

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Securisation de l'alimentation en eau potable de la zone Ouest de la wilaya d'Alger via le lien de la chaine cotiere / chaine des hauteurs.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0033-12

APA Citation (توثيق APA):

Djerboub, Mohamed lamine (2012). Securisation de l'alimentation en eau potable de la zone Ouest de la wilaya d'Alger via le lien de la chaine cotiere / chaine des hauteurs[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 DE L'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME:

**SECURISATION DE L'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA ZONE OUEST DE LA WILAYA
D'ALGER VIA LE LIEN DE LA CHAINE
COTIERE/CHAINE DES HAUTEURS**

Présenté par :

M^r DJERBOUB Mohamed Lamine

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r B.SALAH	Professeur	Président
M^r M.S BENHAFID	MA.A	Examineur
M^{me} W.MOKRANE	MA.A	Examinatrice
M^r A.HACHEMI	MA.A	Examineur
M^r M.BOUZIANE	MA.B	Examineur
M^{me} S.BERBACHE	MA.A	Promotrice

Septembre 2012

Remerciements

Je remercie tout d'abord ALLAH de m'avoir procuré la force et la volonté qui m'ont permis d'aboutir à ce travail.

Je remercie ma famille pour leur aide et leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

Je tiendrai plus particulièrement à remercier mes parents pour leurs sacrifices et leur soutien.

*J'exprime mes profonds remerciements à ma promotrice **Mme BERBACHE Sabah** pour l'aide compétente qu'elle m'a apportée, pour sa patience et son encouragement.*

Je remercie mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

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

*J'ai une dette de reconnaissance à l'égard de **Mr AREZKI Larbi**, chef de département de BET-SEAL, pour son accueil et son aide durant la collection des données nécessaires pour la réalisation de ce projet.*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents (Lalia et Abdelghani) que je les remercie énormément pour leurs sacrifices, leur soutien et leurs encouragements durant toutes ces années;

Que Dieu les gardes pour moi.

Mes grands-mères.

Mes oncles et mes tantes.

Toute ma famille.

Tous mes amis de l'ENSH,

Said, Taoufik, Meftah, Abdelhadi, Abdessamed,

Ibrahim, Moussa, Adel

Mes chers amis,

Amine, Ahmed, Aissa, Mohammed, Hamza

Tous ceux qui me connaissent.

Mohamed Lamine

ملخص:

الموضوع المقترح مسجل في إطار مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب معتمد من طرف شركة المياه و التطهير لولاية الجزائر، يسمح بتأمين التزويد بالمياه الصالحة للشرب للمنطقة الغربية لولاية الجزائر عن طريق الربط بين السلسلة الساحلية و سلسلة الارتفاعات.

الربط بين السلسلة الساحلية و سلسلة الارتفاعات هو أحد المشاريع الرائدة للمخطط التوجيهي للتزويد بالمياه الصالحة للشرب لولاية الجزائر، هذا الربط يستعمل من أجل تزويد المدينة الجديدة سيدي عبد الله وتأمين سلسلة الارتفاعات في حالة فقدان محطة الضخ 1 أو 2 من خلال خزان الساحل.

بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد دراستها و تقدير حاجياتها من الماء، نفحص شروط إعداد الأنابيب لنقل المياه من الناحية التقنية و الاقتصادية، فهذان الجانبين مرتبطان ببعضهما.

ندرس المنهجية المثلى لتسيير واستغلال محطة الضخ و وسائل حماية الأنابيب من المطرقة المائية والتآكسد.

Résumé :

Le thème proposé s'inscrit dans le cadre d'un projet d'AEP agréé par la SEAAL portant sur la sécurisation de l'AEP de la zone Ouest de la wilaya d'Alger via le lien de la chaine côtière / chaine des hauteurs.

Le lien entre la chaine côtière et chaine des hauteurs est l'un des projets phare du schéma directeur d'AEP de la wilaya d'Alger, ce lien servira pour l'alimentation de la ville nouvelle Sidi Abdellah et la sécurisation de la chaîne des hauteurs en cas de perte de SP1 ou SP2 à partir de réservoir Sahel.

Nous examinerons, après la présentation de notre zone d'étude et l'estimation de ses besoins en eau, les conditions dans lesquelles devra être établie notre adduction du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

Nous établirons la méthodologie de bonne gestion et exploitation de la station de pompage, et les moyens de protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier et la corrosion.

Abstract :

The proposed theme is a part of a project approved in the drinking water supply by SEAAL on securing West Zone of Algiers towards the links chain coastal / chain of heights. The link between the coastal range and channel heights is one of the widespread projects of the Master Plan for Algiers. This link will be used to feed the new town Sidi Abdellah and securing chain heights in case of loss of pumping station 1 or 2 from tank Sahel.

We will examine, after the presentation of our zone of study and the estimation of its needs in water, the conditions in which will have to be established our adduction from a technical and economic point of view. We will establish the methodology of good management and operation of the pumping station and the means of protection against the delivery lines hammer and corrosion.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	1
I.1 Description générale de la zone d'étude.....	1
I.1.1 La ville nouvelle de Sidi Abdellah	1
I.2 Situation géographique	2
I.3 Situation géologique	4
I.3.1 Géologie	4
I.3.2 Sismicité.....	4
I.4 Situation topographique.....	5
I.5 Situation climatique	5
I.5.1 Pluviométrie	5
I.5.2 Température	5
I.5.3 Les vents	5
I.5.4 Hygrométrie	6
I.6 Hydrogéologie.....	6
I.7 Situation démographique	7
I.8 Situation hydraulique	8
I.8.1 La station de dessalement de l'eau de mer de Fouka	8
I.8.2 Le complexe hydraulique SP3	9
Conclusion.....	9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction	10
II.1 Evolution de la population	10
II.2 Evolution des besoins en eau potable.....	12
II.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière.....	13
II.3.1 Demande en eau des gros consommateurs.....	14
II.4 Récapitulation de la consommation moyenne journalière totale.....	15
II.5 Variations de la consommation journalière	16
II.5.1 Variation de consommation maximale journalière.....	16
II.5.2 variation de la consommation minimale journalière	16
II.6 Variations de la consommation horaire	18
a) Le débit moyen horaire	18
b)Le débit maximum horaire.....	18
c) Le débit minimum horaire	18
Conclusion.....	19

Chapitre III : Etude de l'adduction

Introduction	20
III.1 types d'adduction	20
III.1.1 Adduction gravitaire.....	20
III.1.2 Adduction par refoulement	20
III.1.3 Adduction mixte	20
III.2 Adduction et types d'écoulement	20
III.2.1 Ecoulement à surface libre.....	20

III.2.2 Ecoulement en charge	21
III.3 choix du matériau	21
III.3.1 Fonte	21
III.3.2 Acier	21
III.3.3 PEHD.....	21
III.3.4Amiante Ciment	22
III.4 Etude technico-économique de l’adduction.....	22
III.4.1 Etude technique.....	22
III.4.1.1 critère du Choix du tracé.....	22
III.4.1.2 Choix du tracé	23
III.4.2 Etude économique.....	24
a) Cas de refoulement	24
b) Cas gravitaire	30
III.5 Dimensionnement de l’adduction de refoulement	31
III.6 Détermination de la hauteur manométrique totale de la station de pompage	32
Conclusion	33

Chapitre IV : Etude des réservoirs

Introduction.....	34
IV.1Fonction des réservoirs.....	34
IV.2 Emplacement du réservoir	35
IV.3 Classification des réservoirs	36
IV.5 Calcul des capacités des réservoirs.....	37
IV.5.1 Principe du calcul de la capacité.....	37

a) Méthode analytique	37
b) Méthode graphique	38
IV.5.2 Réservoir tampon.....	38
IV .5.3 Estimation de la capacité totale des réservoirs par la méthode analytique.....	39
IV.6 Forme des réservoirs.....	44
IV.7 Equipements du réservoir.....	45
IV.7.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	45
IV.7. 1.1 Par Le haut	45
IV.7.1.2 Par Le bas	45
IV.7.2 Conduite de départ ou de distribution	46
IV.7.3 Conduite de trop-plein	46
IV.7.4 Conduite de vidange.....	46
IV.7.5 Conduite by-pass.....	47
IV.7.6 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	47
IV.7.7 Hygiène et sécurité	47
Conclusion	49

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction	50
V.1 Définition.....	50
V.2 Couplage des pompes.....	50
V.3 Choix de l'emplacement de la station de pompage	50
V.4 Choix du nombre de pompes	51
V.5 Choix du type de pompe	51
V.6 Courbes caractéristiques des pompes	52
V.7 Point de fonctionnement d'une pompe	53

V.7.1 Courbe caractéristique résultante des conduites.....	54
V.7.2 Pertes de charge linéaires.....	54
V.7.3 Pertes de charge singulières.....	54
V.7.4 Pertes de charge totales.....	54
V.7.5 Refoulement S.P SAHAL – piquage A.....	54
V.7.6 Refoulement piquage A – piquage B.....	55
V.7.7 Refoulement piquage B – piquage C.....	56
V.7.8 Refoulement piquage C – piquage D.....	56
V.7.9 Refoulement piquage D– piquage E.....	57
V.7.10 Refoulement piquage E– piquage F.....	57
V.7.11 Refoulement piquage F – R. tampon d’Ouled Fayet.....	58
V.8 Modes de réglage.....	59
V.9 Choix du moteur électrique.....	63
V.9.1 Critères de choix du moteur électrique.....	63
V.9.2 Caractéristiques du moteur.....	63
V.10 Etude de la cavitation.....	63
V.10.1 Les effets de la cavitation.....	64
V.10.2 Calcul de la hauteur d’aspiration admissible.....	64
V.11 Calage de la pompe.....	65
Conclusion.....	66

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier et la corrosion

Introduction.....	67
VI.1 Protection de l’adduction contre la corrosion.....	67

VI.1.1 Définition de la corrosion	67
VI.1.2 Facteurs de la corrosion	67
VI.1.3 Corrosion externe.....	68
VI.1.4 Corrosion interne	68
VI.1.5 Moyens de lutte contre la corrosion	68
VI.1.5.1 Protection par revêtement.....	68
VI.1.5.2 Protection cathodique	69
VI.1.5.3 Principaux types de protection contre la corrosion extérieure et intérieure	69
VI.2 Protection des conduites contre le coup de bélier	69
VI.2.1 Définition	69
VI.2.2 Les causes du coup de bélier	69
VI.2.3 Les risque dus aux coups de bélier.....	70
VI.2.4 Analyse physique du phénomène du coup de bélier	70
VI.2.5 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	71
VI.2.6 Les réservoirs d'air	72
VI.2.6.1 Principe de fonctionnement du réservoir d'air	72
VI.2.6.2 Rôles des réservoirs d'air.....	72
VI.2.6.3 Calcul des réservoirs d'air	73
Conclusion.....	75

Chapitre VII : Pose des canalisations et accessoires

Introduction	76
VII.1 Pose des canalisations.....	76
VII.1.1 Le principe de pose des canalisations	76

VII.1.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	78
VII.1.3 Pose de canalisation dans un mauvais terrain	78
VII.1.4 Pose de canalisation en galerie.....	79
VII.1.5 Traversée d'une rivière.....	79
VII.1.6 Pose en pente	79
VII.2 Accessoires	79
VII.2.1 Robinets vannes.....	80
VII.2.2 Vannes de décharge.....	81
VII.2.3 Ventouses.....	81
VII.2.4 Clapets de retenue.....	82
VII.2.5 Organes de mesures.....	82
VII.2.6 Organes de raccordement	84
VII.2.7 By-pass.....	84
VII.2. 8 Crépines	85
Conclusion.....	85

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction	86
VIII.1 Différents travaux à entreprendre	86
VIII.1.1 Travaux concernant l'adduction	86
VIII.1.2.Travaux concernant la station de pompage	87
VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs	88
VIII.2 Calcul des volumes des travaux.....	88
VIII.2.1 calcul des volumes des travaux de l'adduction	88
VIII.2.1.1 Déblais d'excavation.....	88

VIII.2.1.2 Lit de sable	89
VIII.2.1.3 Remblais compacté	90
VIII.2.1.4 Volume de la conduite	91
VIII.3 Les engins.....	92
VIII.3.1.Pelle hydraulique.....	92
VIII.3.2 Bulldozer	93
VIII.3.3 Chargeur	93
VIII.3.4 Matériels de compactage.....	93
Conclusion.....	94

Conclusion générale

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Plan général de la wilaya d'Alger	2
Figure I.2 : Délimitation de la zone d'étude.....	3
Figure I.5 : Répartition des habitants par commune en 1998	7
Figure I.6 : Répartition des habitants par commune en 2008	8
Figure I.7 : Station de dessalement de Fouka.....	9

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1 : Evolution de la population	11
Figure II.2 : Répartition des débits moyens journaliers pour chaque localité à l'horizon 2030	15
Figure II.3 : Représentation des consommations journalières.....	17

Chapitre IV : Etude des réservoirs

Figure IV.1 : Equipements des réservoirs	48
---	----

Chapitre V : Etude du pompage

Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type PM 150/6A.....	53
---	----

Figure V.2 : Les courbes caractéristiques des conduites de refoulement	62
Figure V.3 : Les courbes caractéristiques résultantes des conduites de refoulement.....	64
Figure V.4 : Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage projetée ...	65
Figure V.5 : Mode de réglage qualitatif.....	69

Chapitre VII : Pose des canalisations et accessoires

Figure VII.1 : Robinets vanne à opercule	86
Figure VII.2 : Robinets vanne papillon.....	86
Figure VII.3 : Les différents types de ventouses	87
Figure VII.4 : Clapet anti retour	88
Figure VII.5 : Manomètre à aiguilles	89
Figure VII.6 : Manomètre à soufflet	89

Liste des planches

Planche 1 : Plan topographique des différents tronçons de l'adduction.

Planche 2 : Le lien entre la chaîne côtière et la chaîne des hauteurs.

Planche 3 : Les accessoires dans une adduction d'AEP.

Planche 4 : Tracé horizontal de l'adduction.

Planche 5 : Profil en long de l'adduction (station de pompage SAHEL – Réservoir tampon d'Ouled Fayet).

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Relevé météorologique de la wilaya d'Alger. 6

Tableau I.2 : Evolution de la Population par commune entre 1998 et 2008..... 7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II.1 : Evolution de la population pour différents horizons de calcul 11

Tableau II.2 : Evolution de la population pour différents horizons de la VNSA..... 12

Tableau II.3 : Les dotations allouées pour le calcul de la demande en eau..... 13

Tableau II.4 : Les débits journaliers pour chaque localité..... 14

Tableau II.5 : Récapitulation des débits moyens journaliers totaux..... 15

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min j}$, $Q_{\text{moy}j}$, Q_{\max} 17

Tableau II.7 : Variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants..... 18

Tableau II.8 : Variation de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants 19

Chapitre III : Etude de l'adduction

Tableau III.1 : La valeur de R en fonction du matériau 25

Tableau III.2 : Valeurs de a, b, α en fonction du matériau..... 25

Tableau III.3 : Valeur de M en fonction du matériau..... 27

Tableau III.4: Coefficients K' , m, β pour différents types du tuyau 30

Tableau III.5: Diamètres pour différents tronçons de l'adduction.....	31
Tableau III.6: Calcul des pertes de charge totales pour différents tronçons de l'adduction	32
Tableau III.7: Calcul des hauteurs manométriques totales pour différents réservoirs	33

Chapitre IV : Etude des réservoirs

Tableau IV.1 : Fonctions d'un réservoir	34
Tableau IV.2 : Possibilités de classification des réservoirs	36
Tableau IV.3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Mahelma.....	39
Tableau IV.4 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Rahmania.....	40
Tableau IV.5 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Souidania	41
Tableau IV.6 : Evaluation du volume résiduel du château d'eau de Baba Hassen.....	42
Tableau IV.7 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de VNSA	43
Tableau IV.8 : Dimensions des réservoirs	45

Chapitre V : Etude du pompage

Tableau V.1 : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.....	52
Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite (S.P SAHAL – piquage A)	55
Tableau V.3 : Courbe caractéristique de la conduite (piquage A – piquage B).....	55
Tableau V.4 : Courbe caractéristique de la conduite (piquage B – piquage C).....	56
Tableau V.5 : Courbe caractéristique de la conduite (piquage C – piquage D).....	56

Tableau V.6 : Courbe caractéristique de la conduite (piquage D – piquage E).....	57
Tableau V.7 : Courbe caractéristique de la conduite (piquage E – piquage F).....	57
Tableau V.8 : Courbe caractéristique de la conduite (piquage F – R.tampon).....	58
Tableau V.9 : Courbe caractéristique de la conduite (piquage A – R. Mahelma)	58
Tableau V.10 : Courbe caractéristique de la conduite (piquage B – R. VNSA).....	59
Tableau V.11 : Courbe caractéristique de la conduite (piquage C – R. Rahmania)	59
Tableau V.12 : Courbe caractéristique de la conduite (piquage D – R. Douera).....	60
Tableau V.13 : Courbe caractéristique de la conduite (piquage E – R. Soudania).....	60
Tableau V.14 : Courbe caractéristique de la conduite (piquage F – CE. Baba Hassen).....	61
Tableau V.15 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	71

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier et la corrosion

Tableau VI.1 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	80
Tableau VI.2 : Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement	81
Tableau VI.3 : Calcul de volume de réservoir d'air	81

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau VIII.1 : Calcul du volume du déblai de l'adduction.....	95
Tableau VIII.2 : Calcul du volume du lit de sable	96
Tableau VIII.3 : Calcul du volume des conduites.....	97
Tableau VIII.4 : Volumes des travaux de l'adduction	98

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est depuis la création de l'univers la matière essentielle de la vie sur terre, lorsqu'on parle de l'eau on pense à la vie et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau, ce qui est apparent que l'eau est inépuisable d'un point de vue que l'eau représente la 3/4 de notre planète, tandis qu'en réalité le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible et a une forte tendance à se réduire en considérant la croissance démographique et la pollution.

Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très sensibles à la quantité et la qualité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie.

La population augmente rapidement et les besoins en eau domestiques, industrielles et agricoles sont de plus en plus élevés avec le temps. Certes, la mobilisation de la ressource en eau n'a jamais cessé de progresser, mais cette croissance est insuffisante et inférieure à celle de la demande, entraînant un écart entre le volume demandé et le volume offert par les services de l'eau.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est l'étude de sécurisation de l'alimentation en eau potable de la zone ouest de la wilaya d'Alger via le lien de la chaîne côtière / chaîne des hauteurs.

Cette étude analyse le système d'adduction en eau potable en passant par :

- Introduction générale.
- Chapitre I : présentation de la zone d'étude.
- Chapitre II : Estimation des besoins en eau.
- Chapitre III : Etude de l'adduction.
- Chapitre IV : Etude des réservoirs.
- Chapitre V : Etude de pompage.
- Chapitre VI : Protection des conduites contre la corrosion et le coup de bélier.
- Chapitre VII : Pose des canalisations et accessoires.
- chapitre VIII : organisation de chantier.
- Conclusion générale.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

I.1 Description générale de la zone d'étude

Notre zone d'étude se compose de sept villes, sont :

- Douera ;
- Mahelma ;
- Rahmania ;
- Souidania ;
- Ouled Fayet ;
- Baba Hassen ;
- Ville Nouvelle Sidi Abdellah.

I.1.1 La ville nouvelle de Sidi Abdellah

Le projet de Ville Nouvelle de Sidi Abdellah, située à 25 km à l'ouest d'Alger, s'étend sur 2366 ha formés d'un paysage « collinaire » très calme et agréable. Il dispose de vues imprenables (versant sud sur les montagnes, versant nord sur la mer) et est à proximité immédiate des villes de Mahelma et Rahmania.

Il s'agit d'un pôle urbain complet, capable de participer au fonctionnement économique du potentiel métropolitain et de prendre en charge toutes les dimensions (économiques, sociales et résidentielles) complémentaires à celles d'Alger.

Le site prévu pour le projet de la future ville de Sidi Abdellah, fait partie du Sahel d'Alger et se situe entre la plaine de la Mitidja (au sud) et la plaine littorale (au nord). Il englobe deux communes chefs-lieux (Mahelma et Rahmania) et deux agglomérations secondaires (Douar Sidi Abdellah et Douar Zaâtria).



Figure I.1 : Plan général de la wilaya d'Alger.

