

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Raccordement de la station de dessalement d'eau de mer au
réseau existant de Fouka (w. Tipaza).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0013-09

APA Citation (توثيق APA):

Bensghir, Amine (2009). Raccordement de la station de dessalement d'eau de mer
au réseau existant de Fouka (w. Tipaza)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 »

Département des Spécialités

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

**Spécialité : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau
Potable**

THEME

**Raccordement de la station de dessalement d'eau de mer au
réseau existant de FOUKA W. TIPAZA**

Présenté par :

Mr BENSEGHIR Amine

Promoteur :

Mr SALAH . B

Devant le jury composé de :

Président : Mr T. KHETTAL

**Examineurs : Mr M.S BENHAFID
M^{me} M. KAHLERASS
M^{me} D. DJOUDAR
Mr M. RASSOUL
Mr FODIL CHERIF**

juillet 2009

Remerciements

En premier lieu, je tiens tout d'abord à remercier Dieu pour m'avoir donné la force et le courage pour pouvoir réaliser ce travail.

Au terme de ce travail. Il m'est agréable d'exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à **Mr SALAH B.** de m'avoir encadré. Je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont guidé dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'études.

J'adresse également mes sincères remerciements aux membres de jury qui ont accepté d'examiner mon travail :

- **Mr M.S BENHAFID**
- **M^{me} M. KAHLERASS**
- **M^{me} D. DJOUDAR**
- **Mr M. RASSOUL**
- **Mr FODIL CHERIF**

Je remercie également, l'ensemble des Enseignants de l'E.N.S.H qui ont participé à notre formation.

J'adresse mes remerciements les plus chaleureux à ma famille, pour son soutien et son encouragement durant mes études.

Aussi je tiens à remercier **Mme BAHBOUH** pour la disponibilité qu'elle a affichée durant tout mon cursus, et pour son soutien moral qui m'ont été d'une précieuse aide.

qui m'ont fait l'honneur d'apprécier et de juger ce travail. Et tous ceux qui ont aidé, de près ou de loin, à réaliser ce modeste travail.

BENSEGHIR Amine

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail,

En commençant par le plus important, à mes parents qui se sont sacrifiés pour mes frères et moi, afin de nous donner la meilleure éducation possible « merci maman, merci papa ».

A la mémoire de ma défunte grand-mère « BAYA », qui a été mon guide et ma source de courage.

A mes frères Mohamed, Islem, Meriem et Belkacem qui m'ont soutenu tout au long de mon travail.

A ma chère Taya, a qui je pense très fort.

A toutes mes tantes, tous mes oncles, SAID, KADOUR, ET OUAHAB en particulier.

A mes chers cousines et cousins.

A mes amis de l'ENSH, en particulier Latifa, Nassima et Arezki qui ont toujours été présents pour moi dans les moments difficiles.

A tous mes amis à l'étranger, Brahim, Rafa, Amirouche, Chanez, Adlene et Sofia, ainsi qu'à Lydia, Nazim, Amine, Billy et Wahid.

ملخص :

نصادف القنوات تحت الضغط في أنابيب النقل ذو السيلان بالجاذبية و بالدفع و في حالة التوزيع ابتداء من الخزان. بعد تقديم المنطقة التي نحن بصدد الدراسة و تقدير حاجياتها من الماء , نختبر شروط إعداد الأنابيب المختلطة لنقل المياه, من الناحية التقنية و الاقتصادية, فهذان الجانبين مرتبطان بينهما. في أنابيب الدفع , المياه ترفع بواسطة محطات الضخ , لذا ندرس محطات الضخ و إعادة الضخ المشكلة لسلسلة انابيب نقل المياه . بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة, من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية. و أخيرا نتطرق إلى طريقة انجاز المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة لإنهائه.

Résumé

Les conduites en charge se rencontrent, tant en adduction gravitaire ou par refoulement qu'en distribution à partir d'un réservoir.

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 mixte (refoulement -gravitaire) du point de vue technico-économique, ces deux aspects étant, en fait, liés entre eux.

Dans la conduite de refoulement, les eaux sont relevées par des stations de pompage, nous étudierons, alors, les conditions d'établissement des stations de reprise de la chaîne d'adduction.

Nous nous étalerons, par la suite, sur un moyen de protection des conduites de refoulement, en particulier, contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier.

En fin de notre travail, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

Abstract

The load pipes meet together, so much in gravitary adduction or by repression that in distribution from the reservoir.

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 mixed adduction (gravitary-repression) from a technical and economic point of view, those two aspects being, in fact, bound together.

In the repression pipe, waters are raised by pumping plants, we will study, their conditions of establishment of retake plants of the adduction chain.

We will tackle thereafter, a protection means of the repression pipes, in particular, against a transitory phenomenon called: the water hammer.

Finally, we tackle the methodology to implement the project and different means deployed for its working out.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
<u>Chapitre I : Présentation de la zone d'étude</u>	
Introduction.....	2
I.1. Situation géographique.....	2
I.2. Situation géologique	4
I.3. Situation topographique.....	5
I.4. Situation climatique.....	5
I.5. Situation démographique.....	5
I.6. Situation hydraulique.....	6
Conclusion.....	6
<u>Chapitre II : Estimation des besoins en eau</u>	
Introduction.....	7
II.1. Evolution de la population.....	7
II.2. Evolution des besoins en eau potable.....	8
II.2.1. Généralités.....	8
II.2.2. Evaluation des besoins en eau potable.....	9
II.2.3. Variation de la consommation.....	10
a)Variation de la consommation journalière.....	10
b) Variation de la consommation horaire.....	11
Conclusion.....	19
<u>Chapitre IV : Etude de l'adduction</u>	
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.....	20
III.3. Etude des variantes.....	20
III.3.1. Proposition de variantes.....	20
III.3.2. Analyse et choix de la variante.....	25
III.4. Choix du tracé.....	25
III.5.Choix du matériau de la conduite.....	25
III.5.1. Etude géophysique de la bande de l'adduction.....	26
a) Appareillage et équipement.....	26
b) Principe de mesure de la résistivité.....	26
c) Corrosivité des sols.....	27
d) Stations et mesures.....	27
III.6.Comportement d'une adduction.....	28
III.6.1. Cas de surpression.....	29
III.6.2. Cas de dépression.....	29

III.7. Calcul hydraulique.....	30
III.7.1. Méthode de calcul.....	30
a) Cas gravitaire.....	30
b) Cas de refoulement.....	30
III.7.2. Dimensionnement de l'adduction gravitaire.....	33
III.7.3. Dimensionnement de l'adduction par refoulement.....	34
A- Refoulement : SR N°1- Réservoir projeté de la SR N°2.....	34
B- Refoulement : SR N°2- Réservoir projeté de la SR N°3.....	36
C- Refoulement : SR N°3- Réservoir de tampon projeté.....	38
III.8. Profil en long du terrain naturel.....	40
Conclusion.....	41

Chapitre IV : Etude des réservoirs du système d'adduction

Introduction.....	46
IV.1. Fonctions des réservoirs.....	46
IV.2. Prescriptions sanitaires.....	46
IV.3. Classification des réservoirs.....	47
IV.4. Emplacement des réservoirs.....	47
IV.5. Calcul des capacités des réservoirs.....	48
IV.5.1. Réservoirs transit.....	48
a) Station de reprise N°1.....	48
b) Station de reprise N°2.....	50
c) Station de reprise N°3.....	51
IV.5.2. Réservoir de Tléta.....	54
IV.6. Equipement du réservoir.....	56
IV.7. Matérialisation de la consigne d'incendie.....	56
IV.7.1. Système à deux prises.....	56
IV.7.2. Système à siphon.....	57
IV.8. Traversée des conduites dans les parois de la cuve.....	59
Conclusion.....	59

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction.....	60
V.1. Choix du type de pompe.....	60
V.2. Couplage des pompes.....	62
V.3. Choix du nombre de pompes.....	62
V.3.1. Refoulement : SR 1 - Réservoir SR 2.....	62
V.3.2. Refoulement : SR 2 - Réservoir SR 3.....	62
V.3.3. Refoulement : SR 3 - Réservoir de Tléta.....	63
V.4. Courbes caractéristiques des pompes.....	63
V.5. Points de fonctionnement des pompes.....	69
V.5.1. Refoulement : SR 1 - Réservoir SR 2.....	69
V.5.2. Refoulement : SR 2 - Réservoir SR 3.....	70
V.5.3. Refoulement : SR 3 - Réservoir de Tléta.....	70
V.6. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	74
A- Débit disponible > Débit appelé.....	74
B- Débit disponible < Débit appelé.....	75
V.6.1. Refoulement : SR 1 - Réservoir SR 2.....	75

