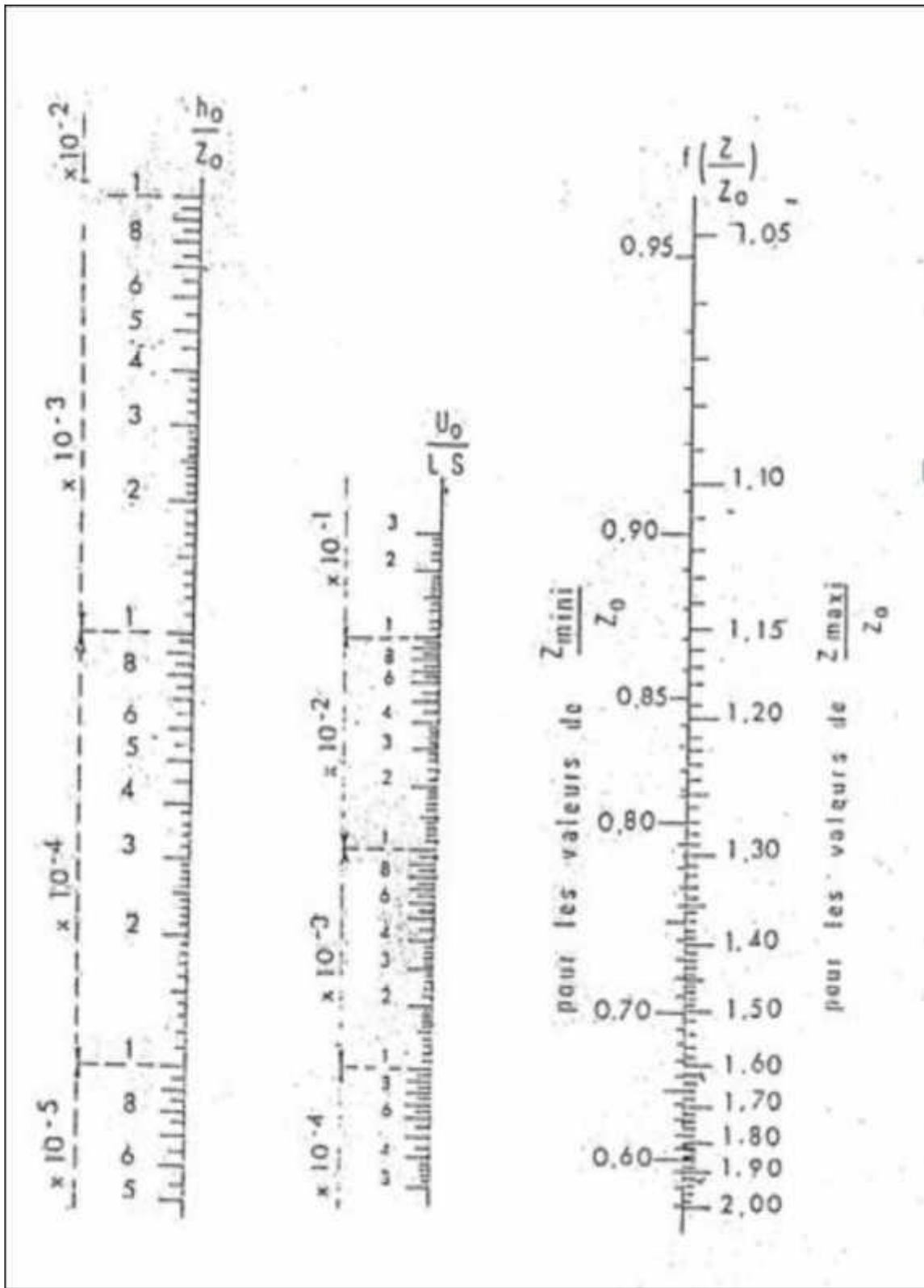
TUBE PEHD EAU POTABLE PN10							
Référence	Désignation	Diam	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	---	PE80	10 Bars	---	---
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	PE80	10 Bars	34,68	40,58
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	PE80	10 Bars	44,25	51,77
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	PE80	10 Bars	68,77	80,46
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	PE80	10 Bars	107,64	125,94
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	PE80	10 Bars	164,45	192,41
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	PE80	10 Bars	260,13	304,35
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	PE80	10 Bars	367,77	430,29
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	420,42	491,89
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	626,34	732,82
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	797,94	933,59
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	1 307,02	1 529,21
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	2 044,90	2 392,53
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	3 174,60	3 714,28
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	5 062,20	5 922,77
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	8 122,40	9 503,21
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	12 066,60	14 117,92
11 007 6301	Tube PEHD	630	37,4	PE100	10 Bars	19 110,00	22 358,70

TABLEAU II : Modules d'élasticité et coefficient de poisson des matériaux (MEUNIER)

Matériaux	Module d'élasticité (Young) en pascal	Coefficient de poisson ν
PVC	3.10^9	0.3
Acier	2.10^{11}	0.46 -0.5
Fonte	1.10^{11}	0.3
Amiante ciment	$2.28.10^{10}$	0.3
PEHD	$1.2.10^9$	0.45-0.5
PELD	2.10^8	0.45-0.5
Béton	1 A 5.10^{10}	0.15
Roche non consolidé	3 A 4.10^9	0.33

TABLEAU III : Coefficient de poisson pour différent types de soldes matériaux (NONCLERCQ)

Matériau de remblais	Coefficient de poisson ν
Terre végétale partiellement compacté (humide)	0.33
Terre végétale saturée	0.37
Matériau de remblayage granuleux, incohérent	0.33
Matériau de remblayage, caillouteux sableux	0.33
Matériau de remblayage, glaiseux humide	0.33
Argile jaune, humide, particulièrement compacté	0.33
Argile jaune ou glaise saturé	0.37
Sable argileux saturé	0.35
Sable sec	0.33
Sable	0.33
Remblais argilo limoneux	0.33



ANNEXE VI: Abaque de Vuibert