I.2 Situation géographique

La zone d'étude est limitée par :

- La commune de Zeralda à l'ouest.
- Les communes de Khraissia, El Achour, Draria à l'est.
- Les communes de Cheraga, Dely Brahim et Staoueli au nord.
- La commune de Tessala El Merdja et le champ de captage du Mazafran (wilaya de Tipaza) au sud.

L'agglomération nouvelle de Sidi Abdellah et les communes de Mahelma et Rahmania sont délimitées comme suit :

- ✓ Au nord, par la commune de Souidania ;
- ✓ Au sud, par les communes de Benkhellil (Blida) et Kolea ;
- ✓ A l'est, par la commune de Benkhelil ;
- ✓ A l'ouest, par la commune de Zéralda.

La commune de Mahelma comprend l'agglomération chef-lieu de Mahelma, les agglomérations secondaires Sidi Abdellah et Zaatria ainsi qu'une zone dite éparse. La commune Rahmania comprend, quant à elle, l'agglomération chef-lieu de Rahmania et une zone éparse.

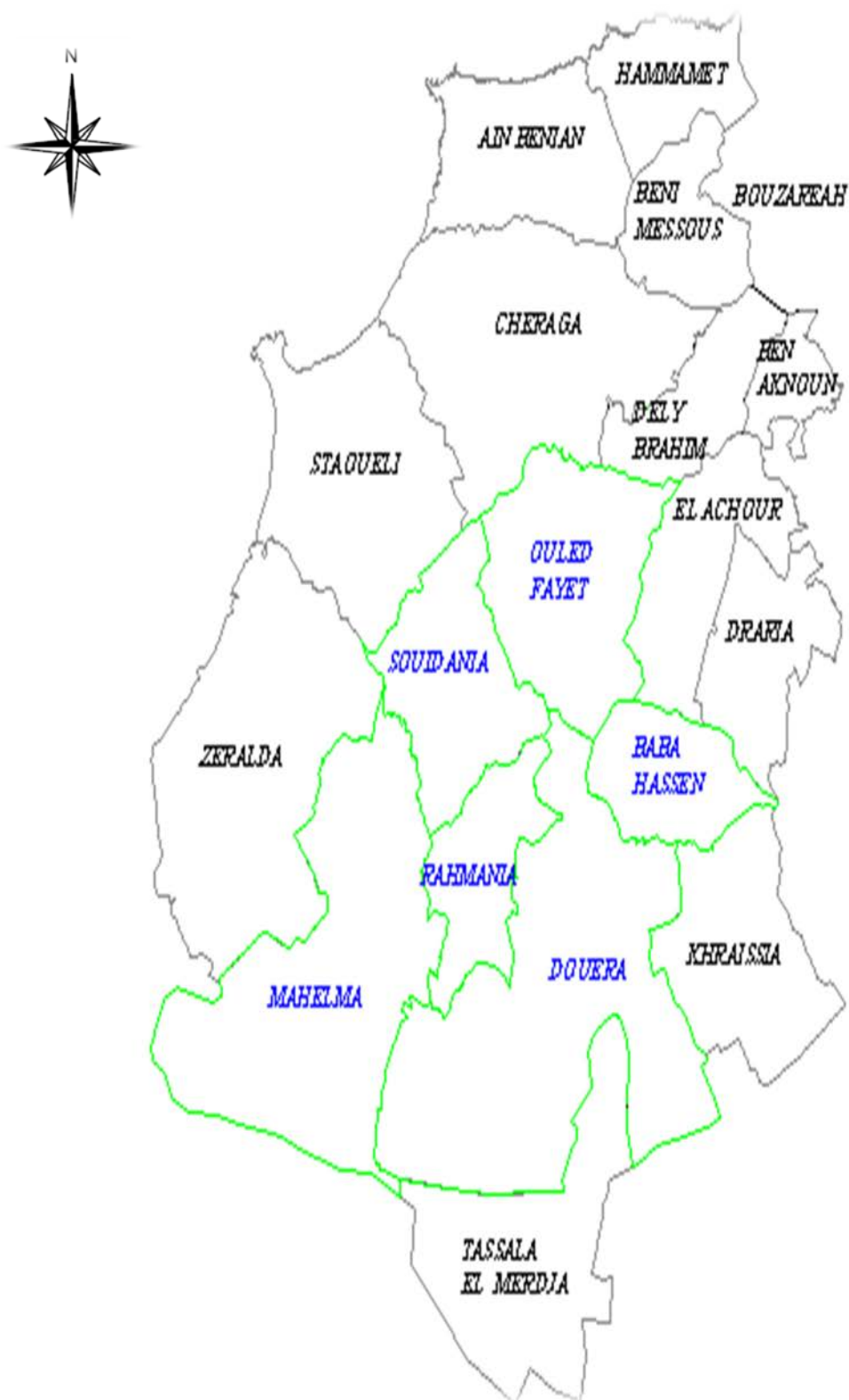


Figure I.2 : Délimitation de la zone d'étude.

La superficie totale de la zone d'étude est de 14636 ha répartis comme suit :

- Commune d'Ouled Fayet : 1812ha.
- Commune de Mahelma : 4763ha.
- Commune de Rahmania : 1584 ha.
- Commune de Souidania : 1376 ha.
- Commune de Douera : 4025 ha.
- Commune de Baba Hassen : 895 ha.
- Nouvelle ville Sidi Abdellah : 2366 ha.

I.3 Situation géologique

La situation géologique est composée des plusieurs paramètres, on peut distinguer :

I.3.1 Géologie

La plaine de la Mitidja est une vaste plaine d'Algérie du Nord qui couvre une superficie de 1300 km² ; soit 100 km de longueur et une largeur variant entre 8 et 18 km, avec une altitude de 100 m en moyenne, et repose sur des épaisse des formations des roches sédimentaires, l'application des mesures parasismiques est prise en compte dans les futures constructions.

Les limons de Mitidja dans la partie la plus basse de cette plaine et alluvions des vallées jusqu'à 5m tandis que les alluvions anciennes (terrasses et cailloutis et limons 15 à 20 m avec parfois des poudingues à gros éléments) sont du pléistocène ; la zone comme l'ensemble de la plaine est constitué d'alluvions actuelles récentes ou anciennes ; les alluvions actuelles renferment de gros éléments et à fin éléments.

I.3.2 Sismicité

La zone d'étude se trouve dans la zone territoriale où l'intensité sismique est non négligeable, car elle se situe au-dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen.

La région concernée par le projet située à l'ouest de la wilaya d'Alger, cette dernière est une zone sismique sensible, menacée par plusieurs failles (Khair al Dine, Zemmouri, Sahel, Chenoua, Blida, Thenia, Zemmouri).

Depuis le tremblement de terre du 29 Octobre 1989, cette région est étudiée avec attention et la carte des isoséistes montre que tout le Sahel d'Est en Ouest possède une forte magnitude.

Les sols dangereux à hauts risques sismiques sont :

- Les alluvions épaisses et molles où une nappe phréatique est plus profonde.

- Les sols à poussées sableuses, limoneuses, saturés d'eau.
- Les marnes et argiles, peuvent poser des problèmes lorsqu'ils sont gorgés d'eau.

Pour éviter les conséquences sismiques, les études de génie civil doivent prendre en considération cette particularité.

I.4 Situation topographique

La zone d'étude représente la partie ouest de la wilaya d'Alger, cette dernière a des coordonnées Lambert 36°46'35'' N et 03°03'31'' E.

La région concernée par notre étude constituée de plaines et de collines du Sahel algérois, avec du terrain généralement accidenté.

I.5 Situation climatique

La zone ouest de la wilaya d'Alger est caractérisée par un climat méditerranéen et subit par sa situation géographique de double influence de la mer et de la montagne.

Elle est connue par une saison sèche et chaude (Mai à Septembre) et un hiver humide (Octobre à Avril).

I.5.1 Pluviométrie

L'analyse de la pluviométrie sur les 52 dernières années montre un déficit depuis 1976 de 15 à 20 % induisant une diminution des apports annuels moyens aux barrages allant jusqu'à 50 %.

Les précipitations sont de 765mm/an, se répartissent dans les deux saisons de pluies.

I.5.2 Température

A cause que notre région d'étude est située dans une plaine, la bonification des effets de la mer méditerranée est moins bonne. Les températures estivales sont plus élevées, il fait généralement chaud surtout de la mi-juillet à la mi-août. Elle est à l'environ de 30°C au maximum, et à l'environ de 6°C au minimum. Avec une température moyenne annuelle de 18°C.

I.5.3 Les vents

Les vents locaux sont prédominant Ouest et Nord-Ouest avec quelques vents nord-est. Le maximum de force des vents se situe au cours de l'hiver et le minimum à la fin de l'été. Les vents adoucissent le climat durant la saison chaude, le sirocco est arrêté par le contrefort du djebel chréa (Atlas Blidéen).

I.5.4 Hygrométrie

La variation annuelle de l'humidité relative est moyennement faible, de Mai en Septembre la moyenne n'atteint pas 70%, et l'air est légèrement sec.

Tableau I.1 : Relevé météorologique de la wilaya d'Alger.

Mois	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai	Jui.	Juil.	Août.	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Température min.moy (°C)	7	8	9	9	12	15	17	19	14	11	6	7
Température max.moy (°C)	16	17	18	20	23	26	27	29	26	23	16	16
Précipitations (mm)	112	84	74	41	46	15	1	5	41	79	130	137
Nombre de jours avec pluie	12	8	5	6	3	3	2	2	3,2	2	10	14
Vitesse de vent (m/s)	2,9	3,2	3,1	3,7	2,8	3,5	3,2	3,3	3,3	3	2,9	3

Source (Wikipédia)

I.6 Hydrogéologie

Depuis la fin des années 70, la baisse de la pluviométrie associée à une intensification des prélèvements se traduit par une baisse de plus en plus accélérée du niveau de la nappe avec des risques qualitatifs de plus en plus important (biseau salé, pollution).

En effet, les études hydrogéologiques réalisées par l'ANRH à la fin des années 90 – début 2000 sur la nappe ont montré que cette dernière ne peut donner que 236 hm³/an tous usages confondus pour garder un niveau constant (dont 50 hm³/an pour le milieu naturel). Avec les données 2006 – 2007, cette valeur est largement dépassée avec un total prélevé de 264 hm³/an.

La mise en service en 2008 de nouvelles ressources (barrage du Taksebt, station de dessalement d'El-Hamma) offre la possibilité de réduire la part d'eau souterraine prélevée dans la Mitidja et donc favorise la reconstitution du stock disponible à court terme.

I.7 Situation démographique

Le nombre d'habitants pour chaque commune de la zone bénéficiaire du projet, a été tiré de l'annuaire statistique de la wilaya d'Alger, conformément à l'année de recensements 2008 et 1998.

Tableau I.2: Evolution de la Population par commune entre 1998 et 2008.

Communes	Population en 1998 (habitants)	Population en 2008 (habitants)
VNSA	0	0
Ouled Fayet	15208	26461
Mahelma	14812	21697
Rahmania	5759	9367
Souidania	11622	19900
Douera	41804	57244
Baba Hassen	13826	23778

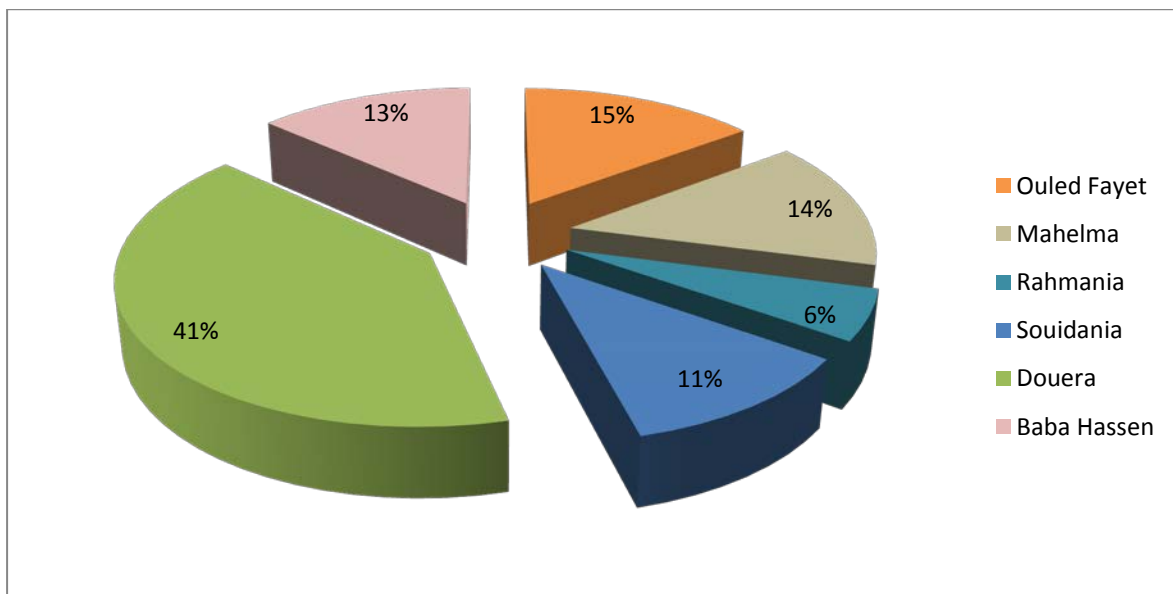


Figure I.3 : Répartition des habitants par commune en 1998.

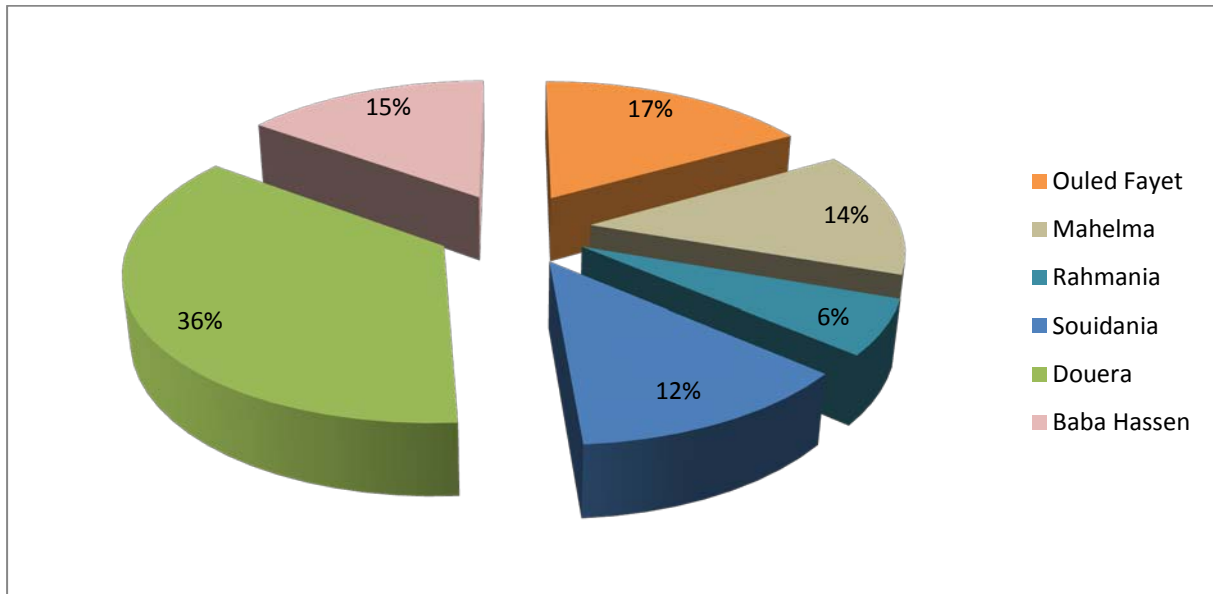


Figure I.4: Répartition des habitants par commune en 2008.

I.8 Situation hydraulique

L'alimentation en eau potable de notre adduction est assurée par le réservoir SAHEL, ce réservoir est alimenté par le complexe hydraulique SP3 et la station de dessalement de Fouka.

I.8.1 La station de dessalement de l'eau de mer de Fouka

La station de dessalement de FOUKA située à l'ouest d'Alger dans la wilaya de Tipaza. Sa mise en service est en 2010. La capacité de cette station de dessalement sera de 120 000 m³/jour et alimentera les wilayas d'Alger et Tipaza.

La station de dessalement située dans le quartier dit « Hai Mouaz » dans la commune de Fouka (daïra de Douaouda) sur une superficie de 10 ha, cette station va couvrir les besoins de 17 communes avec un volume affecté de 60.000 m³ pour une population totale estimée à 476.372 habitants répartis entre les wilayas de Tipaza et d'Alger.



Figure I.5 : Station de dessalement de Fouka.

I.8.2 Le complexe hydraulique SP3

Le complexe hydraulique SP3 est alimentée par :

- Champ de captage du Mazafran :
 - Champ captant Mazafran I : 26 forages (50600 m³/j).
 - Champ captant Mazafran II : 34 forages (58000 m³/j).
- station de traitement de Reguieg Kaddour :

La station de traitement est alimentée par l'arrivée des trois barrages à l'ouest d'Alger, sont :

- Barrage de Ghrib.
- Barrage de Bouroumi.
- Barrage de Boukerdane.

Le barrage du Ghrib est normalement destiné à l'irrigation de la plaine du Chélif, mais une partie de l'eau est détournée depuis quelques années vers Alger.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons.

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs tel que l'évolution de la population, les équipements sanitaires, le niveau de vie de la population...).

Les besoins des équipements sanitaires et ceux de services représentent 30% de la consommation domestique, sous le nom consommation diffuse.

Pour cela on distingue trois types de consommation :

- ✓ Consommation domestique.
- ✓ Consommation diffuse.
- ✓ Gros consommateurs.

II.1 Evolution de la population

L'évaluation des besoins en eau à différents horizons, sera faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés qui est la suivante :

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

P_n: la population à l'horizon de calcul (2030);

P₀: la population de l'année de référence (2008);

T : taux d'accroissement de la population (%);

n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Le taux d'accroissement moyen de la wilaya d'Alger est de 1.6% (Source : ONS).

Le nombre d'année séparant l'horizon de calcul et l'année de référence est 22ans.

Tableau II.1 : Evolution de la population pour différents horizons de calcul.

Communes	Population en 2008	Taux d'accroissement	Population en 2012	Population en 2030
	(hab)	(%)	(hab)	(hab)
Ouled Fayet	26461	1.6	28196	37520
Mahelma	21697	1.6	23119	30765
Rahmania	9367	1.6	9981	13282
Soudania	19900	1.6	21204	28217
Douera	57244	1.6	60996	81169
Baba Hassen	23778	1.6	25337	33716

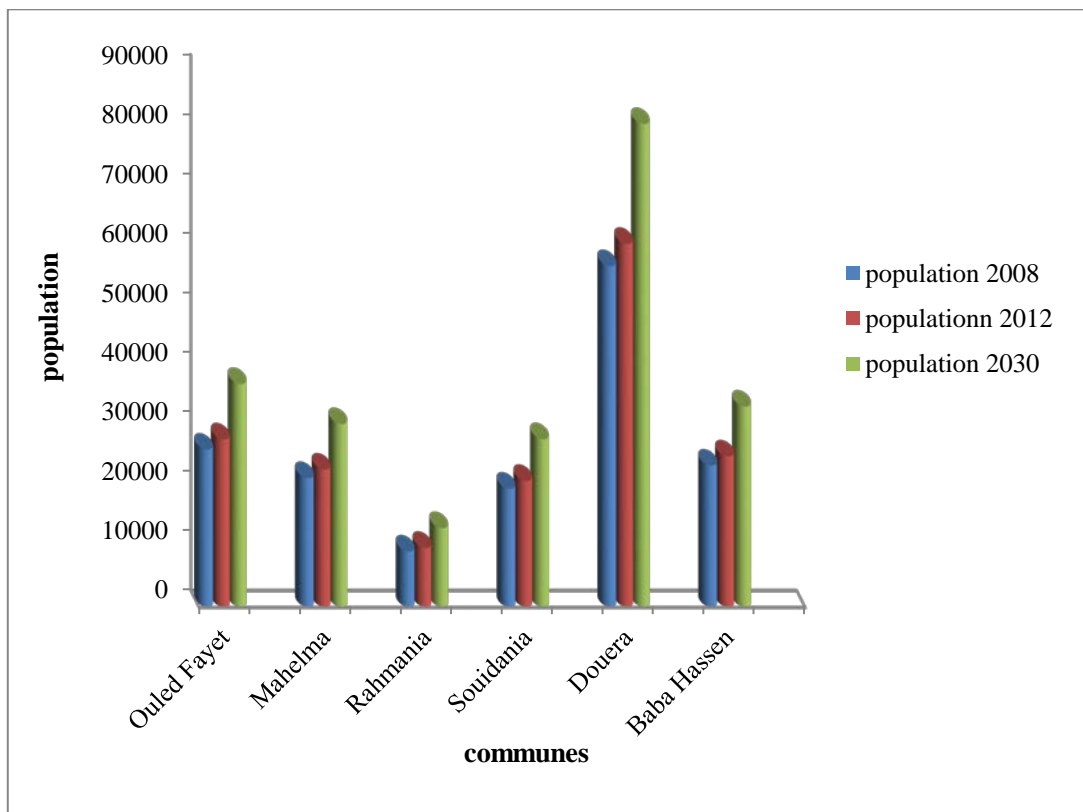


Figure II.1 : Evolution de la population.