V.6.2. Refoulement : SR 2 - Réservoir SR 3.....	76
V.6.3. Refoulement : SR 3- Réservoir de Tléta.....	77
V.7. Etude de la cavitation.....	84
V.7.1. Refoulement : SR 1 - Réservoir SR 2.....	84
V.7.2. Refoulement : SR 2 - Réservoir SR 3.....	84
V.7.3. Refoulement : SR 3 - Réservoir de Tléta.....	85
V.8. Choix du moteur électrique.....	87
V.8.1. Critères de choix du moteur électrique.....	87
V.8.2. Vitesse de rotation du moteur.....	87
V.8.3. Puissance fournie par le moteur.....	87
A- Refoulement : SR 1 - Réservoir SR 2.....	87
B- Refoulement : SR 2 - Réservoir SR 3.....	88
C- Refoulement : SR 3 - Réservoir de Tléta.....	88
V.8.5. Encombrement des moteurs.....	89
V.9. Dimensionnement des bâtiments des stations.....	91
V.9.1. Hauteur du bâtiment.....	91
V.9.2. Longueur du bâtiment.....	91
V.9.3. Largeur du bâtiment.....	92
V.9.4. Dimensions des portes.....	92
V.9.5. Dimensionnement des fenêtres.....	92
V.9.6. Dimensionnement des marches d'escalier.....	93
Conclusion.....	93

Chapitre VI : Pose de canalisation et accessoires

Introduction.....	94
VI.1. Pose de canalisation.....	94
VI.1.1. Principe de pose de canalisations.....	94
VI.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	94
VI.1.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	95
a) Cas d'un terrain peu consistant.....	95
b) Cas d'un terrain agressif.....	96
VI.1.4. Pose de canalisation en galerie.....	96
VI.1.5. Traversée d'une rivière.....	97
VI.1.6. Assemblage par emboîtement.....	97
VI.2. Accessoires.....	99
VI.2.1. Les robinets vannes.....	99
a) Robinet vanne à coin (à opercule).....	99
b) Vannes papillons.....	99
VI.2.2. Clapets anti retour.....	100
VI.2.3. Ventouses.....	101
VI.2.4. Vannes de décharge.....	102
VI.2.5. Moyens anti-bélier.....	102
a) Cheminée d'équilibre.....	102
b) Volant d'inertie.....	102
c) Soupape de décharge.....	102
d) Réservoirs d'air.....	102
VI.2.6. By pass.....	103
VI.2.7. Poteaux d'incendie.....	103
VI.2.8. Crépines.....	104

VI.2.9. Déversoirs du trop plein.....	104
VI.2.10. Joints de raccordement.....	104
VI.2.11. Organes de mesure.....	106
a) Mesure de débit.....	106
b) Mesure de pression.....	106
VI.3. Organes de raccordement.....	107
VI.3.1. coudes.....	107
VI.3.2. Cônes.....	108
VI.3.3. Tés.....	108
VI.3.4. Joints de démontage.....	108
Conclusion.....	108

Chapitre VII : Protection des conduites

Introduction.....	109
VII.1. Protection des conduites contre la corrosion.....	109
VII.1.1. Définition.....	109
VII.1.2. Corrosion externe.....	109
VII.1.3. Protection des conduites contre la corrosion.....	110
VII.1.4. Protection cathodique.....	110
VII.1.5. Corrosion interne des canalisations.....	110
VII.2. Protection des conduites contre le coup de bélier.....	111
VII.2.1. Définition.....	111
VII.2.2. Causes du coup de bélier.....	111
VII.2.3. Risques dus aux coups de bélier.....	111
VII.2.4. Description des phénomènes physiques.....	112
VII.2.5. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	113
VII.2.6. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	113
VII. 3. Calcul des réservoirs d'air.....	114
VII.3.1. Méthode de calcul (Méthode de Bergeron).....	114
VII.3.2. Application.....	118
VII.3.3. Encombrement du réservoir d'air.....	121
VII.4. Installation du réservoir d'air.....	121
Conclusion.....	122

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction.....	123
VIII.1. Différents travaux à entreprendre.....	123
VIII.1.1. Travaux concernant les stations de pompage.....	123
VIII.1.2. Travaux concernant l'adduction.....	124
VIII.1.3. Travaux concernant les réservoirs.....	124
VIII.2. Calcul des volumes des travaux.....	125
VIII.2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage.....	125
VIII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	127
VIII.2.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs.....	129
A- Réservoir jumelé 2*2500 m ³ de la station de reprise N° 1.....	130
B- Réservoir jumelé 2*2000 m ³ de Tléta.....	133
C- Réservoirs simples 2000 m ³ de la station de reprise N° 2 et N°3.....	135
VIII.3. Calcul des coûts des travaux.....	138

VIII.4. Planification des travaux.....	141
VIII.4.1. Définitions des tâches et leurs durées.....	141
A- Station de pompage.....	141
B- Adduction.....	142
C- Réservoirs.....	142
VIII.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM).....	143
A- Stations de pompage et réservoirs.....	143
B- Adduction.....	143
VIII.5. Les engins.....	145
VIII.5.1. Pelle hydraulique.....	145
VIII.5.2. Dozer.....	145
VIII.5.3. Chargeur.....	146
VIII.5.4. Compacteur (vibrateur de sol).....	147
Conclusion.....	147
Conclusion générale.....	148

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I - Présentation de la zone d'étude

Chapitre II - Estimation des besoins en eau

Tableau II.1: Evolution de la population à différents horizons.

Tableau II.2: Répartition par communes des besoins moyens journaliers à différents horizons

Tableau II.3: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune.

Tableau II.4: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.

Tableau II.5: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant.

Tableau II.6: Répartition horaire du débit maximum journalier.

Tableau II.7-24: Variation du débit horaire par commune.

Chapitre III - Etude de l'adduction

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

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

Tableau III.3: Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau.

Tableau III.4 : la valeur de M en fonction du matériau.

Tableau III.5: Variation journalière des tarifs de l'énergie.

Tableau III.6.b: Frais d'investissement de la conduite gravitaire.

Chapitre IV - Etude des réservoirs du système d'adduction

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de pompage.

Tableau IV.2: Récapitulatif des caractéristiques des réservoirs

Chapitre V - Etude du pompage

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

Tableau V.2.a: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR1-Réservoir SR2).

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

Tableau V.4: Coefficient de correction en fonction de la puissance.

Tableau V.5.a: Type et caractéristiques des moteurs de la SR N°1.

Tableau V.6.a: Dimensions du bout d'arbre principal.

Tableau V.6.b: Dimensions principales du moteur.

Tableau V.7: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station.

Chapitre VI - Protection des conduites

Tableau VI.1 : temps de fermeture en fonction de surpression maximale.

Chapitre VII - Organisation de chantier

Tableau VII.1.a: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage.

Tableau VII.1.b: Volumes de travaux d'une seule station de pompage.

Tableau VII.2.a: Calcul du volume des déblais.

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

Tableau VII.2.c: Calcul du volume de la conduite.

Tableau VII.2.d : Volumes des travaux de transfert.

Tableau VII.3.a: Calcul du volume du béton armé du réservoir.

Tableau VII.3.b: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Tableau VII.3.c: Volumes de travaux du réservoir tampon 1500 m³.

Tableau VII.4.a: Calcul du volume du béton armé du réservoir.

Tableau VII.4.b: Volumes de travaux du réservoir de tête 1000 m³

Tableau VII.6.a: Coût des travaux de la station de pompage.

Tableau VII.6.b: Coût des travaux de l'adduction.

Tableau VII.6.c: Coût des travaux du réservoir tampon 1500m³.

Tableau VII.6.e: Coût des travaux du réservoir de tête de 1000m³.

Tableau VII.7.a: Coût de l'ensemble des travaux.

Tableau VIII.7.b: Bilan des coûts.

Tableau VII.8.a: temps de réalisation des opérations de la station de pompage.

Tableau VII.8.c: temps de réalisation des opérations du réservoir.