Tableau II.2 : Evolution de la population pour différents horizons de la VNSA.

Ville	Population 2008	Population 2009	Population 2010	Population 2012	Population 2030
VNSA	0	0	80000	85244	113436

II.2 Evolution des besoins en eau potable

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

➤ Besoins domestiques

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

➤ Besoins publics

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

➤ Besoins industriels et agricoles

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

➤ Besoins scolaires

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

➤ Besoins sanitaires

On entend par besoins sanitaires, la quantité d'eau nécessaire pour un hôpital, polyclinique et un centre de santé...etc.

➤ **Besoins d'incendie**

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

II.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière variée d'une agglomération à une autre, On peut prendre comme base de calcul le tableau suivant :

Tableau II.3 : Les dotations allouées pour le calcul de la demande en eau.

Standing	Dotation unitaire (l/j/hab)
Faible (F)	60
Moyen inférieur (MI)	90
Moyen supérieur (MS)	100
Haut (H)	160
Très haut (TH)	200

Source : SEAAL

Pour notre projet la dotation choisie est de 200 l/j/hab de standing très haut.

Les besoins domestiques journaliers de la zone concernée par l'étude, sont donnés par la relation suivante :

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

Avec :

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en (m^3/j) ;

dot : dotation moyenne journalière par habitant en (l/j/hab) ;

N : nombre d'habitants de la région d'étude.

La consommation diffuse englobe les catégories des besoins suivants :

- Les besoins scolaires ;
- Les besoins administratifs ;
- Les besoins sanitaires ;
- Les besoins socioculturels.

La consommation diffuse représente 30% de la consommation domestique pour la wilaya d'Alger (source : SEAAL).

Pour VNSA la consommation diffuse représente 67% de la consommation domestique (source : SEAAL) à cause que la conception de la ville nouvelle, réservant près de 25 % de sa superficie aux espaces verts, avec ses zones d'activités localisées en périphérie, offre un environnement de qualité.

II.3.1 Demande en eau des gros consommateurs

La dotation des gros consommateurs est influencée de façon significative par le développement urbain et les nouveaux projets structurants qui en découlent. Les projets qui viendront s'ajouter aux projets en cours incluent :

- Les stades, piscines olympiques, infrastructures de loisir,
- Les universités, écoles et campus universitaires,
- Les bâtiments publics (hôpital, mosquée...),
- Les zones industrielles.

La consommation domestique pour chaque localité de notre zone d'étude est assemblée dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : les débits journaliers pour chaque localité.

Localités	Population en 2030 (hab)	Dotation (l/j/hab)	Débits journaliers (m³/j)
Ouled Fayet	37520	200	7504,00
Mahelma	30765	200	6153,00
Rahmania	13282	200	2656,40
Souidania	28217	200	5643,40
Douera	81169	200	16233,80
Baba Hassen	33716	200	6743,20
VNSA	113436	200	22687,20
Total	338105	----	67621,00

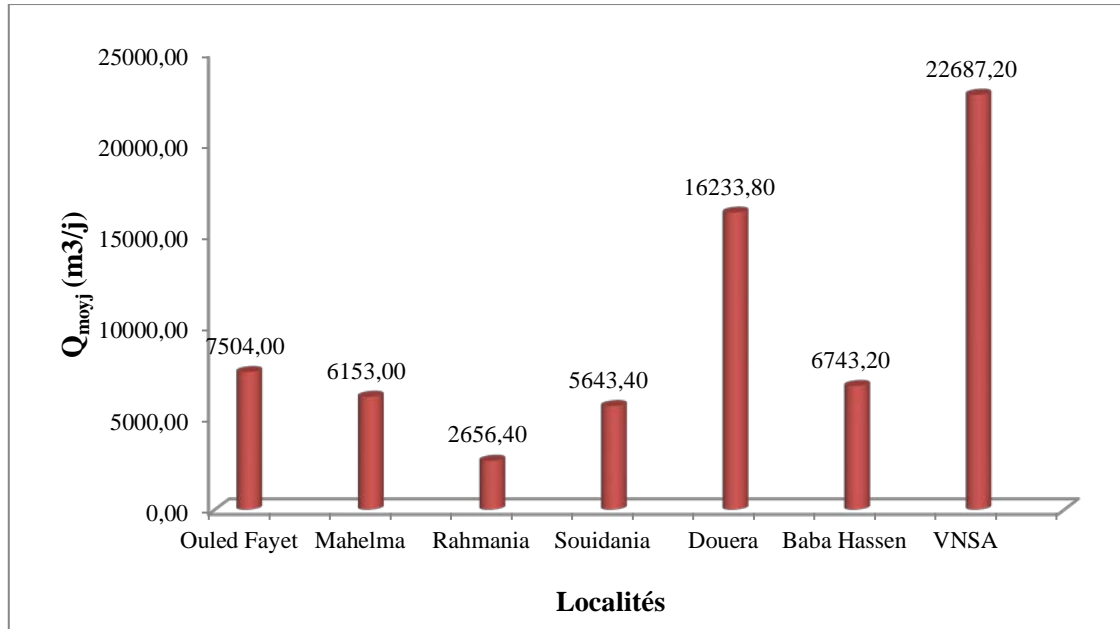


Figure II.2 : répartition des débits moyens journaliers pour chaque localité à l'horizon 2030.

II.4 Récapitulation de la consommation moyenne journalière totale

Les besoins moyens journaliers pour chaque localité sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : Récapitulation des débits moyens journaliers totaux.

Localités	consommation domestique (m ³ /j)	consommation diffuse (m ³ /j)	Gros consommateurs (m ³ /j)	Q _{moyj} (m ³ /j)
Ouled Fayet	7504,00	2251,20	8333,33	18088,53
Mahelma	6153,00	1845,90	630,00	8628,90
Rahmania	2656,40	796,92	0,00	3453,32
Souidania	5643,40	1693,02	0,00	7336,42
Douera	16233,80	4870,14	50,00	21153,94
Baba Hassen	6743,20	2022,96	0,00	8766,16
VNSA	22687,20	15200,42	0,00	37887,62
Total	67621,00	28680,56	9013,33	105314,90

A l'horizon 2030 les besoins moyens journaliers totaux pour les localités concernées par le projet sont estimés de **105314.9 m³/j**, soit un débit **1218,92 l/s**.

II.5 Variations de la consommation journalière [2]

II.5.1 Variation de consommation maximale journalière

Au cours d'année, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale. Par rapport à la consommation déterminée moyenne : nous pouvons déterminer un rapport nous indiquant combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximale et noté par $K_{\max,j}$. Ainsi nous pouvons écrire :

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

$Q_{\max,j}$: Consommation maximale journalière (m³/j).

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).

La valeur de $K_{\max,j}$ varie entre **1,1** et **1,3**. Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

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

II.5.2 variation de la consommation minimale journalière

De même il existe une journée où la consommation est minimale. Nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient d'irrégularité journalière minimale. Nous pouvons écrire :

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

$Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m³/j);

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier.

$K_{\min,j}$ varie de 0,7 à 0,9. On prend : $K_{\min,j} = 0,9$.

Tableau II.6: Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{\min,j}$, $Q_{\text{moy},j}$, Q_{\max}

Localités	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)
Ouled Fayet	18088,53	0,90	16279,68	1,30	23515,09
Mahelma	8628,90	0,90	7766,01	1,30	11217,57
Rahmania	3453,32	0,90	3107,99	1,30	4489,32
Souidania	7336,42	0,90	6602,78	1,30	9537,35
Douera	21153,94	0,90	19038,55	1,30	27500,12
Baba Hassen	8766,16	0,90	7889,54	1,30	11396,01
VNSA	37887,62	0,90	34098,86	1,30	49253,91
Total	105314,90	0,90	94783,41	1,30	136909,37

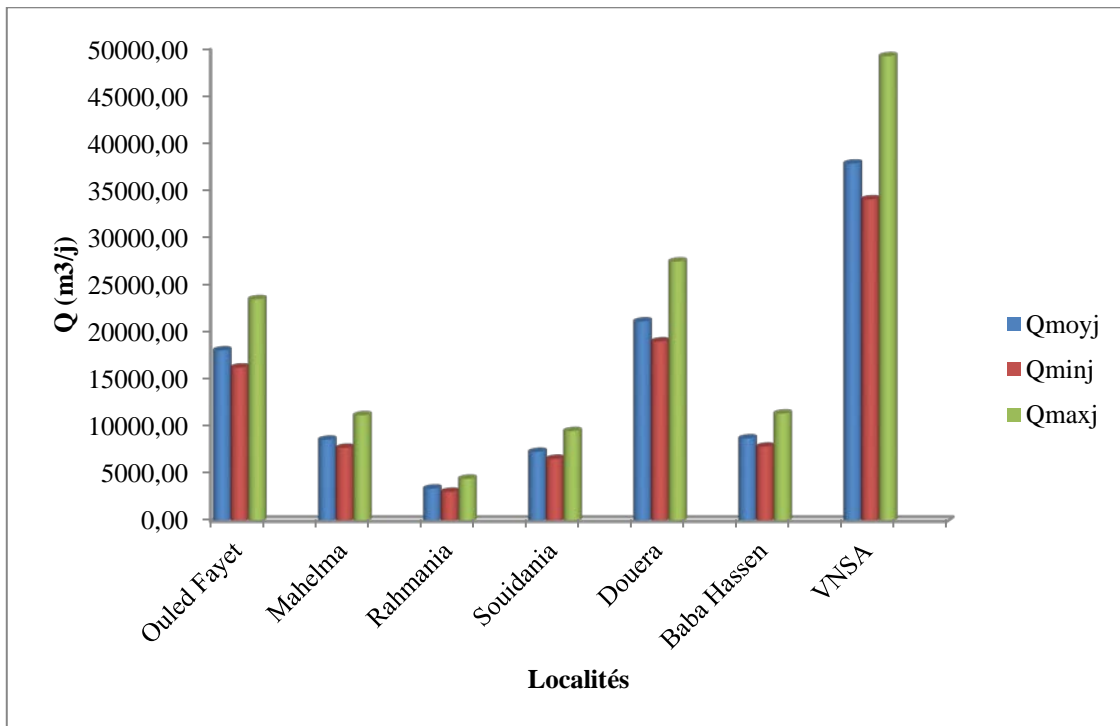


Figure II.3 : Représentation des consommations journalières.

II.6 Variations de la consommation horaire

Pendant la journée, il existe une heure où la consommation est maximale ou minimale horaire.

a) Le débit moyen horaire

$$Q_{moyh} = Q_{maxj}/24 \quad (II.5)$$

$Q_{moy, h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

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

b) Le débit maximum horaire

$$Q_{max, h} = K_{max, h} \cdot Q_{moy, h} \quad (II.6)$$

$$K_{max, h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \quad (II.7)$$

Avec :

$K_{max, h}$: coefficient d'irrégularité horaire maximal.

α_{max} : coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération qui est compris entre 1,2 et 1,4.

β_{max} : coefficient donné par un tableau en fonction de la taille d'agglomération.

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

population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	300000	1000000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,03	1

c) le débit minimum horaire

$$Q_{min, h} = K_{minh} \cdot Q_{moyh} \quad (II.8)$$

K_{minh} : coefficient d'irrégularité horaire minimal.

α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6.

β_{min} : coefficient donné par un tableau en fonction de la taille d'agglomération.

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

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	300000	1000000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,83	1

Remarque

Dans notre projet, pour la détermination de débit maximum horaire on doit utiliser la formule suivante :

$$Q_{\max h} = \frac{(a \%) \cdot Q_{\max j}}{100} \quad (\text{II.9})$$

$a \%$: La fraction horaire maximale du débit maximal journalier. Qui est déterminé à partir de l'annexe (II.1) en fonction de nombre d'habitant de chaque agglomération.

$Q_{\max j}$: Consommation maximale journalière (m^3/s).

La répartition du débit horaire au cours de la journée, pour chaque localité est présentée dans les annexes (II.2).

Remarque

On ne calcul pas le déficit de consommation car le but de ce travail est de sécuriser l'alimentation en eau potable des localités concernées par le projet.

Conclusion

Dans ce chapitre on a calculé les besoins nécessaires pour sécuriser l'alimentation en eau potable des localités d'Ouled Fayet, Mahelma, Rahmania, Soudania, Douera, Baba Hassen et VNSA à l'horizon 2030.

Ces besoins sont estimés de $136909.37 \text{ m}^3/\text{j}$ afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

CHAPITRE III

ETUDE DE L'ADDITION

Introduction

Dans ce chapitre on doit étudier le lien entre la chaîne côtière et la chaîne des hauteurs, ce lien entre les deux adductions est assuré par des conduites d'adduction pour couvrir les besoins en eau nécessaire pour les localités concernées par le projet.

Dans une première étape on va choisir le tracé convenable pour cette adduction.

A la suite on doit faire une étude technico-économique pour dimensionner l'adduction.

III.1 types d'adduction

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

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

III.1.1 Adduction gravitaire

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.

III.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.

III.1.3 Adduction mixte

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

III.2 Adduction et types d'écoulement [1]

Les écoulements se divisent en deux types :

III.2.1 Ecoulement à surface libre

C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts. Ce type d'écoulement est fonction de la pente. La forme de canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale.

III.2.2Ecoulement en charge

L'eau remplit totalement le conduit et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépend des conditions régnant aux limites amont et aval de la conduite et du débit instantané.

III.3 choix du matériau

Le choix du type de matériau pour l'établissement des conduites dépend essentiellement de leurs aspects techniques et économiques.

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction :

- Du diamètre ;
- Des pressions supportées ;
- Des conditions d'installation ;
- Des revêtements ;
- Du prix unitaire ;
- Du type de sol.

III.3.1Fonte

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

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

III.3.2Acier

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

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

III.3.3PEHD

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, son collage se fait par chauffage. Ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

III.3.4 Amiante Ciment

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

Conclusion

Dans notre cas, on opte pour des conduites en fonte ductile avec un revêtement extérieure de ZINC et d'une couche de peinture bitumineuse permet de protéger la conduite pendant un temps de service assez long pour tous les tronçons du projet.

Un revêtement extérieur a pour fonction d'assurer une protection durable contre la corrosivité des sols.

Le choix de la fonte ductile, vu les avantages qu'elle présente:

- Les tuyaux en fonte ductile résistent bien à la charge élevée, ils ont une certaine flexibilité et sont plus légers que les tuyaux en fonte grise.
- Bonne résistance aux forces intérieures.
- Les conduites de diamètre 60 à 600 mm sont fabriquées sur des longueurs de 6m. celles de diamètres supérieures présentent des longueurs de 7 à 8m.
- différents types de joints sont utilisés pour assembler ces conduites (joint standard, joint rapid, joint express, ...)
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bars pour les tuyaux ne dépassant pas 600mm de diamètre, et 40 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur.
- La résistance admissible de la fonte ductile à la traction est de l'ordre de 4200bars.
- La Fonte ductile a une meilleure résistance mécanique et une durée de vie analogue à la fonte grise (environs de 75 ans).

III.4 Etude technico-économique de l'adduction [2]

III.4.1 Etude technique

III.4.1.1 Critère du choix du tracé

L'emplacement du ou des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour le réseau d'adduction, le tracé choisi doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)

- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

III.4.1.2 Choix du tracé

Cette adduction prend le départ à partir du complexe hydraulique SAHEL, ce complexe hydraulique constitué de réservoir SAHEL et la station de pompage SAHEL.

La station de pompage SAHEL projeté dans le cadre du raccordement de la station de dessalement de Foukaet la chaîne côtière.

Le réservoir Sahel projeté sera implanté à une côte terrain naturel 185 m NGA. Ce dernier sera semi enterré sur une profondeur de 2,50 m.

La station de pompage Sahel sera distante de 16258,72 mètres de réservoir tampon d'Ouled Fayet.

La consistance du projet, est la suivante :

- Projection d'une conduite de Sahel au réservoir tampon d'Ouled Fayet;
- Projection d'une conduite, à partir du point piquage (Voir tracé en plan) vers le réservoir de Mahelma.
- Projection d'une conduite, à partir du point piquage (Voir tracé en plan) vers le réservoir de Sidi Abdellah.
- Projection d'une conduite, à partir du point piquage (Voir tracé en plan) vers le réservoir de Rahmania.
- Projection d'une conduite, à partir du point piquage (Voir tracé en plan), vers Douera;
- Projection d'une conduite, à partir du point piquage (Voir tracé en plan), vers Souidania ;
- Projection d'une conduite, à partir du point piquage (Voir tracé en plan), vers Baba Hassen.

III.4.2 Etude économique

a) Cas de refoulement

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

- Formule de Bresse : $D = 1,5 * \sqrt{Q}$ (III.1)
- Formule de Bonin : $D = \sqrt{Q}$ (III.2)

Q: débit véhiculé par la conduite(m³/s).

D : diamètre économique de la conduite(m).

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

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

1. Méthode basant sur le cout de l'énergie et le coût de construction

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

$$D_{\text{econ}} = C_j^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \quad (\text{III.3})$$

Avec: $C_j = \frac{Q_i}{Q_t}$

Démonstration de la formule (III.3)

- $C_T = C_{\text{const}} + C_{\text{expl}} \quad (1)$

Avec : C_T: coût total.

C_{const} : Coût de construction.

C_{expl} : Coût d'exploitation.

- $N = \frac{10^3 \times g \times Q}{102\eta} \times (H_g + \Delta H) \quad (2)$

Avec :

N : puissance de la station de pompage.

H_g : la hauteur géométrique entre le niveau dynamique et le niveau de trop plein du réservoir.

ΔH : la perte de charge.

g : Accélération de la pesanteur.

Q : le débit véhiculé par la conduite.

Donc les dépenses d'énergie électrique seront :

- $E_t = N * T_{\text{st}} \quad (2')$

Avec : E_t : dépense d'énergie

Tst : temps de fonctionnement de la station de pompage (1 an)

Les dépenses totales sont :

- $C_T = C_{const} + t * C_{expl}$ (3)

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

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

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

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

Tableau III.1 : La valeur de R en fonction du matériau.

Matériau	Acier	Fonte	Amiante ciment
R%	2.4	2.4	5.5

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

Nous pouvons donc écrire $W = \frac{1}{t} C_t = \left(\frac{1}{t} + \frac{R}{100} \right) C_{const} + C_{energie}$ (5)

Evaluation de C_{const}

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

- $C_{const} = a + bD^\alpha$ (6)

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

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

On peut écrire :

$$C_{const} - a = bD^\alpha$$

Ou bien $\log(C_{const} - a) = \log b + \alpha \log D$

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

Tableau III.2 : Valeurs de a, b, α en fonction du matériau.

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

Evaluation du cout de l'énergie électrique

$$C_{\text{energie}} = N \times T \times \sigma \times \delta(6')$$

Avec N : puissance de la station de pompage (KWh)

T : temps de fonctionnement de la station de pompage

σ : Prix de KWh

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

Le coefficient δ est donné par la relation suivante :

$$\delta = \frac{1}{(K_0 \times K_j \times K_h)^3} (6'')$$

Avec :

K_0 : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau $K_0=1.03$ à 1.04 .

K_j : Coefficient de variation journalière de la consommation : 1.1 à 1.3 .

K_h : Coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend de la courbe de consommation.

$$\text{A. N: } \delta = \frac{1}{(1.04 * 1.3 * 1.34)^3}$$

$$\delta = 0.168$$

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

$$\Delta H = \frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{D^m} (6''')$$

β : exposant tenant compte du régime d'écoulement.

m : exposant tenant compte du type de matériau.