Tableau VIII.9.a: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station.

Tableau VIII.9.b: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

LISTE DES FIGURES

Chapitre I - Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Plan de situation des communes concernées par le projet

Figure I.2: Carte géologique de la région d'étude

Figure I.3: Coupe géologique de la région d'étude

Chapitre II - Estimation des besoins en eau

Figure II.1: Répartition des habitants par commune

Figure II.2: Répartition des besoins en eau par commune

Chapitre IV - Etude de l'adduction

Figure III.1.a: Schéma vertical de la variante N° 1 (Deux stations de reprise).

Figure III.1.b: Schéma vertical de la variante N° 2 (Trois stations de reprise).

Figure III.1.c: Schéma vertical de la variante N° 3 (Quatre stations de reprise).

Figure III.2: Dispositif de la prospection électrique.

Figure III.2.a: Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).

Figure III.2.b: Problème d'écrêtement (implosion de la conduite).

Figure III.3.a: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Figure III.3.b: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Figure III.3.c: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Chapitre IV - Etude des réservoirs du système d'adduction

Figure IV.1: Régime de travail de la station de reprise N°1.

Figure IV.2: Régime de travail de la station de reprise N°3.

Figure IV.3: Régime de travail du réservoir de Tléta.

Figure IV.4: Equipements des réservoirs.

Figure IV.5: Traversée des conduites (manchon à bout lisse).

Figure IV.6: Traversée des conduites (Gaine en fonte).

Chapitre V - Etude du pompage

Figure V.1.a: Réseau des types de pompe KSB Multitec.

Figure V.1.b: Aperçu des avantages des pompes KSB type Multitec (catalogue KSB).

Figure V.2.a: Courbe d'étage de la pompe de type Multitec 125 10.2.

Figure V.2.b: Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 125 10.2.

Figure V.2.c: Courbe d'étage de la pompe de type Multitec 125 9.2.

Figure V.2.d: Courbe individuelle de la pompe de type Multitec 125 9.2.

Figure V.2.e: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 125 10.2.

Figure V.2.f: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 125 9.2.

Figure V.3.a: Point de fonctionnement des pompes de la SR N°1.

Figure V.3.b: Point de fonctionnement des pompes de la SR N°2.

Figure V.3.c: Point de fonctionnement des pompes de la SR N°3.

Figure V.4.a: Modes de réglage de la SR N°1.

Figure V.4.b: Modes de réglage de la SR N°2.

Figure V.4.c: Modes de réglage de la SR N°3.

Figure V.5.a: Caractéristiques des pompes de la station N°1 et N°2 en fonction du mode de Réglage.

Figure V.5.b: Caractéristiques des pompes de la station N°3 en fonction du mode de réglage.

Figure V.6: Encombrement des pompes de type Multitec A.

Figure V.7.a: Liste des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles.

Figure V.7.b: Planche d'encombrement des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles.

Chapitre VI - Pose de canalisation et accessoires

Figure VI.1.a: Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

Figure VI.1.b: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

Figure VI.1.c: Pose de conduites dans un terrain agressif.

Figure VI.1.d: Pose de canalisation en galerie.

Figure VI.1.e: Traversée d'une rivière.

Figure VI.2.a: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson).

Figure VI.2.b: Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson).

Figure VI.3.a: Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla).

Figure VI.3.b: Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla).

Figure VI.3.c: Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla).

Figure VI.4: Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson).

Figure VI.5: Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE).

Figure VI.6.a: Joints pour canalisations en fonte.

Figure VI.6.b: Déviation angulaire.

Figure VI.7: Débitmètres déprimogènes.

Figure VI.8: Manomètre (d'après document bamo).

Chapitre VII - Protection des conduites

Figure VII.1: Corrosion par formation de pile.

Figure VII.2.a: l'eau du réservoir se dirige vers la conduite.

Figure VII.2.b: l'eau de la conduite revient dans le réservoir.

Figure VII.3: Coefficient de perte de charge c dans la tuyère.

Figure VII.4: Epure de BERGERON.

Figure VII.5: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

Figure VII.6: Schéma d'installation du réservoir d'air.

Chapitre VIII - Organisation de chantier

Figure VIII.1: Coupes en travers de la tranchée de la conduite.

Figure VIII.2: Réseaux à nœuds (méthode CPM) des stations et des réservoirs.

Figure VIII.3: Pelle hydraulique.

Figure VIII.4: Bulldozer.

Figure VIII.5: Chargeur.

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan de masse de Fouka W. TIPAZA.

Planche N° 2 : Profil en long de la conduite de refoulement vers le réservoir tampon.

Planche N° 3 : Profil en long de la conduite gravitaire vers le réservoir de tête.

INTRODUCTION :

L'eau est un élément de base indispensable à toute vie, la disponibilité de cette ressource naturelle est déterminante de la qualité de notre vie et souvent même de notre survie. A la différence du pétrole par exemple, on ne lui connaît pas de substitut. Boire, laver, irriguer,...etc sont autant de gestes évidents, qui dépendent de sa disponibilité.

A l'instar de certains pays de la région, l'Algérie est touchée par le problème de la pénurie d'eau, cet élément indispensable au bien être de la population devient de plus en plus rare. Les ressources hydriques de l'Algérie sont limitées, et dépendent essentiellement de l'apport du ciel. Cette situation s'explique d'une part par une pluviométrie précaire, irrégulière et mal répartie, ensuite il y'a la croissance démographique, avec tout ce que ça engendre comme accroissement des besoins ainsi que l'effet de la pollution de la ressource, et en fin les longues périodes de sécheresse.

Pour palier à cette insuffisance, notre pays a adopté une stratégie de diversification de la ressource, en valorisant les eaux non conventionnelles, et en s'engageant dans un vaste programme comprenant le dessalement de l'eau de mer pour l'eau potable, la mobilisation et le traitement des eaux pluviales et même l'épuration des eaux usées à des fins d'irrigation.

Donc l'option du dessalement s'est imposée comme la meilleure alternative stratégique, permettant de sécuriser l'alimentation en eau de certaines villes côtières et des agglomérations avoisinantes. C'est ainsi qu'un programme d'installation de treize unités de dessalement sur tout le littoral a vu le jour. D'une capacité de 2,26 Millions de m³/jr et assurant l'alimentation de presque 12 Millions d'habitants, ce méga projet mettra les habitants du nord du pays à l'abri du stress hydrique pour au moins les trois décennies à venir.

La station de FOUKA est une de ces treize unités, notre projet consiste à acheminer l'eau produite par cette station vers les différentes agglomérations concernées par le projet. Car la ville est alimentée essentiellement par des forages, qui sont aux limites de l'épuisement. Cette quantité d'eau suffit pour l'instant pour satisfaire la demande de la ville, mais le calcul des besoins démontre qu'elle va être insuffisante dans un proche avenir. D'où la nécessité du renforcement du réseau, par la seule source disponible, qui présente la particularité d'être sûre.

Compte tenu de l'importance du projet, nous nous contentons dans ce mémoire de fin d'étude de traiter une seule partie du raccordement de la station, à savoir le raccordement de la ville de FOUKA. Ce mémoire se compose de huit chapitres aussi importants les uns que les autres, que nous allons essayer de développer au maximum ci-après.

Chapitre 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I. CARACTERISTIQUES GEOGRAPHIQUES ET CLIMATIQUES:

1. SITUATION GEOGRAPHIQUE :

Notre étude porte sur le raccordement de la station de dessalement d'eau de mer de Fouka à un réservoir à partir duquel se fera la distribution gravitaire des autres communes. Aussi nous nous limitons à présenter la ville de Fouka, car la plus grande partie du projet de raccordement se trouve sur le sol de cette dernière.

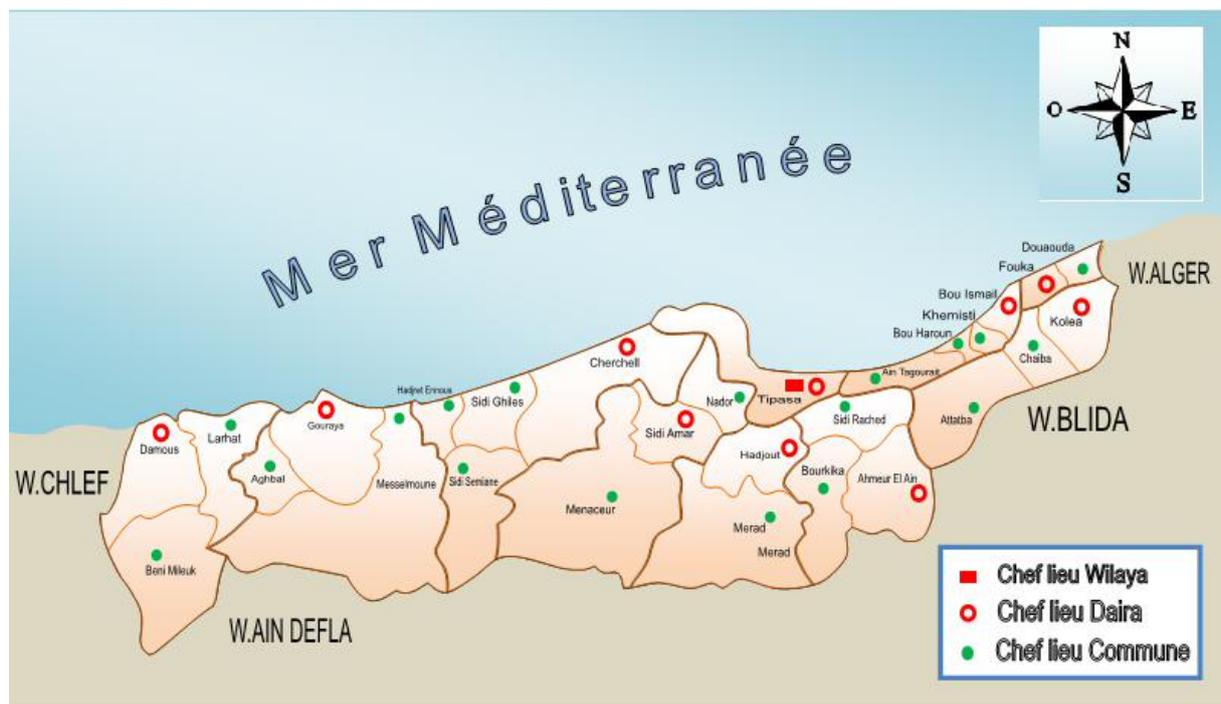


Figure I.1 : Plan de situation de la ville de Fouka

source : DHW Tipaza

Fouka est une commune côtière de la wilaya de Tipaza. Elle a été érigée en chef lieu de daïra après le découpage territorial et conformément au décret exécutif n° 91.306 du 24 Août 1991.

La commune se situe au nord-est de la wilaya à 20km du chef lieu de Tipaza et à 40km d'Alger. Elle est sillonnée par la route nationale n°11 en provenance d'Alger et en direction de Chlef ; et reliée à Koléa par le chemin de wilaya n°110 et à Bousmaïl par le chemin de wilaya n°126.

La commune de Fouka, d'une superficie totale de 1272 ha y compris les zones éparses est constituée des hameaux suivants :

- Fouka Marine
- Communal Sud (Ali Ammari)
- Cité 400 logements
- Douar Facteur (Hai El Barid)
- Communal Ouest (Houari Boumediene)
- Ain Lahdjar (Hai Bouguerra)
- Douar Ben Hanni

Elle est entourée par :

- La mer Méditerranée au Nord
- La commune de Douaouda à l'Est
- La commune de Bou Smail à l'Ouest
- Et les communes de Chaïba et Koléa au Sud

Au point de vue géographique, elle se situe sur le versant Nord du Sahel, son relief est composé de deux parties :

- La plaine côtière qui s'étend sur 4.92 km où se localisent les terrains agricoles les plus riches.
- les collines séparées de la plaine littorale par une forte pente.

Les données relatives au domaine littoral :

La surface du domaine littoral est de : 146.7ha ;

Le pourcentage de la surface du domaine littoral par rapport à la surface de la commune est de : 11.53% ;

La surface de la zone de servitude (300m) est de : 117.1ha ;

La surface urbanisée dans la zone de servitude est de : 14.14ha

Le pourcentage de la surface urbanisée par rapport à la zone de servitude est de : 12.08%.

La commune de Fouka est composée de :

- chef lieu situé au centre de la commune;

- deux agglomérations secondaires :
 - Fouka Marine située sur la partie littorale au nord de la RN 11
 - Communal sud situé au sud ouest de la commune

- la zone éparsée composée de hameaux où se situent les terres agricoles.

2. SITUATION TOPOGRAPHIQUE :

La commune de Fouka possède des pentes douces entre 8% et 15% à l'exception de la corniche et des falaises en bordure de mer.

Le site d'intervention est traversé par deux Talwegs, l'un du côté de Fouka plage et l'autre du côté de Fouka Marine port actuellement utilisé pour l'évacuation des eaux usées de la commune.

a)- Les Plages :

- **Plage Gadea visal** : C'est une plage qui se situe dans la localité de Fouka. Les sédiments sont hétérométriques avec présence de galets de grés alvéolés sous marins rejetés sur la plage, témoignage de l'érosion sous marine.
- **Plage Fouka marine** : Disparition de la plage par le bâti construit dans le domaine public maritime. Elle ne représente plus une morphologie de plage, car elle a complètement disparu.

b)- Les Falaises :

Le long de la zone côtière de la commune de Khemisti et dans le secteur de Fouka marine on retrouve une côte rocheuse formée par des grés quaternaires entre coupées par des paléosols rubéfiés.

Ces derniers forment la base de l'ensemble des grés dunaires. La différence lithologique provoque une érosion par basculement. Sur la partie ouest de Fouka marine les falaises s'élèvent sur plus de 25m de hauteur avec effondrement d'énormes pans suite à l'érosion de la base de ces dernières.

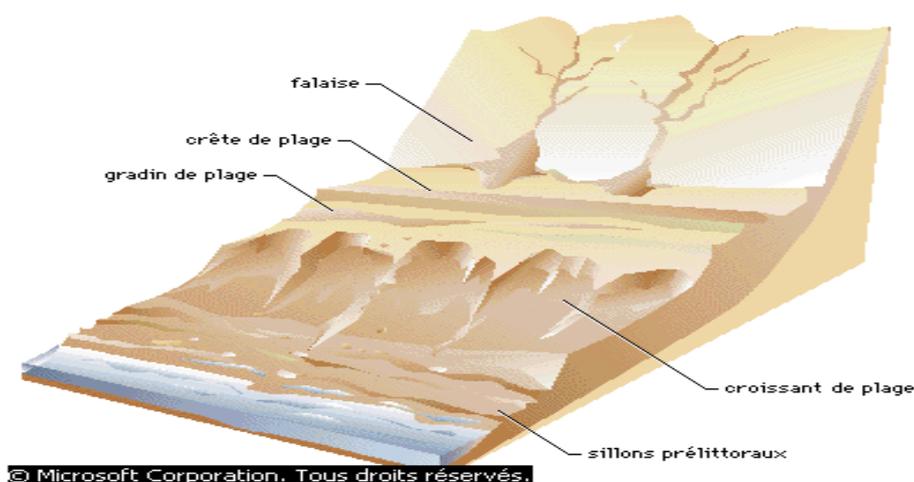


Figure I.2 : Schéma représentatif de la falaise.

Par contre sur la partie Est de Fouka, les hauteurs deviennent plus réduites voire nulles, l'érosion est plutôt mécanique et chimique de l'eau de mer. Notons que cette érosion est accentuée par la présence de plusieurs égouts avec l'arrivée des eaux usées domestiques favorisant ainsi l'érosion chimique.

c)-Les pentes :

Nous avons une baisse d'altitude de ce plateau d'Est en Ouest de 148m à 138m. Les pentes sont calquées sur la topographie de notre commune, elles se présentent ainsi :

- **Pentes inférieures à 3%** : nous avons un lambeau à l'extrémité Sud de la commune de Fouka.
- **Pentes de 3 à 8%** : constituent la grande majorité de la superficie du site communal.
- **Pentes de 8 à 15%** : se situent sur la bordure Nord de la corniche, ainsi que quelques endroits sur le flanc Sud – Est du Sahel.
- **Pentes de 15 à 25%** : se présentent sous la forme d'une double lanière qui s'épaissit d'Ouest en Est au niveau de la corniche, ainsi que sur les falaises en bordure de mer.
- **Pentes de 25 à 45%** : présentent une dénivelée importante sur le côté Ouest, centre de la Corniche.
- **Pentes supérieures à 45%** : quelques lambeaux implantent la mer à partir de la ride Sahélienne.