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

$$N = \frac{10^3 \times g \times Q \left(\frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{D^m} \right)}{102\eta} (7)$$

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

$$\bullet W = 0,01 \left(\left(\frac{1}{t} + R \right) (a + bD^\alpha) \right) 1 + 86. 10^3. \frac{K'. Q^{\beta+1}}{\eta D^m} . \sigma. \delta (8)$$

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

Ce qui donne :

$$D_{\text{ec}} = \left[\frac{86. 10^3. K'. m. \sigma. \delta}{\alpha. \beta. \eta. \left(\frac{1}{t} + R \right)} \right]^{\frac{1}{\alpha+m}} . Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}$$

Cette relation est de la forme :

$$D_{\text{econ}} = C_j^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}$$

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

$$E = 10. M. \sigma. \delta$$

M : facteur tenant compte du matériau de la canalisation

σ : Prix de KWh.

Sachant que le prix d'énergie (source : SONALGAZ) est de :

- 06H au 17H : $\sigma = 1,34$ DA/KWh, nombre d'heures de fonctionnement : 11 heures.
- 17H au 21H : $\sigma = 6,06$ DA/KWh, nombre d'heures de fonctionnement : 01 heures.
- 21H au 06H : $\sigma = 0,74$ DA/KWh, nombre d'heures de fonctionnement : 08 heures.

Donc, le prix unitaire d'un kWh sera égal :

$$\sigma = \frac{1,34 \times 11 + 6,06 \times 1 + 0,74 \times 8}{20} = 1,34 \Rightarrow \sigma = 1,34 \text{ DA/KWh}$$

$$E = 10 * 0.43 * 1.34 * 0.168 \Rightarrow E = 0.97$$

$$D_{\text{econ}} = C_j^{0.29} \times 0.99 \times Q^{0.435}$$

Tableau III.3 : Valeur de M en fonction du matériau.

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Amiante ciment	0.24
Plastique	0.13

2. Autre méthode de détermination du diamètre économique

Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés. La question qui se pose : pour quel diamètre normalisé doit-on opter ? Pour cela, on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitation.

A. Frais d'amortissement

Il augmente avec le diamètre de canalisation. On doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi au taux (i) pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel.

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{III.4})$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité (i = 8 % en Algérie).

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D_1, D_2, \dots, D_n).

B. Frais d'exploitation

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

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donné que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D_1, D_2, \dots, D_n . Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé. Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \quad (III.5)$$

E : énergie consommée par la pompe en (KWh)
 e : prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ ($e=1.34DA$).

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);
- Du débit Q en (m^3/s);
- De la rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L V^2}{D * 2 * g} = I * L \quad (III.6)$$

- V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- ΔH_i : Pertes de charge linéaires en (m)
- I : gradient hydraulique en (m/m)
- Le coefficient λ est obtenu par la formule de Nikuradzé:

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (III.7)$$

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (III.8)$$

K_0 : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.

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

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

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 * 18 = 1,52$ mm.

Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes sont estimées de 5% à 10% des pertes de charge linéaires. Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l$$

Pertes de charge totales (ΔH_t)

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l \quad (\text{III.9}) \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,10 * \Delta H_l \end{aligned}$$

Calcul de la hauteur manométrique totale

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (\text{III.10})$$

Hg: la hauteur géométrique.

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

Puissance absorbée par la pompe

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

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{III.11})$$

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

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

g: pesanteur (9.81 m/s^2).

ρ : Masse volumique de l'eau ($1000\text{kg}/\text{m}^3$).

Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 [\text{KWh}] \quad (\text{III.12})$$

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

P: puissance de la pompe en (kW).

b) Cas gravitaire

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (III.13)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

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

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

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

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

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

Tableau III.4: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (III.14)$$

On opte pour des conduite en fonte et on prend : $K' = 0,00179$; $\beta = 2$; $m = 5, 3$.

III.5 Dimensionnement de l'adduction de refoulement

Le débit d'exploitation de la station de pompage est calculé en utilisant la formule suivante :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{t \times 3600}$$

Q_{exp} : le débit d'exploitation en (m^3/s).

$Q_{\text{max.j}}$: le débit maximum journalier assuré par la station en (m^3/j).

t : le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (heures), $t = 20\text{h}$.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{136909.37}{20 \times 3600} = 1.9 \text{m}^3/\text{s}$$

Tableau III.5: Diamètres pour différents tronçons de l'adduction.

Tronçons	Débit (m^3/s)	Diamètre calculé (mm)	Diamètre normalisé (mm)	Vitesse (m/s)
SP SAHEL-Piquage A	1.9	1.31	1400	1.23
Piquage A- piquage B	1.74	1.23	1200	1.54
Piquage B-piquage C	1.06	0.86	900	1.67
Piquage C- piquage D	1	0.82	900	1.57
Piquage D- piquage E	0.62	0.58	700	1.61
Piquage E- piquage F	0.48	0.48	600	1.70
Piquage F- Réservoir tampon d'Ouled Fayet	0.33	0.37	500	1.68
Piquage A-réservoir de Mahelma	0.15	0.21	400	1.19
Piquage B- réservoir de VNSA	0.68	0.62	700	1.77
Piquage C- réservoir de Rahmania	0.062	0.11	200	1.97
Piquage D- réservoir de Douera	0.38	0.41	500	1.94
Piquage E- réservoir de Souidania	0.13	0.19	300	1.84
Piquage F – réservoir de Baba Hassen	0.16	0.22	400	1.27

III.6 Détermination de la hauteur manométrique totale de la station de pompage

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

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \Rightarrow \text{HMT} = H_g + \Delta H_t$$

H_g : la hauteur géométrique.

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration.

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

ΔH_t : la perte de charge totale.

Les calculs des pertes de charge totales et des hauteurs manométriques totales de la station de pompage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.6: Calcul des pertes de charge totales pour différents tronçons de l'adduction.

tronçons	Longueurs (m)	Diamètres (mm)	Débits (m ³ /s)	V (m/s)	λ	ΔH_t (m)
SP SAHEL - A	2741.62	1400	1.9	1.23	0.0204	3.41
A - B	1317.95	1200	1.74	1.54	0.0211	3.08
B - C	2242.38	900	1.06	1.67	0.0227	8.83
C - D	3925.81	900	1	1.57	0.0227	13.76
D - E	882.22	700	0.62	1.61	0.0243	4.46
E - F	794.37	600	0.48	1.70	0.0253	5.43
F - Réservoir tampon d'Ouled fayet	4354.35	500	0.33	1.68	0.0267	36.81
A - réservoir Mahelma	40	400	0.15	1.19	0.0284	0.23
B - réservoir Sidi Abdellah	115	700	0.68	1.77	0.0243	0.70
C - réservoir de Rahmania	90	200	0.062	1.97	0.0351	3.45
D - réservoir de Douera	3187.23	500	0.38	1.94	0.0267	35.72
E - réservoir de souidania	3678.33	300	0.13	1.84	0.0309	72.01
F - Château D'eau de Baba Hassen	2702	400	0.16	1.27	0.0284	17.46

Calcul de la hauteur manométrique totale de la station de pompage

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_t \longrightarrow \text{HMT} = 72 + 75.78 = 147.78 \text{ m}$$

Donc, la hauteur manométrique totale la plus grande de la station de pompage sera :

$$\text{HMT} = 147.78 \text{ m.}$$

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les diamètres économiques du réseau d'adduction Avec une gamme des vitesses acceptables. On a choisi aussi le tracé techniquement le plus économique.

L'adduction par refoulement est constituée d'une conduite principale et des conduites secondaires.

La conduite principale est de longueur 16258,72 m qui est décomposée en 7 tronçons, les diamètres de ces tronçons variés entre 1400 mm et 500 mm.

Les conduites secondaires sont au nombre de cinq avec des diamètres variés entre 700mm et 300mm.

CHAPITRE IV

LES RESERVOIRS

Introduction

Les réservoirs constituent le lien entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution, ils sont des ouvrages de stockage qui permettent d'adapter la production à la consommation.

Dans ce présent chapitre on doit déterminer les volumes des réservoirs de stockage nécessaires pour assurer les besoins en eau des différentes localités concernée par le projet.

IV.1 Fonction des réservoirs [4]

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique.

Ces fonctions sont résumées par le tableau IV.1

Tableau IV.1 : fonctions d'un réservoir.

Fonctions techniques	Fonctions économiques
<ul style="list-style-type: none">- Régulation du débit.- Sécurité d'approvisionnement.- Régulation de la pression.- Simplification de l'exploitation.- Réacteur participant au traitement.	<ul style="list-style-type: none">- Réduction des investissements sur les ouvrages de production.- Réduction des investissements sur le réseau de distribution.- Réduction des dépenses d'énergie.

- **Au point de vue technique**, les fonctions fondamentales assurées par les réservoirs sont au nombre de cinq :
- **Tout d'abord, le réservoir est un ouvrage régulateur de débit** qui permet d'adapter la production à la consommation, la production est le plus souvent dimensionnée et prévue afin de fournir, pour un temps journalier de fonctionnement généralement compris entre 20 et 24 heures, le volume correspondant à la consommation journalière totale de pointe du réseau. La consommation journalière présentant des fluctuations importantes, il est la plupart du temps judicieux, au point de vue technique et économique, de faire jouer un rôle d'appoint aux réservoirs pour la satisfaction des besoins instantanés de pointe. La présence de réservoirs diminue ainsi la capacité qui serait exigée des équipements de production, si ceux-ci devaient assurer seuls l'alimentation du réseau pendant les pointes instantanées de consommation.

- **En second lieu, le réservoir assure une fonction de sécurité d’approvisionnement** dans l’éventualité d’un incident sur les équipements d’alimentation du réseau de distribution : pollution de l’eau brute alimentant la station de traitement, défaillances d’origines diverses des installations, rupture d’une canalisation d’adduction, interruption de l’alimentation en énergie,...
 - **La troisième fonction technique est une fonction de régulation des pressions** puisque le niveau ou la charge du réservoir conditionne et stabilise, aux pertes de charge près, la cote piézométrique au niveau du réseau de distribution
 - **La quatrième fonction technique réside dans la simplification des problèmes d’exploitation** en permettant les arrêts pour entretien ou réparation de certains équipements ou installations : ouvrages de production, stations de pompage, canalisations maitresses,...
 - **En fin les réservoirs disposés à l’aval immédiat d’une station de traitement jouent le rôle de réacteur** participant au traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l’agent désinfectant et l’eau, garantissant ainsi une désinfection adéquate de celle-ci avant distribution.
- **Au point de vue économique**, outre la possibilité déjà signalée de limiter les investissements au niveau de la production, les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maitresses (réservoirs dits d’équilibre desservant les extrémités de réseaux, cas des refoulements-distributions,...).

Par ailleurs, lorsque la distribution est alimentée à partir d’un pompage, l’existence d’un réservoir en charge sur le réseau de distribution conduit à des économies au niveau de divers aspects énergétiques : réduction de la puissance installée et de la puissance souscrite en pointe pour la station de pompage, couts des consommations d’énergie proprement dites puisque par l’existence des divers tarifs horaires de l’énergie, les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible cout d’énergie.

IV.2 Emplacement du réservoir

L’emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car il doit tenir comptes des considérations suivantes :

- L’alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, les réservoirs doivent être construits à un niveau supérieur à celui des agglomérations.
- L’emplacement des réservoirs doit se faire de préférence soit en extrémité du réseau soit à proximité du centre important de la consommation.
- l’emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à assurer les pressions suffisante pour les habitants.

IV.3 Classification des réservoirs [4]

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons selon le critère retenu. Le tableau VI.2 fournit quelques possibilités de classification.

Tableau VI.2 : possibilités de classification des réservoirs.

Situation par rapport à la distribution	Disposition par rapport au sol	Rôle joué	Pression d'air au dessus du plan d'eau	Matériaux de constructions utilisées
Réservoir en charge sur le réseau	Souterrain Semi -enterré	Réservoir principal	Pression atmosphérique	maçonnerie béton armé ou précontraint
Réservoir nécessitant une surpression	Au sol Surélevé(ou château d'eau)	Réservoir d'équilibre disposé sur le réseau	contre- pression d'air	Acier

En combinant certains de ces critères, on considère généralement quatre types de réservoirs :

- **Réservoirs au sol (enterré, semi-enterré ou sur sol)** alimentant gravitairement le réseau de distribution ;
- **Réservoirs (généralement au sol) avec station de surpression associée**, l'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression ;
- **Réservoirs surélevé**, la cuve du réservoir étant disposée sur une tour ;
- **Réservoirs sous -pression** ou un dispositif des compresseurs d'air maintiennent au-dessus du plan d'eau une pression supérieur à la pression atmosphérique ;

De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :

- ✓ Conditions topographiques de la région à desservir.
- ✓ Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer,
- ✓ Type de décideur : maitre de l'ouvrage, maitre d'œuvre ou exploitant.

Les critères le plus souvent retenus pour le choix sont :

- Les facteurs économiques,
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
- Les possibilités d'adaptation au réseau,
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

IV.5 Calcul des capacités des réservoirs

IV.5.1 Principe du calcul de la capacité

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.

a) Méthode analytique

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

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

Q_{\max} : La consommation maximale journalière (m^3/j).

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

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

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

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

Détermination de résidu maximum dans les réservoirs

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Si la différence de débit entrant et sortant du réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

b) 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 extrêmes 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 :

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

Le volume total sera : $V_T = V_r + V_{\text{inc}}$

IV.5.2 Réservoir tampon

La conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire que par installation d'un réservoir intermédiaire ou réservoir tampon appelé également réservoir de relais.

- Estimation de la capacité du réservoir tampon de Douera et d'Ouled Fayet

$$V = \frac{Q_{\text{tr}} \cdot T}{2} \quad (\text{IV.4})$$

V : volume du réservoir tampon.

Q_{tr} : débit transité.

T : le temps de stockage ($t = 4$ heures).

$V_t = V + V_{\text{inc}}$ et $V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$

$$V = \frac{Q_{\text{tr}} T}{2} = \frac{1145.84 \times 4}{2} = 2291.68 \text{ m}^3$$

$$V_t = 2291.68 + 120 = 2411.68 \text{ m}^3$$

On opte pour une capacité égale à 2500 m^3 pour le réservoir de douéra.

$$V = \frac{Q_{\text{tr}} T}{2} = \frac{979.79 \times 4}{2} = 1959.58 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1959.79 + 120 = 2079.79 \text{ m}^3$$

On opte pour une capacité égale à 2500 m³ pour le réservoir d'Ouled fayet.

IV .5.3 Estimation de la capacité totale des réservoirs par la méthode analytique

Tableau IV.3:Evaluation du volume résiduel du réservoir de Mahelma.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	-	1.5	-	1.5	8.5
01-02	-	1.5	-	1.5	7
02-03	-	1.5	-	1.5	5.5
03-04	-	1.5	-	1.5	4
04-05	5	2.5	2.5	-	6.5
05-06	5	3.5	1.5	-	8
06-07	5	4.5	0.5	-	8.5
07-06	5	5.5	-	0.5	8
08-09	5	6.25	-	1.25	6.75
09-10	5	6.25	-	1.25	5.5
10-11	5	6.25	-	1.25	4.25
11-12	5	6.25	-	1.25	3
12-13	5	5	-	0	3
13 - 14	5	5	-	0	3
14 - 15	5	5.5	-	0.5	2.5
15 - 16	5	6	-	1	1.5
16 - 17	5	6	-	1	0.5
17 - 18	5	5.5	-	0.5	0
18 - 19	5	5	-	0	0
19 - 20	5	4.5	0.5	-	0.5
20 - 21	5	4	1	-	1.5
21 - 22	5	3	2	-	3.5
22 - 23	5	2	3	-	6.5
23 - 00	5	1.5	3.5	-	10
Total	100%	100%	----	----	----

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{10 * 11217.57}{100} = 1121.76 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 1121.76 + 120 = 1241.76\text{m}^3$

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

Tableau IV.4:Evaluation du volume résiduel du réservoir de Rahmania.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	-	1.5	-	1.5	8.5
01-02	-	1.5	-	1.5	7
02-03	-	1.5	-	1.5	5.5
03-04	-	1.5	-	1.5	4
04-05	5	2.5	2.5	-	6.5
05-06	5	3.5	1.5	-	8
06-07	5	4.5	0.5	-	8.5
07-06	5	5.5	-	0.5	8
08-09	5	6.25	-	1.25	6.75
09-10	5	6.25	-	1.25	5.5
10-11	5	6.25	-	1.25	4.25
11-12	5	6.25	-	1.25	3
12-13	5	5	-	0	3
13 - 14	5	5	-	0	3
14 - 15	5	5.5	-	0.5	2.5
15 - 16	5	6	-	1	1.5
16 - 17	5	6	-	1	0.5
17 - 18	5	5.5	-	0.5	0
18 - 19	5	5	-	0	0
19 - 20	5	4.5	0.5	-	0.5
20 - 21	5	4	1	-	1.5
21 - 22	5	3	2	-	3.5
22 - 23	5	2	3	-	6.5
23 - 00	5	1.5	3.5	-	10
Total	100%	100%	----	----	----

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{10 * 4489.32}{100} = 448.93\text{m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 448.93 + 120 = 568.93\text{m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 600\text{m}^3$.

Tableau IV.5:Evaluation du volume résiduel du réservoir de Souidania.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	-	1.5	-	1.5	8.5
01-02	-	1.5	-	1.5	7
02-03	-	1.5	-	1.5	5.5
03-04	-	1.5	-	1.5	4
04-05	5	2.5	2.5	-	6.5
05-06	5	3.5	1.5	-	8
06-07	5	4.5	0.5	-	8.5
07-06	5	5.5	-	0.5	8
08-09	5	6.25	-	1.25	6.75
09-10	5	6.25	-	1.25	5.5
10-11	5	6.25	-	1.25	4.25
11-12	5	6.25	-	1.25	3
12-13	5	5	-	0	3
13 - 14	5	5	-	0	3
14 - 15	5	5.5	-	0.5	2.5
15 - 16	5	6	-	1	1.5
16 - 17	5	6	-	1	0.5
17 - 18	5	5.5	-	0.5	0
18 - 19	5	5	-	0	0
19 - 20	5	4.5	0.5	-	0.5
20 - 21	5	4	1	-	1.5
21 - 22	5	3	2	-	3.5
22 - 23	5	2	3	-	6.5
23 - 00	5	1.5	3.5	-	10
Total	100%	100%	----	----	----

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{10 * 9537.35}{100} = 953.7\text{m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 953.7 + 120 = 1073.7\text{m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 1500m^3$.

Tableau IV.6:Evaluation du volume résiduel du château d'eau de Baba Hassen.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	-	1.5	-	1.5	8.5
01-02	-	1.5	-	1.5	7
02-03	-	1.5	-	1.5	5.5
03-04	-	1.5	-	1.5	4
04-05	5	2.5	2.5	-	6.5
05-06	5	3.5	1.5	-	8
06-07	5	4.5	0.5	-	8.5
07-06	5	5.5	-	0.5	8
08-09	5	6.25	-	1.25	6.75
09-10	5	6.25	-	1.25	5.5
10-11	5	6.25	-	1.25	4.25
11-12	5	6.25	-	1.25	3
12-13	5	5	-	0	3
13 - 14	5	5	-	0	3
14 - 15	5	5.5	-	0.5	2.5
15 - 16	5	6	-	1	1.5
16 - 17	5	6	-	1	0.5
17 - 18	5	5.5	-	0.5	0
18 - 19	5	5	-	0	0
19 - 20	5	4.5	0.5	-	0.5
20 - 21	5	4	1	-	1.5
21 - 22	5	3	2	-	3.5
22 - 23	5	2	3	-	6.5
23 - 00	5	1.5	3.5	-	10
Total	100%	100%	----	----	----

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{10 * 11396.01}{100} = 1139.6m^3$

La capacité totale sera : $V_t = 1139.06 + 120 = 1259.06m^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 1500m^3$.