Le territoire de la commune de Fouka possède des pentes douces à l'exception de la corniche et des falaises en bordure de la mer.

3. SITUATION GEOLOGIQUE :



Figure I.3 : Extrait de carte géologique de KOLEA pour délimitation de la région de FOUKA - e = 1 / 50 000^{ème}

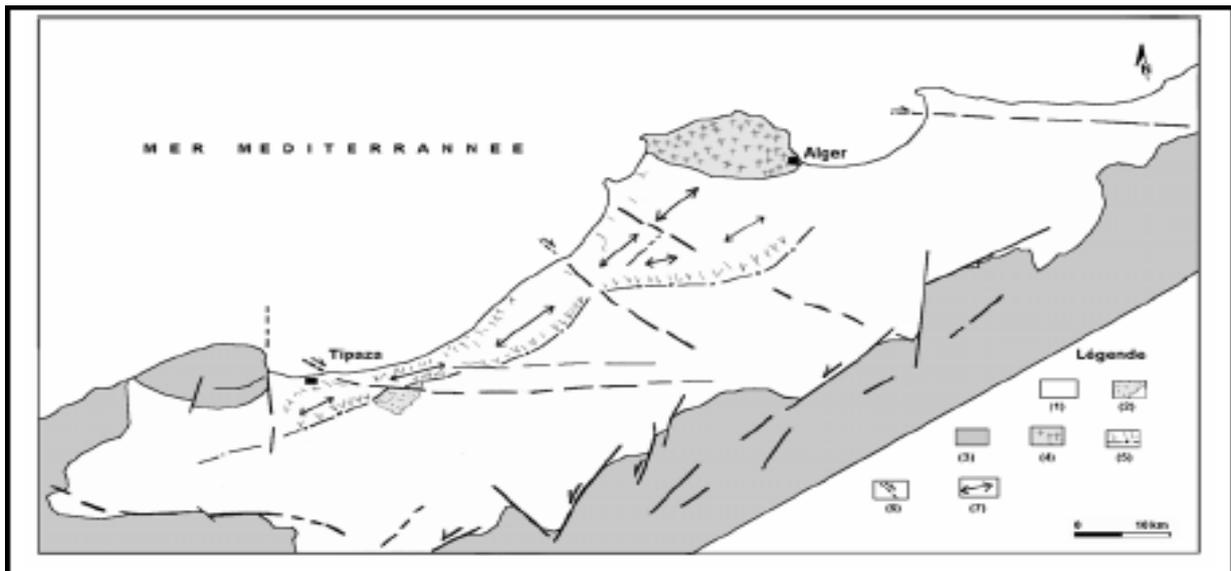
La géologie de Fouka est surtout caractérisée par des dépôts pliocènes et quaternaires. Seule le Miocène est l'assise dont on bénéficie de certains affleurements. Les affleurements sont observés du plus récent au plus ancien :

1-La géomorphologie :

La morphologie de la commune de Fouka est caractérisée par une zone de plateau incliné du Sud vers le Nord, formé principalement par le Pliocène. Donc nous avons une morphologie tabulaire, qu'assaille l'accident de la corniche appelée aussi ride du Sahel.

2-Sismicité et risque sismique:

La carte des isoséistes montre que tout le Sahel d'Est en Ouest possède une forte magnitude, les derniers tremblements de Boumerdes – Alger du 21 Mai 2003 et celui de Tipasa du 29 Octobre 1989, avaient de fortes magnitudes provoquant des désordres dans la région de Fouka et déterminant ainsi les points les plus faibles du tissu urbain dans la région.

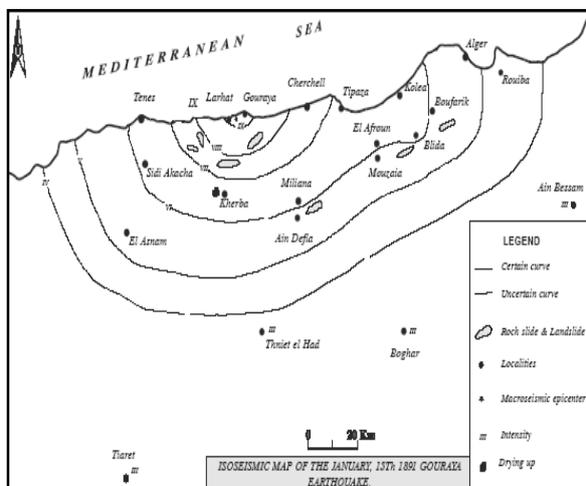


(1) Remplissage récent (2) Lac Halloula (3) Anténéogène (4) Socle de la Bouzaréah (5) Escarpement tectonique sud Sahel (6) Linéaments (7) Anticlinal du Sahel

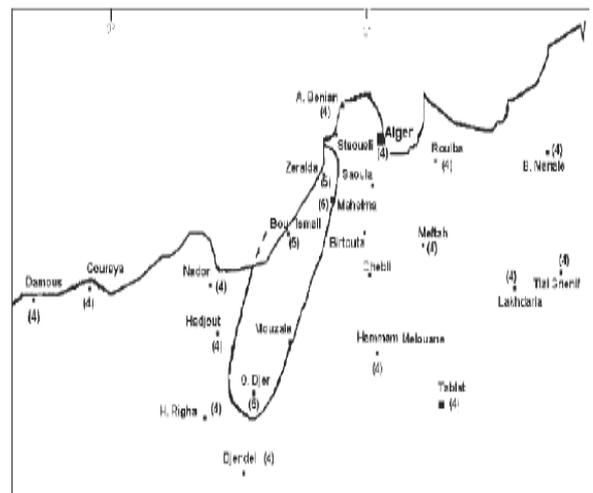
Figure I.4 : Schéma structural à partir de l'image Landsat (tectonique satellite)

Les sols dangereux à hauts risques sismiques sont :

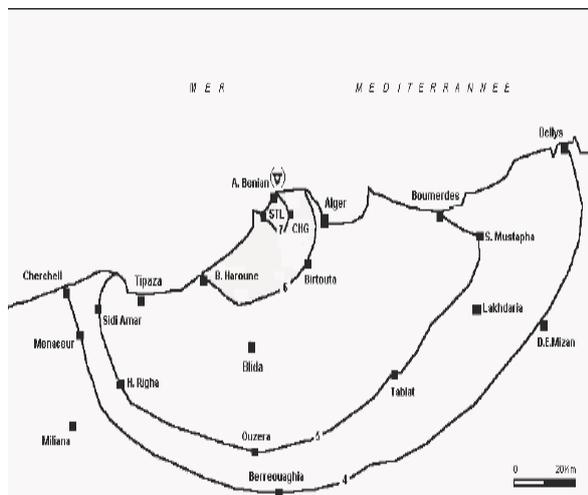
- Les alluvions épaisses et molles où la nappe phréatique est peu profonde.
- Les sols de poussées sableuses, limoneuses, saturés d'eau.
- Les argiles molles, argiles siliceuses, se trouvant à la limite du seuil de liquidité.
- Les argiles et marnes de type argiles Sahéliennes ou marnes plaisanciennes peuvent poser des problèmes lorsqu'elles sont gorgées d'eau.



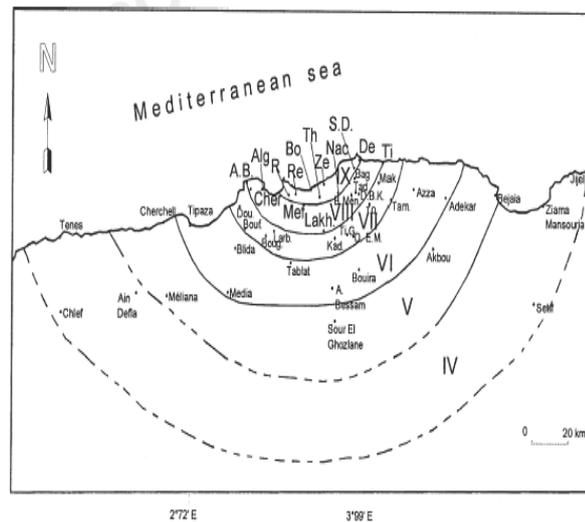
Carte des isoséistes du séisme de Larhat-Gouraya du 15 janvier 1891 (Maouch et al. 1999)



Carte des intensités du séisme de Tipaza du 09 février 1990 (In Sebai 1996)



Carte de la distribution des intensités observées suite au séisme d'Algier du 04 septembre 1996, Le triangle indique l'épicentre macrosismique (Ain Benian); L'intensité maximale observée est de $I_0=7$ - (Sebai et al. 1997)



Carte de la distribution des intensités observées suite au séisme d'Algier – Boumerdès du 21 Mai 2003

4. SITUATION CLIMATIQUE :

1/ Pluviométrie :

Les pluies sont très irrégulières. Nous avons une croissance rapide de la pluviométrie de Septembre à Janvier.

- Nous avons une diminution lente jusqu'à la Mi – Juin
- De la Mi – Juin à Septembre les pluies sont rares.

Les pluies qui tombent sur la commune de Fouka totalisent 680 mm se répartissant sur 97 jours par an.

• Tipaza	630mm	=	78 jours
• Staouali	984mm	=	96 jours
• Mouzaia	612mm	=	69 jours
• Ameer-El-Ain	516mm	=	61 Jours

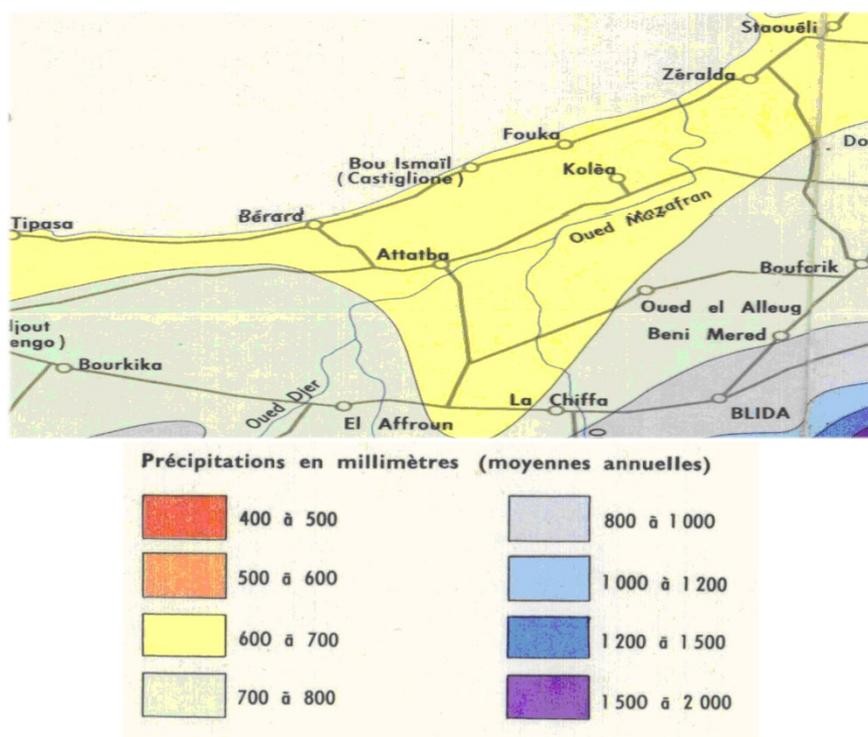


Figure I.5 : Carte des précipitations – e = 1/500 000
 « Extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord 1971 »

2/ Température :

La température moyenne annuelle est de 17.5°C, l'année peut se diviser en deux semestres : l'un est froid et l'autre chaud. Les températures de la région varient du maximum = 42.6°C vers le minimum = 1.2°C. Notons que des journées de gel peuvent affecter la région en hiver. La proximité de la mer a une influence directe sur le climat, ainsi la forte chaleur est rafraîchie et humidifiée par la brise d'été et la mer réchauffe la terre pendant les hivers rigoureux.

3/ Les vents

Un vent faible à modéré, frais et humide d'Est souffle de Mai en Octobre, tandis que le vent d'Ouest soufflant de Novembre à Mai apporte les pluies. Le sirocco se manifeste 14 jours / an en moyenne pendant la période estivale juillet et Août. Les vents dominants sont de direction Nord Ouest en hiver et Nord Est en été.

Les vents ouest-nord-ouest sont ceux qui soufflent le plus souvent sur la région de Fouka pouvant engendrer des tempêtes en endommageant les ports et les navires enclavant des cités d'habitation comme cela a été illustré dans la région lors de la tempête de 1989 à Tipasa.

4/Hydrographie et hydrogéologie :

Dans le Sahel, les niveaux aquifères s'établissent nettement au dessus de l'assise argileuse du Sahel.

Les marnes bleues Plaisanciennes peuvent également arrêter l'infiltration ; mais en général, la nature sableuse des couches inférieures du Pliocène, notamment des lits glauconieux, donne lieu à une nappe phréatique qui va chercher les puits du plateau.

La faible épaisseur des assises Pliocènes, dans les affleurements disséminés à la surface des argiles, ne permet l'existence que de nappes peu importantes, alimentant seulement des puits disséminés au voisinage des fermes.

II. POPULATION ET ACTIVITE :

INTRODUCTION :

L'étude, a pour objectif, d'élaborer l'ensemble des déficits et besoins urbains induits, en fonction du scénario démographique proposé aux différents termes de référence (Court terme : 2010, Moyen terme : 2015 et long terme : 2025). Ces besoins seront traduits à travers le scénario d'aménagement et d'urbanisme.

L'essentiel des données statistiques est issu des recensements généraux de la population et de l'habitat (RGPH) de 1977, 1987 et 1998, ainsi que des enquêtes menées par les soins des praticiens du CNERU, tant sur le terrain qu'auprès des différents partenaires associés à l'étude.

LES DONNEES DEMOGRAPHIQUES AU DERNIER RGPH DE 1998 :

1- Nombre d'habitants et dispersion géographique :

Au dernier RGPH de 1998, la commune de FOUKA, totalisait 39549 habitants soit 7.8% de la population totale de la wilaya de TIPASA.

La population de FOUKA était répartie comme suit :

Dispersion	Population 1998	Répartition (%)
ACL	22254	56.3
Aggl. Secondaires dont :	14214	35.9
Ali Ammari	10342	26.1
Ben Henni	3872	9.8
Zone Eparsée	3080	7.8
TOTAL	39549	100.0

Tableau I.1: Dispersion géographique des habitants.

La population de la commune de FOUKA est dans sa grande majorité urbaine :

- 56.3% vit dans l'agglomération chef-lieu de commune qui est la ville de FOUKA. Elle assume aussi le rôle de ville chef-lieu de DAIRA (qui regroupe FOUKA et DOUAOUDA),
- 35.9% de la population vit dans les deux agglomérations secondaires, ALI AMARI (10342 habitants -26.1%) et BEN HENNI (3872 habitants -9.8%)
- Le reste, 7.8% vit en zone éparsée.

2- Evolution de la population de 1977 a 1998 :

D'après les trois recensements de 1977, 1987 et 1998, la population de la commune de FOUKA a évolué de la manière suivante :

Dispersion	1977	1987	1998	Tx d'acct 77/87	Tx d'acct 87/98
ACL	14972	15095	22254	0.09	3.59
Aggl.Second.	00	7641	14214	-	5.80
Zone Eparse	2638	4030	3080	4.32	-2.41
TOTAL	17600	26766	39549	4.28	3.61

L'analyse du tableau d'évolution de la population, montre clairement qu'entre 1977 et 1987 la zone éparse a connu une évolution rapide de sa population et a ainsi permis l'émergence en 1998 de nouvelles agglomérations secondaires qui sont :

- L'agglomération secondaire " Communal Sud" qui existait en 1987 et qui a fusionné avec l'agglomération secondaire ALI AMARI en 1998,
- L'agglomération secondaire ALI AMARI (ex. Méridj cité en 1987),
- L'agglomération secondaire BEN HENNI (Ex. Benani en 1987).

Si le chef lieu de FOUKA a connu une forte évolution entre 1987 et 1998, les agglomérations secondaires ont connues une plus forte évolution de leur population, au détriment de la zone éparse.

L'élaboration du scénario d'aménagement est appelée à prendre en charge cet important facteur démographique, car la commune de FOUKA, s'inscrit dans un espace très attractif. En effet, si Tipaza est une Wilaya qui connaît un important flux migratoire, l'EST de la Wilaya dont fait partie la commune de FOUKA est encore plus attractif en raison de sa proximité avec la Wilaya d'ALGER.