Tableau IV.7 :Evaluation du volume résiduel du réservoir de VNSA.

heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	0	3.35		3.35	9.75
01-02	0	3.25		3.25	6.5
02-03	0	3.3		3.3	3.2
03-04	0	3.2		3.2	0
04-05	5	3.25	1.75		1.75
05-06	5	3.4	1.6		3.35
06-07	5	3.85	1.15		4.5
07-08	5	4.45	0.55		5.05
08-09	5	5.2		0.2	4.85
09-10	5	5.05		0.05	4.8
10-11	5	4.85	0.15		4.95
11-12	5	4.6	0.4		5.35
12-13	5	4.6	0.4		5.75
13-14	5	4.55	0.45		6.2
14-15	5	4.75	0.25		6.45
15-16	5	4.7	0.3		6.75
16-17	5	4.65	0.35		7.1
17-18	5	4.35	0.65		7.75
18-19	5	4.4	0.6		8.35
19-20	5	4.3	0.7		9.05
20-21	5	4.3	0.7		9.75
21-22	5	4.2	0.8		10.55
22-23	5	3.75	1.25		11.8
23-24	5	3.7	1.3		13.1

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{13.1 * 49253.91}{100} = 6452.26m^3$

La capacité totale sera : $V_t = 6452.26 + 120 = 6572.26m^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 7000m^3$

IV.6 Forme des réservoirs

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m³, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs terminaux.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres; l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres, Leurs dimensions seront déterminées comme suit:

- **Le diamètre D de la cuve**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{III.5})$$

V_n: Volume normalisée du réservoir (m³);

S : section du réservoir (m²);

D : diamètre de la cuve (m);

h : hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m

- **Réévaluation de la hauteur d'eau h**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$h = \frac{4 * V}{\pi * D_n^2} \quad (\text{III.6})$$

- **La section de la cuve**

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V}{h} \quad (\text{III.7})$$

- **La hauteur totale H du réservoir**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R \quad (\text{III.8})$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m);

h: hauteur d'eau (m);

R : revanche (m).

- **La hauteur de la réserve d'incendie**

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (III.9)$$

Tableau IV.8 : Dimensions des réservoirs.

Réservoirs	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	H (m)	h _{inc} (m)	R (m)	H (m)
Mahelma	1500	20	314.00	4.78	0.38	0.5	5.28
Rahmania	600	12.5	122.66	4.89	0.98	0.5	5.39
Souidania	1500	20	314.00	4.78	0.38	0.5	5.28
Baba Hassen	1500	20	314.00	4.78	0.38	0.5	5.28
VNSA	2*3500	30	706.50	4.95	0.17	0.5	5.45
Douera	2500	25.5	510.45	4.90	0.24	0.5	5.40
Ouled Fayet	2500	25.5	510.45	4.90	0.24	0.5	5.40

IV.7 Equipements du réservoir

Le réservoir doit être équipé :

IV.7.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation

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

IV.7. 1.1Par Le haut

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

IV.7.1.2 Par Le bas

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

IV.7.2 Conduite de départ ou de distribution

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

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau. L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

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

IV.7.3 Conduite de trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

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

IV.7.4 Conduite de vidange

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

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

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

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

IV.7.5 Conduite by-pass

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

IV.7.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

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

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

IV.7.7 Hygiène et sécurité

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

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

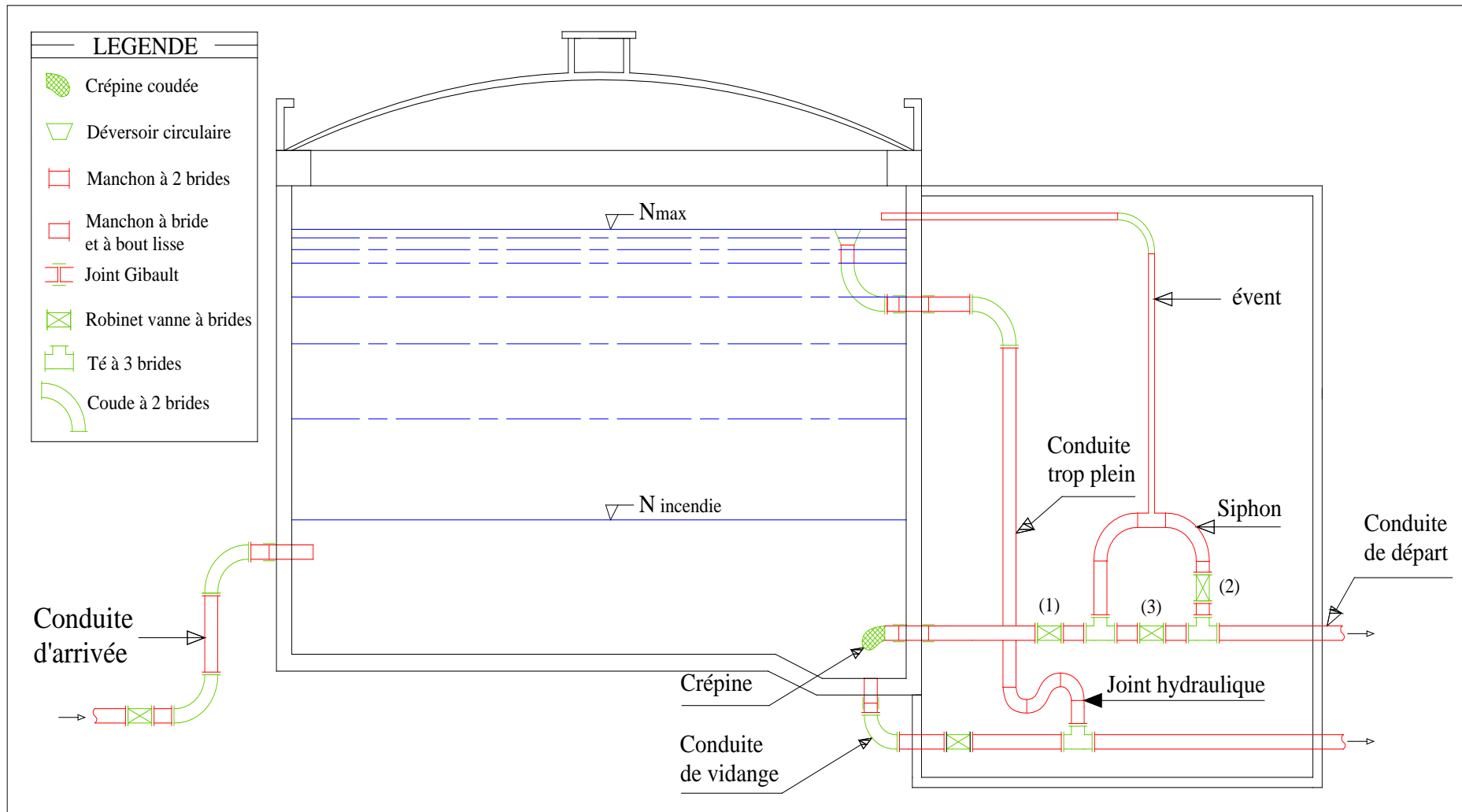


Figure IV.1: Equipements des réservoirs.

Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé les capacités des réservoirs tampons de Douera et D'ouled Fayet, les réservoirs de Mahelma, Rahmania, Souidania, VNSA et le château d'eau de Baba Hassen. Ensuite on a entamé le dimensionnement des différents types de réservoirs.

Les volumes des réservoirs projetés sont suffisants pour sécuriser l'alimentation en eau potable des localités concernées par le projet et en même temps assurer un bon fonctionnement du réseau d'adduction.

CHAPITRE V

ETUDE DU POMPAGE

Introduction

La topographie du terrain et la situation de la source d'eau conditionnent l'implantation de la station de pompage. Si la cote de la source est supérieure à toute cote piézométrique de l'agglomération, on fait abstraction de la station de pompage : le remplissage des réservoirs se fait gravitairement. Si l'inverse s'observe, la station de pompage est nécessaire donc les stations de pompage sont des ouvrages hydrauliques servant à relever l'eau à une altitude supérieure.

Dans notre cas, on a projeté la station de pompage SAHEL qui refoule de l'eau à partir du réservoir SAHEL vers toutes les localités concernées par le projet.

V.1 Définition

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

La pompe est entraînée par un moteur électrique. Elle peut être une pompe à axe :

- ✓ Horizontal ;
- ✓ Vertical ;
- ✓ Oblique.

V.2 Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V.3 Choix de l'emplacement de la station de pompage

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

- Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage et si c'est possible de l'agglomération.
- Il faut éviter les zones instables.
- Il faudrait que la distance entre un aéroport et une station de pompage dépasse 30km.
- Le site de la prise d'eau doit être approuvé par le service public de la santé et de l'environnement.

- Situer les ouvrages de sorte que la prise d'eau soit réparée sans interruption de l'adduction d'eau. Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il faut :
 - ✓ Prévoir l'accès à tous les ouvrages.
 - ✓ Prévoir une plateforme avec un revêtement routier.
 - ✓ Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales.
 - ✓ Prévoir une cote du planché de rehaussé de tel manière à dépasser celle de la plateforme de (0.15à0.5) m.

V.4 Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.5 Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

Le type, le nombre et les caractéristiques des pompes de la station de pompage de SAHEL sont notés dans le tableau suivant :

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

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Vitesse (tr/min)	HMT (m)	η (%)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	\varnothing roue (mm)
14	488.57	147.78	PM150/5A	1750	145	69.1	5	3780	10.5	150
15	456	147.78	PM150/5B	1750	148	71.1	5	3885	9.27	150
16	427.5	147.78	PM150/4A	1750	144	76.9	4	3408	7.25	150
17	402.35	147.78	PM150/4A	1750	149	77.9	4	3587	6.71	150
18	380	147.78	PM150/4B	1750	148	78.8	4	3528	5.75	150

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal) de marque **CAPRARI**. En plus de ses avantages techniques et mécaniques, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelée avec une vitesse de rotation variant (3500-1750) tr/min.

A partir du **tableau V.1**, on déduit que la variante de (18) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée.

Remarque : On opte pour un nombre de pompes de (18) en plus de (03) pompes de secours. Ces 21 pompes sont identiques de type **PM150/6A.CAPRARI**.

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique dans les chapitres précédents, le débit appelé est de 1.9 m³/s et la hauteur manométrique totale nécessaire est de 147.78 m.

Pour le choix des pompes à partir d'un catalogue des pompes fabriqués en séries n'est pas aisé, car il en existe pas de pompes se rapprochant du débit et de la Hauteur manométrique voulus.

C'est pour cela il est préférable de faire appel à un constructeur pour concevoir une pompe ou des pompes assurant le débit et la Hmt demandée.

V.6 Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [P_{abs} - Q], [η_p - Q], [(NPSH)_r - Q]. Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI [10] et sont Représentées par la figure (V.1) pour la station de pompage de SAHAL.

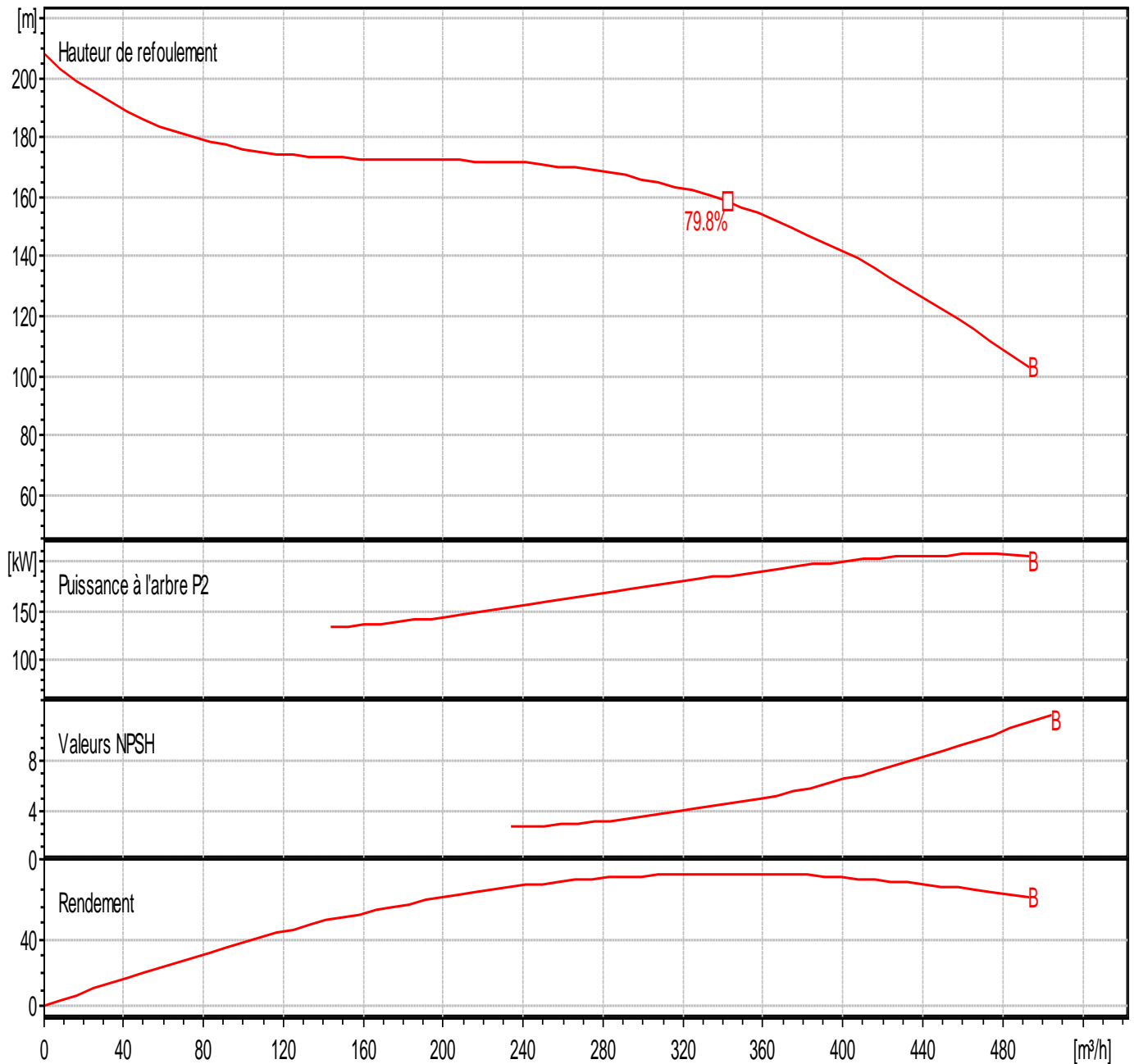


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe de type PM 150/4B.

V.7 Point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée $(H-Q)_p$ et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (réseau), $(H-Q)_C$. Avec :

$(H-Q)_p$: donnée par le constructeur de la pompe.

$(H-Q)_C$: déterminer par l'utilisateur.

V.7.1 Courbe caractéristique résultante des conduites

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

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

H_g : hauteur géométrique (m) ;

ΔH_T : La perte de charge totale (m).

V.7.2 Pertes de charge linéaires

La perte de charge linéaire est donnée en (m) par la formule suivante :

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L_{ref} \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{eco}^5} \quad (V.2)$$

Avec :

λ : coefficient de frottement ;

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

Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;

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

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

V.7.3 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.

V.7.4 Pertes de charge totales

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

$$\Delta H_T = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sing} = \Delta H_{lin} + 0,10 \times \Delta H_{lin} \Rightarrow \Delta H_T = 1,10 \times \Delta H_{lin}$$

Donc la perte de charge totale en (m) sera :

$$\Delta H_T = 1,10 \times \Delta H_{lin} \quad (V.3)$$

V.7.5 Refoulement S.P SAHAL – piquage A

Les calculs de la courbe caractéristique sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.2: Courbe caractéristique de la conduite (S.P SAHAL – piquage A).

N°	Q (m ³ /h)	18Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	Hc (m)
1	0	0	----	2741.62	1400	0.0204	0.00	0.00	0.00
2	50	900	----	2741.62	1400	0.0204	0.05	0.06	0.06
3	100	1800	----	2741.62	1400	0.0204	0.21	0.24	0.24
4	150	2700	----	2741.62	1400	0.0204	0.48	0.53	0.53
5	200	3600	----	2741.62	1400	0.0204	0.86	0.94	0.94
6	250	4500	----	2741.62	1400	0.0204	1.34	1.47	1.47
7	300	5400	----	2741.62	1400	0.0204	1.93	2.12	2.12
8	350	6300	----	2741.62	1400	0.0204	2.63	2.89	2.89
9	400	7200	----	2741.62	1400	0.0204	3.43	3.78	3.78
10	450	8100	----	2741.62	1400	0.0204	4.34	4.78	4.78
11	500	9000	----	2741.62	1400	0.0204	5.36	5.90	5.90

V.7.6 Refoulement piquage A – piquage B

Tableau V.3: Courbe caractéristique de la conduite (piquage A – piquage B).

N°	Q (m ³ /h)	18Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	Hc (m)
1	0	0	----	1317.95	1200	0.0211	0.00	0.00	0.00
2	40	720	----	1317.95	1200	0.0211	0.04	0.04	0.04
3	80	1440	----	1317.95	1200	0.0211	0.15	0.16	0.16
4	120	2160	----	1317.95	1200	0.0211	0.33	0.37	0.37
5	160	2880	----	1317.95	1200	0.0211	0.59	0.65	0.65
6	200	3600	----	1317.95	1200	0.0211	0.93	1.02	1.02
7	240	4320	----	1317.95	1200	0.0211	1.33	1.47	1.47
8	280	5040	----	1317.95	1200	0.0211	1.82	2.00	2.00
9	320	5760	----	1317.95	1200	0.0211	2.37	2.61	2.61
10	360	6480	----	1317.95	1200	0.0211	3.00	3.30	3.30
11	400	7200	----	1317.95	1200	0.0211	3.70	4.08	4.08

V.7.7 Refoulement piquage B – piquage C

Tableau V.4: Courbe caractéristique de la conduite (piquage B – piquage C).

N°	Q (m ³ /h)	18Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	Hc (m)
1	0	0	----	2242.38	900	0.0227	0.00	0.00	0.00
2	25	450	----	2242.38	900	0.0227	0.11	0.12	0.12
3	50	900	----	2242.38	900	0.0227	0.45	0.49	0.49
4	75	1350	----	2242.38	900	0.0227	1.00	1.11	1.11
5	100	1800	----	2242.38	900	0.0227	1.79	1.97	1.97
6	125	2250	----	2242.38	900	0.0227	2.79	3.07	3.07
7	150	2700	----	2242.38	900	0.0227	4.02	4.42	4.42
8	175	3150	----	2242.38	900	0.0227	5.47	6.02	6.02
9	200	3600	----	2242.38	900	0.0227	7.15	7.86	7.86
10	225	4050	----	2242.38	900	0.0227	9.04	9.95	9.95
11	250	4500	----	2242.38	900	0.0227	11.16	12.28	12.28

V.7.8 Refoulement piquage C – piquage D

Tableau V.5: Courbe caractéristique de la conduite (piquage C – piquage D).

N°	Q (m ³ /h)	18Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	Hc (m)
1	0	0	----	3925.81	900	0.0227	0.00	0.00	0.00
2	25	450	----	3925.81	900	0.0227	0.20	0.22	0.22
3	50	900	----	3925.81	900	0.0227	0.78	0.86	0.86
4	75	1350	----	3925.81	900	0.0227	1.76	1.94	1.94
5	100	1800	----	3925.81	900	0.0227	3.13	3.44	3.44
6	125	2250	----	3925.81	900	0.0227	4.89	5.38	5.38
7	150	2700	----	3925.81	900	0.0227	7.04	7.74	7.74
8	175	3150	----	3925.81	900	0.0227	9.58	10.54	10.54
9	200	3600	----	3925.81	900	0.0227	12.51	13.76	13.76
10	225	4050	----	3925.81	900	0.0227	15.83	17.42	17.42
11	250	4500	----	3925.81	900	0.0227	19.55	21.50	21.50

V.7.9 Refoulement piquage D– piquage E

Tableau V.6: Courbe caractéristique de la conduite (piquage D – piquage E).

N°	Q (m ³ /h)	18Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	Hc (m)
1	0	0	----	882.22	700	0.0243	0.00	0.00	0.00
2	15	270	----	882.22	700	0.0243	0.06	0.07	0.07
3	30	540	----	882.22	700	0.0243	0.24	0.26	0.26
4	45	810	----	882.22	700	0.0243	0.53	0.59	0.59
5	60	1080	----	882.22	700	0.0243	0.95	1.04	1.04
6	75	1350	----	882.22	700	0.0243	1.48	1.63	1.63
7	90	1620	----	882.22	700	0.0243	2.14	2.35	2.35
8	105	1890	----	882.22	700	0.0243	2.91	3.20	3.20
9	120	2160	----	882.22	700	0.0243	3.80	4.18	4.18
10	135	2430	----	882.22	700	0.0243	4.81	5.29	5.29
11	150	2700	----	882.22	700	0.0243	5.94	6.53	6.53

V.7.10 Refoulement piquage E– piquage F

Tableau V.7: Courbe caractéristique de la conduite (piquage E – piquage F).