Comparés au taux d'accroissement naturel observé entre 1987 et 1998 estimé à 2.28% par an, les flux migratoires moyens dans la commune sont par dispersion les suivants :

Dispersion	Flux migratoire	Observation
ACL	+1.31	Attractive
Aggl. Secondaires	+3.52	Très Attractive
Zone Eparse	-0.13	Répulsive
TOTAL	+1.33	Attractive

3- Actualisation de la population au 31/12/2008

La Direction de la Planification et de l'Aménagement du Territoire (DPAT) de la Wilaya de TIPASA, table sur un taux d'accroissement de la population de 2.28% par an dans ses calculs d'estimation de la population, car une baisse structurelle et non conjoncturelle de taux en Algérie a été observée depuis 1991 et a été confirmée par le RGPH de 1998.

Selon ce taux, la population au 31/12/2008 de la commune de FOUKA s'élève à environs **50 680 habitants** répartis comme suit :

Dispersion	Population 2008 (hab)
ACL	25746
Aggl. Secondaires dont :	20622
Ali Amari	16110
Ben Henni	4512
Zone Eparsée	4312
TOTAL	50680

4- Structure de la population au 31/12/2008 par groupe d'âge quinquennal

GPES D'AGES	Masc	%	Fém	%	Total	%
00/04 ans	2757	5,44	2508	4,95	5265	10,39
05/09 ans	3254	6,42	3237	6,39	6491	12,81
10/14 ans	3472	6,85	3289	6,46	6761	13,31
15/19 ans	3187	6,29	3036	5,99	6223	12,29
20/24 ans	2548	5,03	2463	4,86	5011	9,89
25/29 ans	2205	4,35	2078	4,10	4283	8,44
30/34 ans	1835	3,62	1951	3,85	3786	7,48
35/39 ans	1394	2,75	1348	2,66	2742	5,41
40/44 ans	1216	2,40	1276	2,52	2492	4,92
45/49 ans	1063	2,10	967	1,91	2030	4,01
50/54 ans	684	1,35	639	1,26	1323	2,61
55/59 ans	648	1,28	593	1,17	1241	2,45
60/64 ans	486	0,96	573	1,13	1059	2,09
65/69 ans	384	0,76	400	0,79	784	1,54
70/74 ans	258	0,51	223	0,44	481	0,95
75/79 ans	157	0,31	121	0,24	278	0,54
80 et+	157	0,31	213	0,42	370	0,74
ND	25	0,05	35	0,07	60	0,12
TOTAL	25730	50,79	24950	49,21	50680	100,00

La population reste très jeune dans sa majorité, même si les indicateurs démographiques sont à la baisse (phénomène observable chez les 0-4 ans en particulier) : 48.8% de la population est âgée de moins de 20 ans.

III. PRESENTATION HYDRAULIQUE :

Cette étude permet d'établir une analyse détaillée sur tous les éléments composant la commune à différents termes : le court – moyen et long terme, la représentation de la carte réelle de la commune de **FOUKA**, exige une collecte de données la concernant.

L'étude que nous avons menée dans ce sens, nous a permis de rassembler toutes les informations nécessaires suite à des enquêtes menées auprès des services hydrauliques (DHW de Tipaza).

1) Présentation générale :

La commune de **FOUKA** est située dans le bassin d'alimentation du champ de captage de **BERBESSA**, et des (03) trois réservoirs de stockage situés à **KOLEA (HAI BILAL)** de capacité : (500m³+1000m³) et (2*500m³) et (1000m³+500m³) et (500m³).

L'alimentation en eau potable de la commune de **FOUKA** est assurée par quatre (04) conduites principales de diamètre DN 300AC amianté ciment et 150F en fonte et DN 400 PEHD en passant par le réservoir existant de capacité 1000m³.

L'arrivée de deux (02) réservoirs de stockage situés à **KOLEA (HAI BILAL)** de capacité (2000+1250) m³, et l'arrivée d'un autre réservoir de stockage de capacité (2*2500m³) situé à **KOLEA (HAI BILAL)** assurant le remplissage de deux (02) réservoirs de stockage jumelés situés à l'extérieur de la zone d'études (**HAI ALI KERKOUBA**) de capacité (2 * 500m³) à travers des conduites d'adduction de diamètre DN 300AC en amianté ciment (doit être changé par les services d'AEP) et une conduite de DN150F en fonte arrivée de **HAI BILAL** vers le réservoir de (200m³ à l'arrêt) qui renforce l'alimentation dans le chef lieu.

A- Chef lieu :

Les deux (02) réservoirs jumelés de capacité 2 x500m³ existant alimentent le chef lieu à travers la conduite principale de diamètre DN 250AC en amianté ciment (sera remplacée) vers le réseau de distribution de l'agglomération et dont l'état est mixte (ancien et récent)

Les deux (02) réservoirs jumelés de capacité (500m³+1000m³) existant réservoir alimentent le chef lieu à travers la conduite principale de DN300Fm³ en fonte.

Le réservoir de (500m³) qui est situé sur le sol du domaine **HEDLI MOHAMED** renforce l'alimentation de chef lieu avec une conduite de (DN150F) en fonte.

B- Agglomérations secondaires :

- **FOUKA MARINE** :

Elle est alimentée par un piquage du réseau de distribution de la ville à travers des conduites principales de diamètres DN 150 et DN 100 en fonte et de DN110_DN90 en PEHD.

- **HAI BOUGARA** :

Le réservoir de capacité 5000m³ à **KOLEA (HAI BILAL)** alimente l'agglomération à travers la conduite principale de diamètre DN 200 vers le réseau de distribution dont l'état est vétuste.

C- Zones éparses :

Les zones éparses de la commune sont dépourvues de réseau de distribution en eau potable.

2) **Les capacités de stockage** :

Deux réservoirs existants sur le site **HAI BILAL** de capacité 1250 et 2000 m³. Ils sont alimentés par le réservoir 5000 m³ par l'intermédiaire d'une conduite Ø 300, ensuite plusieurs sorties permettant la distribution d'eau potable des différentes zones.

3.1) Réservoir 5000 m³ :

Le premier équipement est le réservoir 5000 m³ situé à la côte 227 m NGA surplombant toute la ville de **KOLEA**, permettant ainsi une distribution gravitaire de l'eau pompée (par une conduite Ø 500 en acier enrobé) à partir du champ de captage de **MAZAFRAN**. Ce réservoir est en très bon état.

L'arrivée de l'eau s'effectue en surverse par deux conduites Ø 500 acier (avec un piquage en Ø80 galvanisé vers **HAI BILAL**) et à partir de ce réservoir sortent deux conduites Ø 300 en acier, l'une alimentant le réservoir 2 x 500 de la ville de **FOUKA** et l'autre alimentant la ville de **KOLEA**.

3.2) Réservoirs R1250 m³ et 2000 m³ :

Ces réservoirs sont implantés à la cote 190 mNGA, l'arrivée de l'eau s'effectue par le bas où les réservoirs R 2000 et R 1250 se remplissent par le système de vase communicant. La sortie se fait par trois conduites en fonte, l'une vers le chef lieu de **KOLEA** en Ø 150 en fonte en bon état, l'autre vers **DOUAR DRIOUCHE** Ø 80 en fonte en bon état et la troisième en Ø 300 en fonte en bon état. L'eau est distribuée par la conduite Ø 200 en fonte vers la ville de **FOUKA**.

3.3) Réservoirs R1000 m3 :

Ce dernier réservoir est situé sur la cote de 172mNGA, l'arrivée s'effectue par le bas alors que la sortie se fait par une conduite en fonte Ø 200.

IV. STATION DE DESSALEMENT DE FOUKA :

L'Algérie peine, depuis des années, à satisfaire une demande en eau, toujours croissante. Comparé à la réalité du terrain, le problème de la disponibilité de l'eau est inversement proportionnel à la déperdition, en raison de défaillances systémiques ou de la mauvaise gouvernance. Du fait de la forte demande, l'Algérie s'est vu contrainte de se tourner vers le dessalement.

La réalisation des stations de dessalement de l'eau de mer vise à assurer une production de 2,2 millions de mètres cubes/jour en eau potable à l'horizon 2011.