N°	Q (m ³ /h)	18Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	Hc (m)
1	0	0	----	794.37	600	0.0253	0.00	0.00	0.00
2	15	270	----	794.37	600	0.0253	0.12	0.13	0.13
3	30	540	----	794.37	600	0.0253	0.48	0.53	0.53
4	45	810	----	794.37	600	0.0253	1.08	1.19	1.19
5	60	1080	----	794.37	600	0.0253	1.93	2.12	2.12
6	75	1350	----	794.37	600	0.0253	3.01	3.31	3.31
7	90	1620	----	794.37	600	0.0253	4.34	4.77	4.77
8	105	1890	----	794.37	600	0.0253	5.90	6.49	6.49
9	120	2160	----	794.37	600	0.0253	7.71	8.48	8.48
10	135	2430	----	794.37	600	0.0253	9.76	10.73	10.73
11	150	2700	----	794.37	600	0.0253	12.05	13.25	13.25

V.7.11 Refoulement piquage F– R. tampon d’Ouled Fayet

Tableau V.8: Courbe caractéristique de la conduite (piquage F – R.tampon).

N°	Q (m ³ /h)	18Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{éco} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _T (m)	Hc (m)
1	0	0	72	4354.35	500	0.0267	0.00	0.00	72.00
2	10	180	72	4354.35	500	0.0267	0.77	0.84	72.84
3	20	360	72	4354.35	500	0.0267	3.07	3.38	75.38
4	30	540	72	4354.35	500	0.0267	6.91	7.60	79.60
5	40	720	72	4354.35	500	0.0267	12.29	13.52	85.52
6	50	900	72	4354.35	500	0.0267	19.20	21.12	93.12
7	60	1080	72	4354.35	500	0.0267	27.65	30.42	102.42
8	70	1260	72	4354.35	500	0.0267	37.64	41.40	113.40
9	80	1440	72	4354.35	500	0.0267	49.16	54.08	126.08
10	90	1620	72	4354.35	500	0.0267	62.22	68.44	140.44
11	100	1800	72	4354.35	500	0.0267	76.81	84.49	156.49

La courbe caractéristique de la pompe, la courbe caractéristique résultante de la conduite et le point de fonctionnement sont représentés dans la figure suivante :

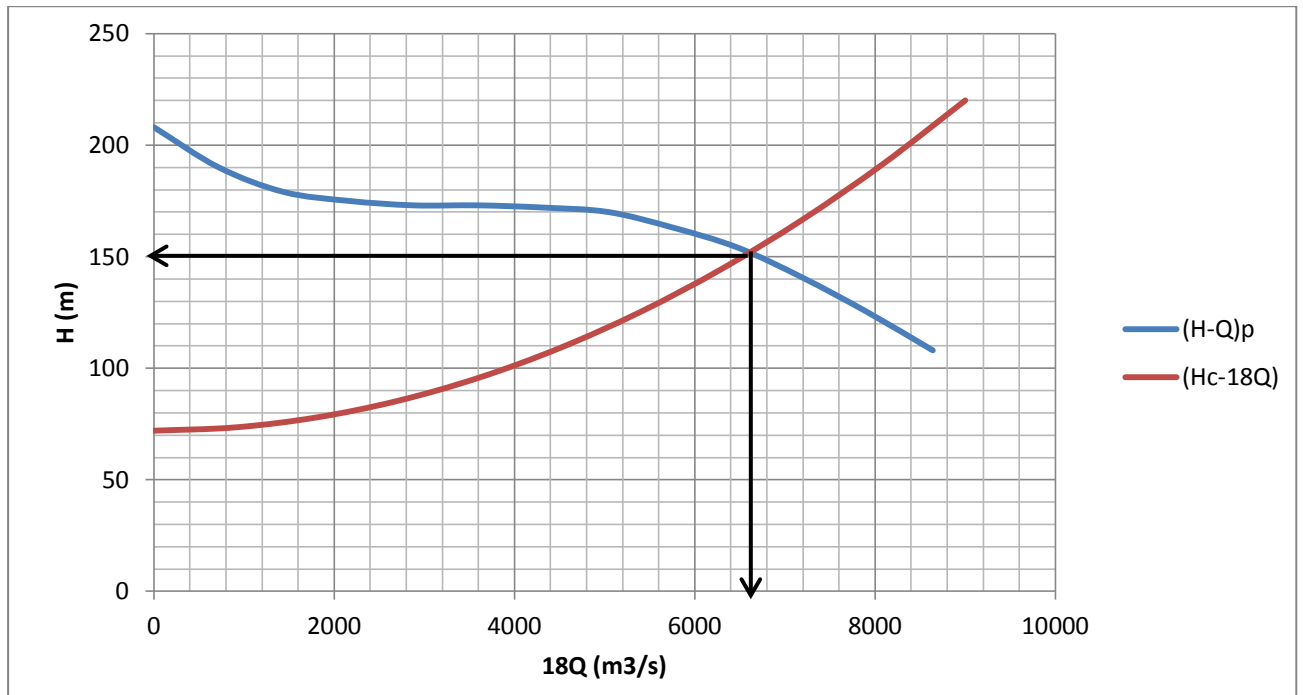


Figure V.4: Point de fonctionnement des pompes de la station de pompage projetée.

Avec :

(H-Q)_p : la courbe caractéristique résultante des pompes.

(H_c-18Q)_c : la courbe caractéristique résultante de la conduite.

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 6600 \text{ m}^3 / \text{h} < Q_{app} = 6840 \text{ m}^3 / \text{h} \\ H_{Pf} = 150 \text{ m} > H_{app} = 147.78 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

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

V.8 Modes de réglage

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

a) Débit disponible > Débit appelé

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

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

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{inst}^{ap.van} = \eta_{inst}^{av.van} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + H_v} \quad (V.4)$$

$\eta_{inst}^{ap.van}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{inst}^{av.van}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

h_v : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée en (m).

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

H'_c : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (m).

- ✓ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).
- ✓ **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \tag{V.6}$$

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

- ✓ **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.
- ✓ **Rognage** : C'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

Détermination du rendement de rognage

q : débit appelé par la pompe

Q : débit du point de fonctionnement

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

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

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

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

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

En outre

$$\frac{Q}{q} = \left[\frac{D}{d} \right]^2 \Rightarrow D = d \cdot \sqrt{\frac{q}{Q}} \tag{V.7}$$

Avec :

- q : débit appelé par la pompe (m³/s)
- Q : débit du point de fonctionnement (m³/s)
- d : diamètre de la roue à rogner (mm)
- D : diamètre de la roue après rognage (mm)

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

Avec:

m : coefficient de rognage.

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

b) Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit :

- ✓ **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- ✓ **Quantitatif** : ouverture partielle des robinets vannes pour diminuer les pertes de charge et augmenter le débit refoulé par la pompe, si c'est possible.
- ✓ **Changement de type de pompe.**

Remarque

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

Dans notre cas, le mode de réglage à étudier est :

- Le mode de réglage qualitatif.

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

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

La nouvelle vitesse de la pompe sera

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 1750 * \frac{6840}{6600} = 1814 \text{ Tr/min}$$

N: la vitesse initiale de la pompe.

n: la nouvelle vitesse de la pompe.

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

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q^2_{app}} = \frac{147.78}{6840^2} = 3.15 * 10^{-6}$$

Le rendement après la similitude est : **78.8 %**

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 147.78 * 6840}{0,788 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = 3495.52 \text{ KW}$$

Conclusion

On opte pour un réglage qualitatif (augmentation de la vitesse de rotation) car le $Q_{app} > Q_{Pf}$

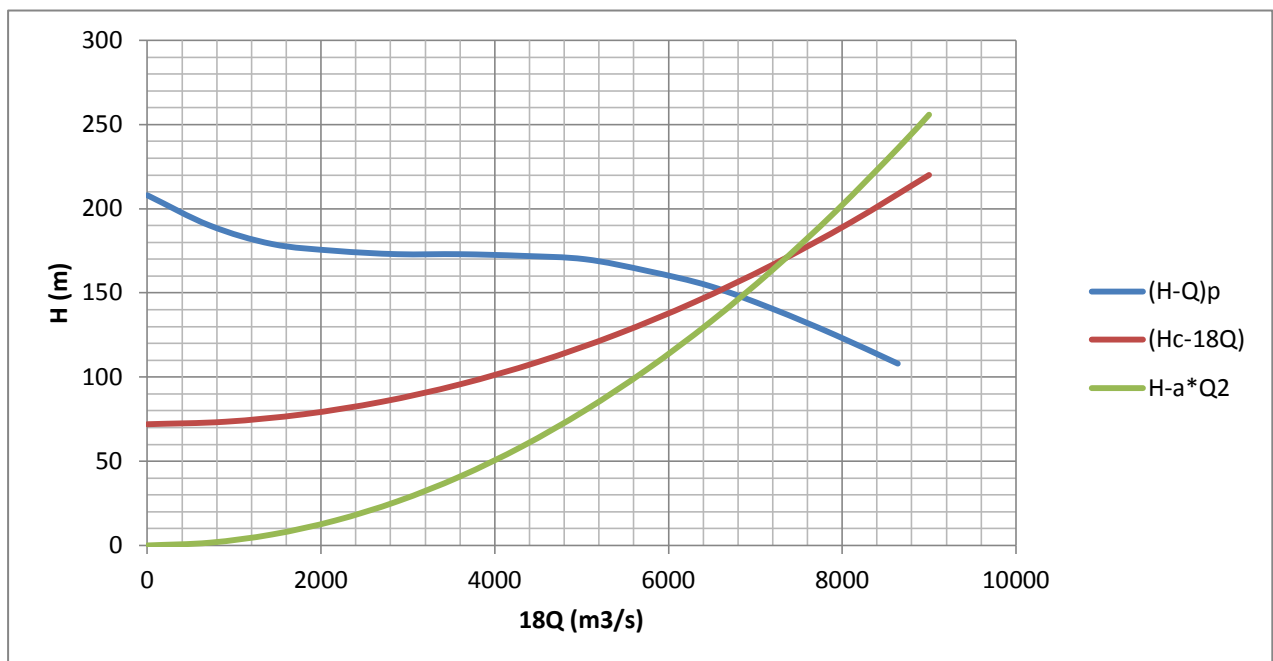


Figure V.5: mode de réglage qualitatif.

V.9 Choix du moteur électrique

V.9.1 Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation.

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

V.9.2 Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 60Hz ;
- Tension nominale : 460V ;
- vitesse nominale : 1750tr/min ;
- Nombre de pôles : 4 ;
- Puissance nominal : 355Kw ;
- Courent nominal : -A ;
- Type de moteur : 3~ ;
- Classe d'isolation F ;
- Degré de protection IP 55.

V.10 Etude de la cavitation [4]

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

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$$

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

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

$$(\text{NPSH})_d = (\text{NPSH})_r + r \quad (\text{V.8})$$

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

Pour notre calculs, on prend : $r = 0,3$ m.

V.10.1 Les effets de la cavitation

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

V.10.2 Calcul de la hauteur d'aspiration admissible

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 à faire à une installation en charge au niveau de la station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - \frac{P_{atm}}{\rho \times g} + T_v + \frac{V_{asp}^2}{2 \times g} + \sum \Delta H_{asp} \quad (V.9)$$

V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

P_{at} : pression atmosphérique (mCE).

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 \times H \quad (V.10)$$

Avec : H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau.

Tableau V.15 : 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 (mCE)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

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

Δh_{asp} : Perte de charge totale du côté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V.11)$$

Δh_{asp}^{lin} Elle sera estimée par :
$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} \quad (V.12)$$

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,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (V.13)$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

V .11 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.

Pour les installations en charge :
$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V.14)$$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m).

r : marge de sécurité, r = (0,1 – 0,3) m.

Station de pompage SAHAL

- ✓ La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 5.75m$.
- ✓ La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 180.5 = 10.08 m$.
- ✓ La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ C$: $T_v = 0,24 mCE$
- ✓ Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN1$

Donc : $D_a = 1,2 * 150 \Rightarrow D_a = 180mm$

✓ La vitesse d'aspiration :
$$V_a = \frac{4 * 380}{3,14 * 0,18^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 4.15m / s$$

✓ La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 30}{1000} = 0.3m$$

✓ La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,12 * 0,3 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,336m$

✓ La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 5.75 + 0,3 + 0.24 + \frac{4.15^2}{2 * 9.81} - 10.08 + 0,336 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = -3.01 \text{ m}$$

- changement de type d'installation.

Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,08 - 0,3 - 0.24 - \frac{4.15^2}{2 * 9.81} - 5.75 - 0,336 = 3.01m$$

$$\text{La c\^ote de l'axe de la pompe : } \nabla_{axe} = 180.5 + 3.01 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 183.41m$$

Conclusion

Pour notre projet, nous avons une station de pompage le long de notre chaine, \u00e9quip\u00e9e Par des pompes centrifuges multicellulaires a axe horizontales type CAPRARI .Ces pompes seront entra\u00een\u00e9es par des moteurs \u00e9lectriques asynchrones triphas\u00e9s de m\u00eame 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.

CHAPITRE VI

PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER ET LA CORROSION

Introduction

La protection contre le régime transitoire et la corrosion est nécessaire pour toutes les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement posées en terre et même pour les réseaux de distribution. Ces conduites sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

Les conduites en acier sont les plus sensibles à la corrosion que les conduites en fonte, dans notre projet d'étude nous avons opté pour des conduites en fonte, mais il est nécessaire de citer quelques types de corrosion avec leur remède.

VI.1 Protection de l'adduction contre la corrosion

VI.1.1 Définition de la corrosion [6]

La corrosion est le phénomène de dégradation d'un substrat métallique, sous l'action du milieu ambiant. Elle correspond au retour de la matière à son état le plus stable. Dans le cas du fer, par exemple, la forme stable dans la nature n'est pas le métal mais l'oxyde, c'est pourquoi une pièce en acier exposée sans protection à une atmosphère humide tend à se transformer en rouille (oxyde de fer hydraté).

Les phénomènes de corrosion sont généralement classés en deux grandes catégories :

- ✓ la corrosion électrochimique (ou corrosion humide).
- ✓ la corrosion à haute température (ou corrosion sèche).

VI.1.2 Facteurs de la corrosion

La corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison soit :

- Certains éléments transportés par l'eau, qui ont des effets importants sur la corrosion.
- Le PH d'eau qui dépend de la teneur en gaz dessous tel que le CO₂ et H₂S a une influence sur la corrosion.
- La variation des températures entraîne de la corrosion, sachant que pour une variation de 30°C, le taux de corrosion est multiplié deux fois, jusqu'à trois.
- Le type de métal, sachant que l'acier favorise la corrosion.
- Lorsqu'il existe une hétérogénéité soit dans le métal soit dans le milieu qui l'environne (ou les deux). Cette hétérogénéité va produire une différence de potentiel entre différents points du métal et si ce matériau se trouve dans un milieu électrolysable, il y aura formations des piles qui vont débiter dans la masse métallique, car elles sont en court-circuit. Les zones anodiques sont corrodées et disparaissent c'est la corrosion électrochimique.

VI.1.3 Corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau. Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des Canalisations par formation de cratères qui mènent à une perforation, ou à une attaque sous forme de couche de rouille croûteuse ou filandreuse, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

VI.1.4 Corrosion interne

Il arrive que les eaux fortement minéralisées provoquent, dans les canalisations, des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et il en résulte des attaques locales du métal et éventuellement, des perforations.

La présence de fer dans l'eau, même à des doses inférieures à 0,10 mg/l, peut, également, être la cause de perforation. En flocculant sous forme d'oxyde, il constitue des dépôts, donc des piles très actives. Il apparaît, sous chaque concrétion, une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

En vue de remédier aux inconvénients signalés ci-dessus, il est indispensable, tout d'abord, d'exiger un revêtement très soigné des canalisations.

Par ailleurs, on devra étudier soigneusement notre canalisation de façon à éviter les faibles vitesses. L'exécution des travaux devra être ensuite attentivement faite.

VI.1.5 Moyens de lutte contre la corrosion

La lutte contre la corrosion englobe les méthodes suivantes :

- ✓ Protection par revêtement.
- ✓ Protection cathodique.

VI.1.5.1 Protection par revêtement

Les revêtements externes des conduites comportent toute une partie des éléments suivants :

- Une couche primaire.
- Une ou plusieurs couches protectrices anticorrosives.
- Une couche de protection mécanique complémentaire si nécessaire.

Les divers éléments type de revêtements utilisables sont les suivants :

- Liants hydrocarbonés.
 - ✓ Bitume de pétrole.
- Thermoplastique (polyéthylène- polypropylène).
 - ✓ Bicouches.
 - ✓ Tri couches.
- Bandes adhésives

VI.1.5.2 Protection cathodique

La protection cathodique peut être efficace et ne concerne que les ouvrages enterrés ou immergés. Cette catégorie représente par ailleurs la grande majorité des problèmes de corrosion rencontrés car liée à la présence de l'eau au contact des métaux. C'est le cas en particulier des environnements naturels, tels que les eaux douces, l'eau de mer ou les sols. C'est aussi le cas de la plupart des milieux liquides de l'industrie, ainsi que des gaz conduisant à des condensations liquides contenant de l'eau (seulement si l'eau est acide ou contient de l'oxygène dissous).

VI.1.5.3 principaux types de protection contre la corrosion extérieure et intérieure

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont les suivants:

- Couche de zinc avec revêtement.
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement.
- Revêtement en mortier de ciment armé.
- Revêtement en polyéthylène.

Les principaux types de protection contre la corrosion intérieure sont les suivants :

- Revêtement intérieur au mortier de ciment.
- Revêtement intérieur en polyuréthane.

VI.2 Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.2.1 Définition

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

VI.2.2 Les causes du coup de bélier

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes électropompes.

- Démarrage d'un ou plusieurs groupes électropompes.
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement.

VI.2.3 Les risques dus aux coups de bélier

- **Fortes pression** : les coups de bélier provoquent des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression initiale) plus (surpression) est supérieure à la pression maximale admissible de la conduite, il peut y avoir fissuration de cette dernière, et dislocation des joints.
- **pressions négatives** : une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si cette pression devient inférieure à -10 mCE, il se produit une implosion de la conduite, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection
- **Fatigue de la conduite**: comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

VI.2.4 Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Nous considérons dans un système analogue à notre système, une adduction gravitaire reliant deux réservoirs où il circule un débit Q avec une vitesse donnée (l'adduction est munie d'un robinet vanne en aval) pour faire une analyse physique du phénomène du coup de bélier.

Supposons qu'il se produit une fermeture brusque du robinet vanne cette dernière provoque un phénomène oscillatoire qui peut être décrit en quatre phases :

➤ **1^{ère} phase**

Après la fermeture brusque du robinet vanne, Une onde de surpression prend naissance au niveau de la vanne et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (l) avec une célérité (c).

Au bout de ce temps la conduite est en surpression et le temps mis par l'onde est (l/c).

➤ **2^{ème} phase**

La naissance d'une onde de dépression reprend la conduite à son diamètre primitif vu qu'elle a une certaine élasticité au bout d'une certaine période (l/c) ce qui fait au total ($2l/c$) depuis l'origine du phénomène, et toute l'eau de la conduite va se diriger vers le réservoir (vidange de la conduite).

➤ **3^{ième} phase**

Le contact de la première tranche d'eau avec le robinet vanne pour la deuxième fois donne naissance d'une onde de dépression, entraînant une contraction de toute la conduite, au bout d'une nouvelle période (l/c) ce qui fait ($3l/c$) depuis l'origine.

➤ **4^{ième} phase**

Grâce à l'élasticité de la conduite, cette dernière reprend de proche en proche sa forme initiale allant du réservoir vers le robinet de vanne, au bout d'un nouveau temps (l/c) ce qui fait ($4l/c$) depuis l'origine, nous retrouvons dans la même situation qu'au début de l'étude du phénomène. Ce phénomène se produirait indéfiniment s'il n'est pas freiné par les pertes de charge.

VI.2.5 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

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

a. Réservoirs d'air

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

b. Cheminée d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

c. Soupape de décharge

C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d. Volant d'inertie

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Remarque : Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VI.2.6 Les réservoirs d'air

VI.2.6.1 Principe de fonctionnement du réservoir d'air

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 initiale.

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 d'une manière cyclique.

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 dimensionné le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydrauliques et techniques de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

VI.2.6.2 rôles des réservoirs d'air

- Atténuer les surpressions et les dépressions pour réduire la fatigue de la conduite.
- Alimentation de la veine liquide après arrêt du groupe.

Il en résulte donc une succession de surpressions et de dépressions jusqu'à amortissement de phénomène par les pertes de charge et l'organe d'étranglement.

Il sera donc nécessaire de disposer à la cloche un étranglement qui amortira rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche.

Comme étranglement, on distingue :

- Un diaphragme ;
- Une tuyère ;
- Un clapet à battant percé.

Les organes d'étranglement sont disposés sur une tubulure reliant le réservoir à air à la conduite. Ils sont montés avec des brides, ce qui permet de les rectifier au besoin si les résultats obtenus ne sont pas corrects.

Un robinet vanne permet d'isoler le réservoir d'air de la conduite, en cas de besoin.

VI.2.6.3 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.

Pour assurer la protection de la conduite de refoulement de notre adduction contre les phénomènes transitoires, on propose deux méthodes de calcul :

✓ Méthode de Vuibert

La méthode de Vuibert 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.

✓ Méthode de Bergeron

La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Calcul du volume du réservoir d'air par la méthode de Vuibert

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
- Abstraction des pertes de charge dans les conduites.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

On calculera la célérité d'onde donnée en (m/s) à l'aide de la formule améliorée par SALAH Boualem pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - v_m^2) \cdot (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - v_s)}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

C : Célérité en [m/s]

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m=0,3$ (fonte)

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s=0,33$

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite; $E_m = 1 \cdot 10^{11}$ Pascal

E_s : Module de Young du sol considéré $E_s = 2 \cdot 10^8$ Pascal.

1. La charge tenant compte du coup de bélier

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \tag{VI.2}$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue

$$Z_0 = Hg + 10$$

3. La charge maximale absolue

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

D'où :

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

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \tag{VI.3}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI.1: Les caractéristiques de la conduite de refoulement.

Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V ₀ (m/s)	L (m)	Hg (m)
Fonte	1400	1.54	1.23	2741.62	77.4

Calcul de la célérité d'onde C :

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

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

K (Pa)	ρ (kg/m³)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa)	E_m (Pa)	e_m (m)	C (m/s)
2,07×10 ⁹	1000	0,7	0,3	0,33	2×10 ⁸	1×10 ¹¹	0,0171	931.063

Calcul des capacités des différents réservoirs d'air

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau VI.3: Calcul de volume de réservoir d'air.

Z_0 (m)	Z_{max} (m)	V_0 (m/s)	g (m/s²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$ *10⁻⁴	$\frac{U_0}{L \times S}$ *10⁻³	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	U_0 (m³)	U_{max} (m³)	$V_{normalisé}$ (litre)
87.4	204.14	1.23	9.81	0.0771	0.00088	4.5	0.54	18.999	35.18	35000

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu deux moyens de protection contre le régime transitoire et la corrosion. Pour le régime transitoire on arrive à prendre un réservoir d'air d'une capacité égale 35000 litres d'air pour la conduite de refoulement.

Pour la corrosion nous avons adopté à un revêtement zingué complété par un vernis bituminé.

Le zinc génère une protection active et cicatrisante par formation de sulfates de zinc à l'endroit des éraflures provoquées par les chocs et les manutentions.

Le vernis bitumineux qui recouvre la protection zinguée a pour fonction de ralentir la vitesse d'auto-corrosion du zinc qui peut ainsi se transformer en une pellicule corrosive plus stable, devenant ainsi un facteur de protection passive.

CHAPITRE VII

POSE DES CANALISATIONS ET ACCESSOIRES

Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement entretenues et protégées.

Le but de ce chapitre est de déterminer les étapes nécessaires pour une pose de canalisation pour une bonne réalisation de l'étude, ainsi que les différents accessoires placés le long de l'adduction pour assurer un bon fonctionnement et protéger l'adduction.

VII.1 Pose des canalisations

VII.1.1 Le principe de pose des canalisations [5]

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés sont :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

Les conduites sont posées généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite.

La pose se fait selon les étapes suivantes :

➤ Aménagement du lit de pose

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé. Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.

Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

➤ La mise en place des canalisations

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;

- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

➤ **Assemblage des conduites**

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

➤ **Construction des regards**

Les regards sont généralement de forme carrée, leurs dimensions varient en fonction des conduites. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;
- Ferrailage du radier de regard ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle.

➤ **Remblai des tranchées**

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VII.1.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

VII.1.3 Pose de canalisation dans un mauvais terrain

a) Cas d'un terrain peu consistant

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

b) Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à 1500 Ω .cm ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapée la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des

bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m.

VII.1.4 Pose de canalisation en galerie

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous oblige à placer la conduite dans une en galerie. Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chaine) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route.

VII.1.5 Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

VII.1.6 Pose en pente

Au-delà d'une certaine pente, les frottements entre la canalisation 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'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Par simplification, on retiendra qu'il convient d'ancrer une conduite lorsque la déclivité dépasse :

- 20 % pour une conduite aérienne.
- 25 % pour une conduite enterrée.

La pose en pente d'une canalisation en fonte ductile peut être faite de deux façons :

- En réalisant des massifs en béton pour chaque tuyau.
- En réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

VII.2 Accessoires

Le long d'une canalisation, divers organes 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 Robinets vannes

Les robinets-vannes sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvre lente, pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue par une rotation de 90^0 de la partie tronconique.

a) Robinets-vanne à opercule

Ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon.

De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule quand on veut les manœuvrer à partir de la position fermée.

b) Vannes papillons

Peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. et à partir d'un certain diamètre (200 à 300 mm) les robinets vannes des deux types sont généralement motorisés.



Figure VII.1: Robinets vanne à opercule.



Figure VII.2: Robinets vanne papillon.

VII.2.2 Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VII.2.3 Ventouses

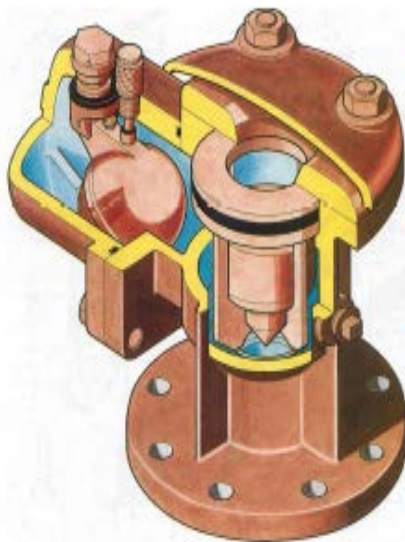
La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré, le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc.

Ces appareils se placent au niveau des point hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment du remplissage, soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

Type des ventouses

Il existe deux types de ventouse :

- a) **ventouse simple** : assure le dégazage des conduites à haute pression.
- b) **ventouse à deux orifices** réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure VII.3: Les différents types de ventouses.

VII.2.4 Clapets de retenue

Ils sont destinés à empêcher la circulation en retour. Leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On en trouve également sur les canalisations de distribution.

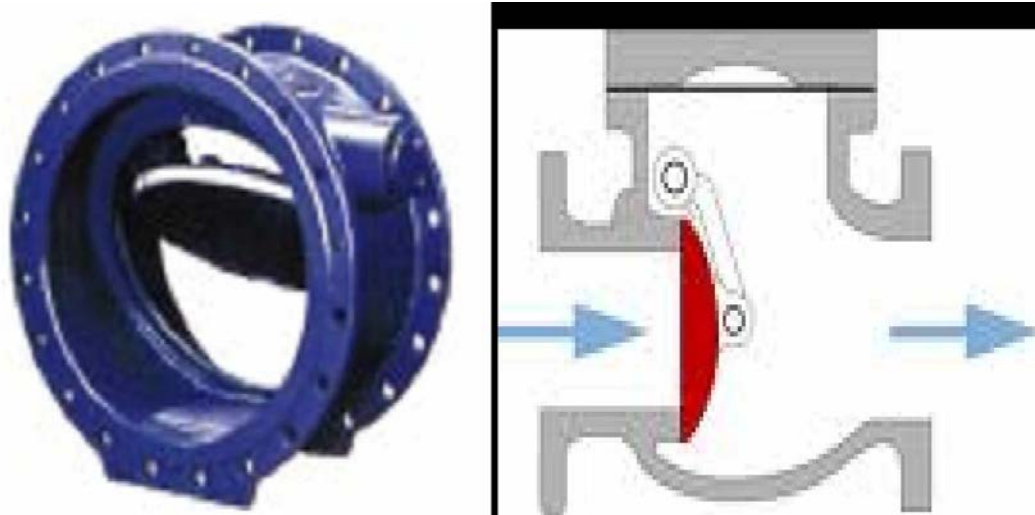


Figure VII.4 : Clapet anti retour.

VII.2.5 Organes de mesures

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

➤ **manomètres à aiguilles**

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.



Figure VII.5 : Manomètre à aiguilles.

➤ **manomètres à soufflet**

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffage.

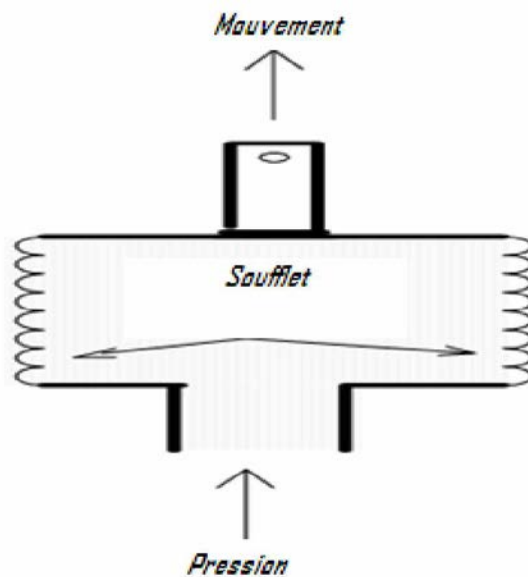


Figure VII.6: Manomètre à soufflet

VII.2.6 Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- Un soutirage ou ajout d'un débit.
- Raccordement de deux conduites de diamètres différents.
- Raccordement des appareils.
- Le montage et le démontage des accessoires.
- Le bon fonctionnement du réseau.

1) 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. On distingue des coudes à angle droit et à angle obtus.

2) Cônes

Les cônes permettent le raccordement de diamètres différents :

- Soit deux conduites de diamètres différents.
- Soit un appareil à une conduite de diamètres différents.

3) 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.

4) 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.2.7 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. 8 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.

Conclusion

Après le dimensionnement de l'adduction on remarque qu'on a une adduction à diamètre variable, la largeur et la profondeur de la tranchée seront variables le long du tracé. Pour assurer un bon fonctionnement de l'adduction l'installation des accessoires est indispensable.

Les différents accessoires qui seront installés sont :

- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- Les vannes de décharge au point bas de canalisation.
- Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- Les vannes survitesse (à papillon) à chaque sortie de réservoirs.
- Les vannes à opercule (à fermeture lente) à chaque entrée de réservoir et la coté aval des pompes.
- Les joints GIBAULTS à chaque sortie de réservoir, et de préférable à proximité de chaque organe (les vannes, ventouse,....)
- Les joints élastomères (caoutchouc) pour le raccordement entre deux conduites.
- Les manomètres à chaque côté amont et aval des pompes.
- un débitmètre a la partie aval des pompes (coté de refoulement).

CHAPITRE VIII

ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à rechercher constamment, la meilleure façon d'utiliser économiquement la main d'œuvre et les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Cette organisation consiste donc à définir et à coordonner les moyens nécessaires de la réalisation de l'ouvrage tout en restant fidèle aux directives générales imposées par le maître d'ouvrage.

VIII.1 Différents travaux à entreprendre

VIII.1.1 Travaux concernant l'adduction

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

- **Exécution des tranchées**

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

- **Construction des regards**

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

- **Pose du lit de sable**

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

- **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.

- **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.

- **Remblayage des tranchées**

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

- **Nivellement et compactage**

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

VIII.1.2.Travaux concernant la station de pompage

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

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

VII.1.3 Travaux concernant les réservoirs

On détermine les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir. Etant donné que notre zone d'étude comprend sept réservoirs et un château d'eau.

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

VIII.2 Calcul des volumes des travaux

VIII.2.1 calcul des volumes des travaux de l'adduction

VIII.2.1.1 Déblais d'excavation

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

$$S_{exc} = b * h \quad (VIII.1)$$

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.

- **La profondeur de la tranchée**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.
Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (VIII.3)$$

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 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,10$ m.

• **Largueur de la tranchée**

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

$$b = D + (0,3 \times 2)$$

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m).

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

tronçons	L(m)	D(mm)	b(m)	H _{tr} (m)	S _D (m ²)	V _D (m ³)
SP SAHEL - A	2741.62	1400	2	2.5	5	13708.10
A - B	1317.95	1200	1.8	2.3	4.14	5456.31
B - C	2242.38	900	1.5	2	3	6727.14
C - D	3925.81	900	1.5	2	3	11777.43
D - E	882.22	700	1.3	1.8	2.34	2064.39
E - F	794.37	600	1.2	1.7	2.04	1620.51
F – R.Ouled fayet	4354.35	500	1.1	1.6	1.76	7663.66
A – R. Mahelma	40	400	1	1.5	1.5	60.00
B – R.VNSA	115	700	1.3	1.8	2.34	269.10
C – R. Rahmania	90	200	0.8	1.3	1.04	93.60
D – R.Douera	3187.23	500	1.1	1.6	1.76	5609.52
E – R. souidania	3678.33	300	0.9	1.4	1.26	4634.70
F – CE. Baba Hassen	2702	400	1	1.5	1.5	4053.00
volume Total						63737.47

VIII.2.1.2 Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 10cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L \quad (VIII.4)$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 10 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

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

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

tronçons	L(m)	D (mm)	b (m)	e (m)	V (m ³)
SP SAHEL - A	2741.62	1400	2	0.1	548.324
A - B	1317.95	1200	1.8	0.1	237.231
B - C	2242.38	900	1.5	0.1	336.357
C - D	3925.81	900	1.5	0.1	588.8715
D - E	882.22	700	1.2	0.1	105.8664
E - F	794.37	600	1.1	0.1	87.3807
F – R.Ouled fayet	4354.35	500	1	0.1	435.435
A – R. Mahelma	40	400	0.9	0.1	3.6
B – R.VNSA	115	700	1.3	0.1	14.95
C – R. Rahmania	90	200	0.8	0.1	7.2
D – R.Douera	3187.23	500	1.1	0.1	350.5953
E – R. souidania	3678.33	300	0.9	0.1	331.0497
F – CE. Baba Hassen	2702	400	0.9	0.1	243.18
Volume total					3290.0406

VIII.2.1.3 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 :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (VIII.5)$$

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.2.1.4 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.

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{VIII.6})$$

S_c : section de la conduite (m^2) ;
 D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VIII.7})$$

V_c : volume de la conduite (m^3) ;

Tableau VIII.3:calcul du volume des conduites.

tronçons	L(m)	D (mm)	S (m^2)	V (m^3)
SP SAHEL - A	2741.62	1400	1.539	4218.257
A - B	1317.95	1200	1.130	1489.811
B - C	2242.38	900	0.636	1425.817
C - D	3925.81	900	0.636	2496.226
D - E	882.22	700	0.385	339.346
E - F	794.37	600	0.283	224.489
F – R.Ouled fayet	4354.35	500	0.196	854.541
A – R. Mahelma	40	400	0.126	5.024
B – R.VNSA	115	700	0.385	44.235
C – R. Rahmania	90	200	0.031	2.826
D – R.Douera	3187.23	500	0.196	625.494
E – R. souldania	3678.33	300	0.071	259.874
F – CE. Baba Hassen	2702	400	0.126	339.371
volume total				12325.311

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VIII.8})$$

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.

$$V_r = 63737.47 - 3290.04 - 12325.311 = 48122.119 \text{ m}^3$$

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

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	63738
2	Lit de sable	m ³	3290
3	Les conduites	ml	12326
4	Remblais	m ³	48123

VIII.3 Les engins

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un Bulldozer ;
- Un chargeur ;
- Matériels de compactage;
- La niveleuse ;
- Les décapeuses ;
- Les engins de transport des matériaux.

VIII.3.1 Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

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

- ✓ Godet normal pour travail en butée.
- ✓ Godet retro pour travail en fouille et en tranché.
- ✓ Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- ✓ Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- ✓ Dragline pour travail en fouille.

Un tel engin pouvant également travailler comme grue ou recevoir un équipement spécial de sonnette pour le battage des pieux, permet donc sept emplois différents.

Dans notre cas nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.

Pour une pelle équipée en retro ou pelle fouilleuse la flèche et le bras sont simplement articulés l'un sur l'autre.

VIII.3.2 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.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).

VIII.3.3 Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.

VIII.3.4 Matériels de compactage

Après les travaux de réalisation des semelles et les demi-poteaux il faut faire le remblayage de la fouille et le bien compacté. Même chose pour le remblayage des cases entre les longrines, donc on a besoin d'un engin de compactage. Et puisque la station de pompage a une petite surface on peut utiliser les compacteurs à main. Mais sachant qu'on a d'autres travaux de compactage avec un volume important (compactage de la tranchée de la conduite) d'où on a besoin d'un compacteur avec un rendement important. On utilise alors un compacteur à rouleau lisse.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

Le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

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

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous avons cernées les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir:

- ✓ L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- ✓ La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers les localités concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2030, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 338105 habitants.

Les besoins en eau potable des localités concernées par le projet sont estimés de $136909.37 \text{ m}^3/\text{j}$ afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Une station de pompage (SAHAL) est composée de 18 pompes fonctionnant en parallèle avec trois pompes de secours. Chaque pompe refoule un débit de $380 \text{ m}^3/\text{h}$, à une HMT de 250.46 m.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, on a deux réservoirs tampons, la capacité de chaque réservoir est de 2500 m^3 , un château d'eau de capacité de 1500 m^3 et quatre réservoirs.

Au long du réseau d'adduction par refoulement, qui est de longueur de 16258m, on place des ventouses à chaque point haut pour évacuer les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

Concernant le phénomène transitoire, on a opté un réservoir d'anti-bélier d'une capacité 35000 litres pour protéger les conduites et les pompes contre ce phénomène. Même aussi on a choisi des conduites en fonte ductile avec un revêtement extérieure de ZINC et d'une couche de peinture bitumineuse permet de protéger la conduite pendant un temps de service assez long pour tous les tronçons du projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références Bibliographiques

- [1] M.CARLIER « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles.Paris
1972 .289 p.
- [2] B.SALAH « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH. Blida, 1993
11, 27, 29,31, 35, 36, 37,128 p.
- [3] A. DUPONT « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris.1977
237, 260,267, 275,280, 287, 319, 322, 323, 326 p.
- [4] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement», Tome I.
205, 206,207 p.
- [5] H. GODART « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I.
C5195, 10, 16, 18, 25 p.
- [6] M. MEUNIER « les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous
pression » édition dunod, paris.1950. 77 p.

Catalogues

- [7] Catalogue des conduites en fonte ductile SERTUBI.
- [8] CAPRARI « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [9] CHARLATTE « Réservoirs hydraulique ».

ABREVIATIONS

AEP : Alimentation en Eau Potable.

VNSA : Ville Nouvelle de Sidi Abdallah.

SP : Station de Pompage.

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques.

ONS : Office National de la Statistique.

SEAAL : Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger.

l/s : Litre par seconde.

mCE : Mètre de Colonne d'Eau.

m³/j : Mètre cube par jour.

m³/h : Mètre cube par heure.

m³/s : Mètre cube par seconde.

Q : *Débit.*

R : Réservoir.

CE : Château d'Eau.

CTP : Cote Trop-plein.

CR : Cote Radier.

NGA : Nivellement Général d'Algérie.

ML : Mètre linéaire.

ANNEXES

Annexe II

Annexe II.1: la fraction horaire du débit maximum journalier.

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe II.2.1 : Variation du débit horaire pour la commune d'Ouled Fayet.

Heure	Consommation		Cumul de la consommation	
	(%)	(m ³ /h)	%cum	Q (m ³ /h) cum
0-1	1,5	352,73	1,50	352,73
01-02	1,5	352,73	3,00	705,46
02-03	1,5	352,73	4,50	1058,18
03-04	1,5	352,73	6,00	1410,91
04-05	2,5	587,88	8,50	1998,79
05-06	3,5	823,03	12,00	2821,81
06-07	4,5	1058,18	16,50	3879,99
07-08	5,5	1293,33	22,00	5173,32
08-09	6,25	1469,69	28,25	6643,02
09-10	6,25	1469,69	34,50	8112,71
10-11	6,25	1469,69	40,75	9582,40
11-12	6,25	1469,69	47,00	11052,10
12-13	5	1175,75	52,00	12227,85
13-14	5	1175,75	57,00	13403,60
14-15	5,5	1293,33	62,50	14696,93
15-16	6	1410,91	68,50	16107,84
16-17	6	1410,91	74,50	17518,75
17-18	5,5	1293,33	80,00	18812,08
18-19	5	1175,75	85,00	19987,83
19-20	4,5	1058,18	89,50	21046,01
20-21	4	940,60	93,50	21986,61
21-22	3	705,45	96,50	22692,07
22-23	2	470,30	98,50	23162,37
23-24	1,5	352,73	100,00	23515,09

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune d'Ouled Fayet est de **1469.69m³/h** et survient entre 08 h et 12h.

Annexe II.2.2 : Variation du débit horaire pour la commune de Mahelma.

Heure	Consommation		Cumul de la consommation	
	(%)	(m ³ /h)	%cum	Q (m ³ /h) cum
0-1	1,5	168,26	1,50	168,26
01-02	1,5	168,26	3,00	336,52
02-03	1,5	168,26	4,50	504,79
03-04	1,5	168,26	6,00	673,05
04-05	2,5	280,44	8,50	953,49
05-06	3,5	392,61	12,00	1346,10
06-07	4,5	504,79	16,50	1850,90
07-08	5,5	616,97	22,00	2467,86
08-09	6,25	701,10	28,25	3168,96
09-10	6,25	701,10	34,50	3870,06
10-11	6,25	701,10	40,75	4571,16
11-12	6,25	701,10	47,00	5272,25
12-13	5	560,88	52,00	5833,13
13-14	5	560,88	57,00	6394,01
14-15	5,5	616,97	62,50	7010,98
15-16	6	673,05	68,50	7684,03
16-17	6	673,05	74,50	8357,09
17-18	5,5	616,97	80,00	8974,05
18-19	5	560,88	85,00	9534,93
19-20	4,5	504,79	89,50	10039,72
20-21	4	448,70	93,50	10488,42
21-22	3	336,53	96,50	10824,95
22-23	2	224,35	98,50	11049,30
23-24	1,5	168,26	100,00	11217,57

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Mahelma est de **701.1m³/h** et survient entre 08 h et 12h.

Annexe II.2.3 : Variation du débit horaire pour la commune de Rahmania.

Heure	Consommation		Cumul de la consommation	
	(%)	(m ³ /h)	%cum	Q (m ³ /h) cum
0-1	1,5	67,34	1,50	67,34
01-02	1,5	67,34	3,00	134,68
02-03	1,5	67,34	4,50	202,02
03-04	1,5	67,34	6,00	269,36
04-05	2,5	112,23	8,50	381,59
05-06	3,5	157,13	12,00	538,72
06-07	4,5	202,02	16,50	740,74
07-08	5,5	246,91	22,00	987,65
08-09	6,25	280,58	28,25	1268,23
09-10	6,25	280,58	34,50	1548,82
10-11	6,25	280,58	40,75	1829,40
11-12	6,25	280,58	47,00	2109,98
12-13	5	224,47	52,00	2334,45
13-14	5	224,47	57,00	2558,91
14-15	5,5	246,91	62,50	2805,83
15-16	6	269,36	68,50	3075,18
16-17	6	269,36	74,50	3344,54
17-18	5,5	246,91	80,00	3591,46
18-19	5	224,47	85,00	3815,92
19-20	4,5	202,02	89,50	4017,94
20-21	4	179,57	93,50	4197,51
21-22	3	134,68	96,50	4332,19
22-23	2	89,79	98,50	4421,98
23-24	1,5	67,34	100,00	4489,32

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Rahmania est de **280.58m³/h** et survient entre 08 h et 12h.

Annexe II.2.4 : Variation du débit horaire pour la commune de Souidania.

Heure	consommation		Cumul de la consommation	
	(%)	(m ³ /h)	%cum	Q (m ³ /h) cum
0-1	1,5	143,06	1,50	143,06
01-02	1,5	143,06	3,00	286,12
02-03	1,5	143,06	4,50	429,18
03-04	1,5	143,06	6,00	572,24
04-05	2,5	238,43	8,50	810,67
05-06	3,5	333,81	12,00	1144,48
06-07	4,5	429,18	16,50	1573,66
07-08	5,5	524,55	22,00	2098,22
08-09	6,25	596,08	28,25	2694,30
09-10	6,25	596,08	34,50	3290,39
10-11	6,25	596,08	40,75	3886,47
11-12	6,25	596,08	47,00	4482,55
12-13	5	476,87	52,00	4959,42
13-14	5	476,87	57,00	5436,29
14-15	5,5	524,55	62,50	5960,84
15-16	6	572,24	68,50	6533,08
16-17	6	572,24	74,50	7105,33
17-18	5,5	524,55	80,00	7629,88
18-19	5	476,87	85,00	8106,75
19-20	4,5	429,18	89,50	8535,93
20-21	4	381,49	93,50	8917,42
21-22	3	286,12	96,50	9203,54
22-23	2	190,75	98,50	9394,29
23-24	1,5	143,06	100,00	9537,35

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Rahmania est de **596.08m³/h** et survient entre 08 h et 12h.

Annexe II.2.5 : Variation du débit horaire pour la commune de Baba Hassen.

Heure	consommation		Cumul de la consommation	
	(%)	(m ³ /h)	%cum	Q (m ³ /h) cum
0-1	1,5	170,94	1,50	170,94
01-02	1,5	170,94	3,00	341,88
02-03	1,5	170,94	4,50	512,82
03-04	1,5	170,94	6,00	683,76
04-05	2,5	284,90	8,50	968,66
05-06	3,5	398,86	12,00	1367,52
06-07	4,5	512,82	16,50	1880,34
07-08	5,5	626,78	22,00	2507,12
08-09	6,25	712,25	28,25	3219,37
09-10	6,25	712,25	34,50	3931,62
10-11	6,25	712,25	40,75	4643,87
11-12	6,25	712,25	47,00	5356,12
12-13	5	569,80	52,00	5925,93
13-14	5	569,80	57,00	6495,73
14-15	5,5	626,78	62,50	7122,51
15-16	6	683,76	68,50	7806,27
16-17	6	683,76	74,50	8490,03
17-18	5,5	626,78	80,00	9116,81
18-19	5	569,80	85,00	9686,61
19-20	4,5	512,82	89,50	10199,43
20-21	4	455,84	93,50	10655,27
21-22	3	341,88	96,50	10997,15
22-23	2	227,92	98,50	11225,07
23-24	1,5	170,94	100,00	11396,01

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Baba Hassen est de **712.25m³/h** et survient entre 08 h et 12h.

Annexe II.2.6 : Variation du débit horaire pour la commune de Douéra.

Heure	consommation		Cumul de la consommation	
	(%)	(m ³ /h)	%cum	Q (m ³ /h) cum
0-1	3	825,00	3,00	825
01-02	3,2	880,00	6,20	1705,00
02-03	2,5	687,50	8,70	2392,51
03-04	2,6	715,00	11,30	3107,51
04-05	3,5	962,50	14,80	4070,01
05-06	4,1	1127,50	18,90	5197,52
06-07	4,5	1237,51	23,40	6435,02
07-08	4,9	1347,51	28,30	7782,53
08-09	4,9	1347,51	33,20	9130,04
09-10	5,6	1540,01	38,80	10670,04
10-11	4,8	1320,01	43,60	11990,05
11-12	4,7	1292,51	48,30	13282,55
12-13	4,4	1210,01	52,70	14492,56
13-14	4,1	1127,50	56,80	15620,06
14-15	4,2	1155,01	61,00	16775,07
15-16	4,4	1210,01	65,40	17985,07
16-17	4,3	1182,51	69,70	19167,58
17-18	4,1	1127,50	73,80	20295,08
18-19	4,5	1237,51	78,30	21532,59
19-20	4,5	1237,51	82,80	22770,10
20-21	4,5	1237,51	87,30	24007,60
21-22	4,8	1320,01	92,10	25327,61
22-23	4,6	1265,01	96,70	26592,61
23-24	3,3	907,50	100,00	27500,12

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la commune de Douera est de **1540.01m³/h** et survient entre 09 h et 10h.

Annexe II.2.7 : Variation du débit horaire pour la VN SA.

Heure	Consommation		Cumul de la consommation	
	(%)	(m ³ /h)	%cum	Q (m ³ /h) cum
0-1	3,35	1650,01	3,35	1650,01
01-02	3,25	1600,75	6,60	3250,76
02-03	3,3	1625,38	9,90	4876,14
03-04	3,2	1576,13	13,10	6452,27
04-mai	3,25	1600,75	16,35	8053,02
05-06	3,4	1674,63	19,75	9727,65
06-07	3,85	1896,28	23,60	11623,93
07-08	4,45	2191,80	28,05	13815,73
08-09	5,2	2561,20	33,25	16376,93
09-10	5,05	2487,32	38,30	18864,25
10-11	4,85	2388,81	43,15	21253,07
11-12	4,6	2265,68	47,75	23518,75
12-13	4,6	2265,68	52,35	25784,43
13-14	4,55	2241,05	56,90	28025,48
14-15	4,75	2339,56	61,65	30365,04
15-16	4,7	2314,93	66,35	32679,97
16-17	4,65	2290,31	71,00	34970,28
17-18	4,35	2142,55	75,35	37112,83
18-19	4,4	2167,17	79,75	39280,00
19-20	4,3	2117,92	84,05	41397,92
20-21	4,3	2117,92	88,35	43515,83
21-22	4,2	2068,66	92,55	45584,50
22-23	3,75	1847,02	96,30	47431,52
23-24	3,7	1822,39	100,00	49253,91

Le débit de pointe $Q_{\max, h}$ pour la VN SA est de **2561.2m³/h** et survient entre 08 h et 09h.

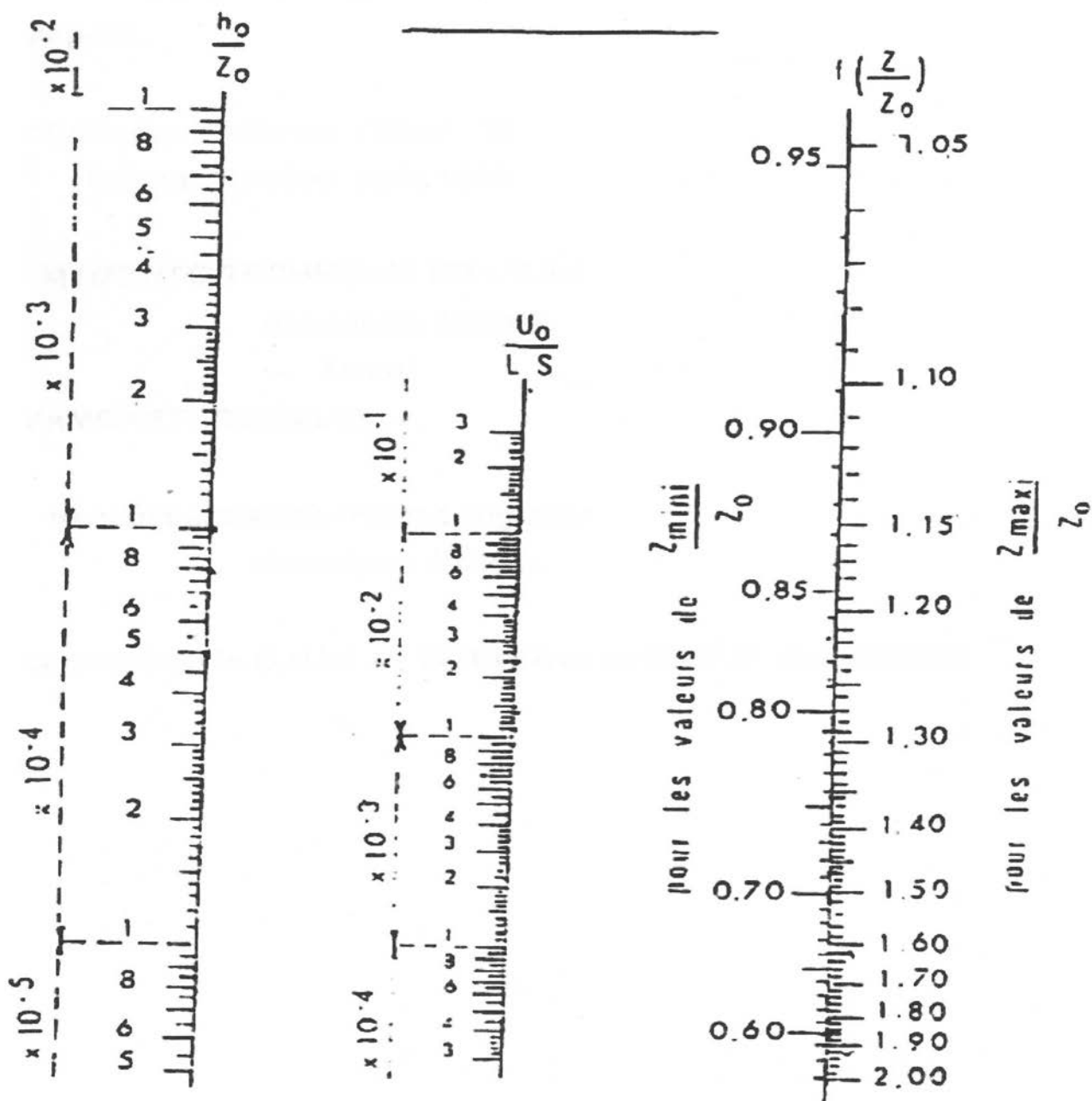
Annexe VI

Annexe VI.1: Abaque de VEBERT pour le calcul du volume des réservoirs d'air.

ABAQUE

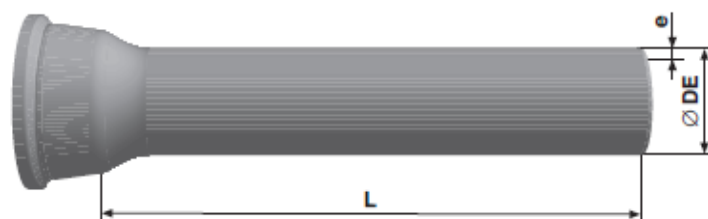
DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR



Annexe VI.2 : caractéristiques des conduites en fonte ductile zingué complété par un vernis bitumineux

Tuyaux en fonte ductile, zinc + peinture bitumineuse DN 60 - 2000



DN mm	L m	DE mm	e fonte mm	Masse moy. par tuyau kg	Masse moy. métrique m
60	6,00	77	6,0	60,1	10,0
80	6,00	98	6,0	78,2	13,0
100	6,00	118	6,1	95,4	15,9
125	6,00	144	6,2	118,0	19,7
150	6,00	170	6,3	145,0	24,2
200	6,00	222	6,4	203,0	33,8
250	6,00	274	6,8	267,0	44,5
300	6,00	326	7,2	337,0	56,2
350	6,00	378	7,7	480,0	80,0
400	6,00	429	8,1	567,0	94,5
450	6,00	480	8,6	671,0	111,8
500	6,00	532	9,0	775,0	129,2
600	6,00	635	9,9	1007,0	167,8
700	7,00*	738	10,8	1515,0	216,4
800	7,00*	842	11,7	1856,0	265,1
900	7,00*	945	12,6	2223,0	317,6
1000	7,00*	1048	13,5	2621,0	374,4
1000	8,27*	1048	13,5	3085,0	373,0
1100	8,27*	1151	14,4	3604,0	435,8
1200	8,26*	1255	15,3	4153,0	502,8
1400	8,19	1462	17,1	5543,0	676,8
1500	8,18	1565	18,0	6236,0	762,3
1600	8,18	1668	18,9	6942,0	848,7
1800	8,17	1875	20,7	8430,0	1031,8
2000	8,13	2082	22,5	10093,0	1241,5

* La longueur utile des tuyaux dépend de la profondeur de l'emboîtement. Consultez-nous pour les dimensions exactes.
Tolérances: voir norme NBN EN 545

Joints disponibles:

Non verrouillé: DN 60 – 2000 Standard
DN 80 – 300 Tyton

Verrouillé: DN 60 – 600 Standard Vi
DN 80 – 300 Tyton Sit ou Tyton Sit +
DN 350 – 600 Standard V+i
DN 350 – 600 Universal Standard Vi
DN 350 – 1200 Universal Standard Ve
DN 350 – 1200 Standard Ve
DN 1400 – 1800 Pamlock (nous consulter)
DN 2000 nous consulter

Annexe VII

Annexe VII.1 : Pose des conduites dans différents types de terrain.



Figure 1 : Pose de conduite dans un terrain ordinaire.



Figure 2: Pose de conduites dans un terrain agressif.

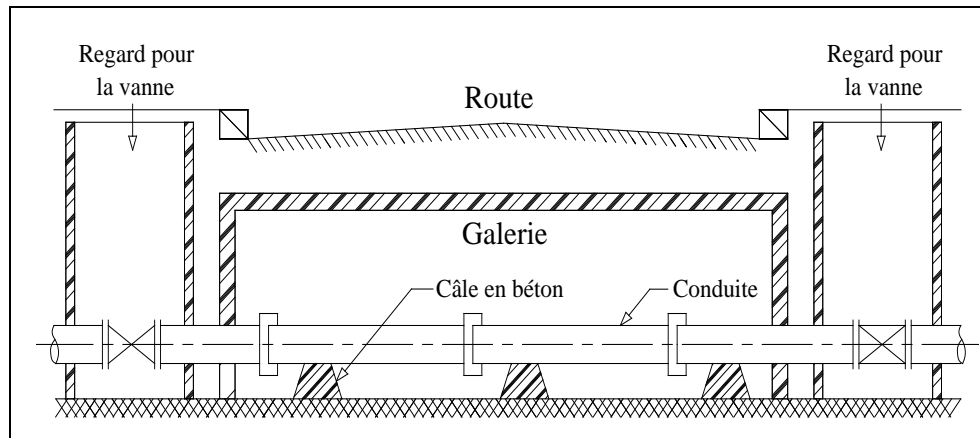


Figure 3 : Pose de canalisation en galerie.

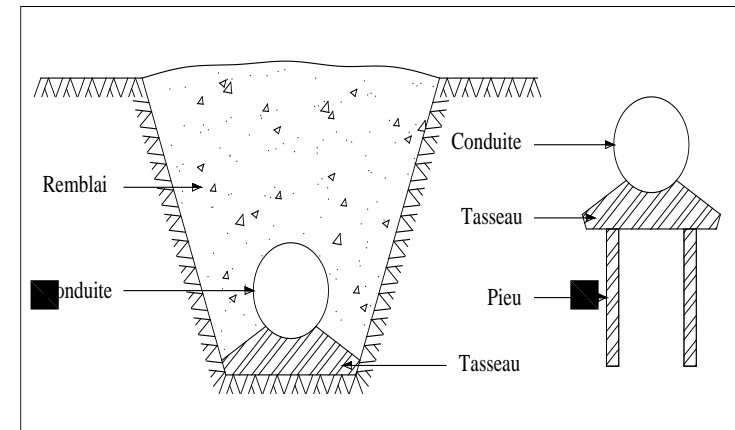


Figure 4: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

Annexe VIII

Annexe VIII.1 : Les engins utilisés sur chantiers.



Figure 1 : Pelle hydraulique.

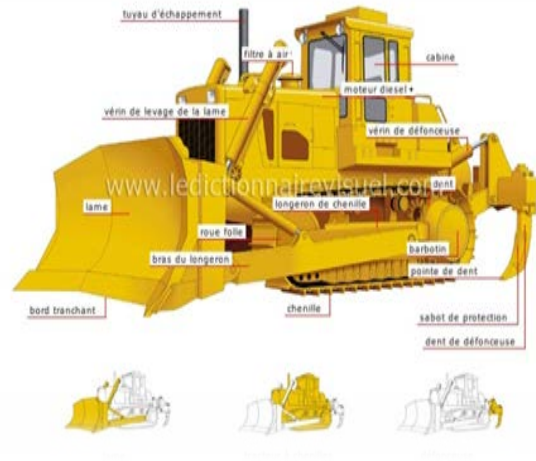


Figure 2 : Bulldozer.



Figure 3: Chargeur



Figure 4: Compacteur Mono.