La station de dessalement d'eau de mer de Fouka (SDEM), implantée sur la frontière séparant la commune de Fouka à celle de Douaouda, s'étend sur une superficie de 8 hectares, les travaux de réalisation, lancés en février 2008, ont atteint un taux d'avancement de 31,5%. La station aura une capacité de traitement de 270.000 m³/jour, avec des rejets estimés à 150.000 m³/jour donc une production de 120.000 m³/jour (production de 45% de la capacité de traitement). Le maître d'ouvrage, Miyah Tipaza, réalisera la station en partenariat avec l'entreprise espagnole Acciona Agua et le canadien SNC Lavalin. Le coût du projet est estimé à quelque 180,17 millions de dollars. L'unité de Fouka, sera alimentée en énergie électrique à partir de deux postes sources, Ahmer El-Aïn et Mazafran, avec une capacité de 30 MW chacun. Une partie de l'eau dessalée par cette usine, qui utilisera le procédé de traitement par l'osmose inverse, sera destinée à l'alimentation en eau potable de la partie Est de la wilaya de Tipaza (dix huit communes) et le reste sera acheminé vers Alger pour le renforcement du système de distribution de la Zone Côtière Ouest (ZCOA).

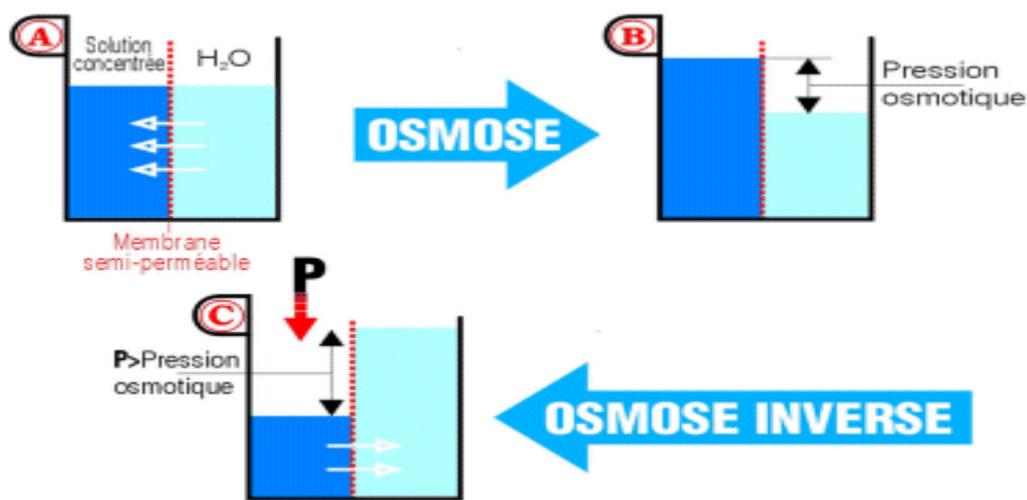
Principes du dessalement de l'eau de mer:

Le dessalement consiste à séparer les sels dissous de l'eau. Jusqu'alors, trois principes généraux sont employés pour dessaler l'eau :

- La méthode la plus basique, mais la plus grosse consommatrice d'énergie, consiste à faire évaporer l'eau salée pour séparer les sels. Le goût de l'eau est en général peu satisfaisant, à cause du passage dans la chaudière, et une reminéralisation de l'eau est obligatoire.
- La deuxième méthode est un principe physico-chimique appelé électrolyse, consommant peu d'énergie, mais de faible capacité. Le principal inconvénient est la production de déchet d'eau de javel, polluant encombrant.

• La dernière méthode est celle de l'osmose inverse. Elle tend à se développer car elle présente un fort intérêt en termes de coût d'investissement, de consommation d'énergie et de qualité de l'eau produite.

✓ **La méthode dite de l'osmose inverse :** (schéma de la sté Odmer)



A : L'osmose est un phénomène naturel à travers une membrane semi-perméable : l'eau douce migre vers l'eau salée, la plus concentrée.

B : L'équilibre s'établit à la pression osmotique. Plus l'eau est chargée en sels et plus la pression osmotique est élevée.

C : Il est possible d'inverser l'opération en exerçant une pression sur l'eau salée et faire migrer les plus petites molécules d'eau, c'est l'osmose inverse.

Exemple : Le dessalement d'une eau saumâtre de concentration 12.000 ppm nécessite moins de pression et donc moins d'énergie qu'une eau de mer de concentration 35.000 ppm.

✓ **De l'osmose inverse à l'eau pure**

L'osmose inverse est une technique moderne pour traiter les eaux de mer, les eaux saumâtres ou les eaux domestiques distribuées par les réseaux de canalisations.

Lors du dessalement en osmose inverse, le procédé est composé d'une préfiltration, d'une pompe mettant en pression la membrane OI, composée d'un film fin en polyamide composite enroulé.

Cette filtration permet de supprimer 99% des sels minéraux et organiques. Une eau de mer concentrée à 35.000 ppm peut ainsi ressortir selon l'effort de pression réalisé sur la membrane OI, à moins de 200 ppm. Le seuil de potabilité des eaux distribuées en réseau est généralement admis à 500 ppm.

L'eau peut ensuite être reminéralisée, ajustée en Ph ou subir des post-traitements UV, osmose, ou une légère chloration.

✓ **Pourquoi une eau dessalée devrait-elle être reminéralisée?**

L'osmose inverse n'est pas un procédé sélectif d'enlèvement des ions. Après le pass-2 RO typique pour l'enlèvement du bore, l'eau dessalée est pauvre en minéraux.

Une eau à faible teneur en minéraux a quelques aspects non souhaitables:

- Un fort potentiel corrosif.
- Carence alimentaire causant des risques de maladies cardiovasculaires (OMS, 2005a; OMS, 2006; Cotruvo, 2006).

L'OMS recommande 10mg/L de Magnésium et 30 mg/L de Calcium pour une eau potable.

Le système double-pass SWRO conçu pour améliorer le procédé d'enlèvement du bore génère une très faible minéralisation, environ 5 à 10 mg/L de Na et 10 à 20 mg/L de Cl. Les autres ions sont en desous des 5 mg/L.

✓ **Quatre solutions sont généralement utilisées pour reminéraliser l'eau:**

Procédé	Description	Minéraux
1	Mélange avec 1% d'eau de mer clarifiée + neutralisation pH	15 mg/L Mg + 5 mg/L Ca + 125 mg/L Na + 220 mg/L Cl + 25mg/L SO4 pH 7-7.5
2	Ajout de CO ₂ + percolation de calcite (CaCO ₃ , MgO) + Na ₂ CO ₃	80 mg/L CaCO ₃ pH 7-7.5
3	Ajout de CO ₂ + percolation de dolomite (CaCO ₃ , MgCO ₃) + Na ₂ CO ₃	80 mg/L CaCO ₃ + MgCO ₃ pH 7-7.5
4	Ajout de CaCl ₂ + NaHCO ₃	100 mg/L CaCO ₃ 100 mg/L Na + 50 mg/L Cl pH 7-7.5

✓ **Qualité de l'eau pour eau potable:**

Procédé	TDS après 2-pass SWRO (Procédé d'enlèvement du bore pour eau potable)
1	350-400 mg/L

2	50-100 mg/L
3	50-100 mg/L
4	250-300 mg/L

✓ **Comparaison des procédés:**

Procédé	Investissement	Maintenance	Qualité de l'eau	Facilité d'utilisation
1	Très faible	Faible	Moyenne - Teneur en chlorure de sodium élevée	Facile
2	Elevée	Elevée	Bonne (Très faible augmentation de sodium)	Facile
3	Elevée	Elevée	Très bonne (Très faible augmentation de sodium, plus de magnésium)	Facile
4	Très faible	Faible	Moyenne - Teneur en chlorure de sodium élevée	Besoin de beaucoup de temps (Dissolution des produits chimiques)

Il a été décidé d'adopter le premier procédé pour la station de Fouka, pour tous les avantages qu'il présente à plusieurs niveaux, (technique, économique, utilisation...etc).

Pour des questions d'économie et des raisons pratiques d'exploitation, il a été décidé aussi de faire la chloration à la sortie de la station.

Conclusion :

La présentation de la zone d'étude est une étape essentielle et nécessaire dans toute étude, car elle permet de bien comprendre les problèmes rencontrés sur le terrain, ce qui va nous permettre de bien les analyser et de réagir dans ce sens, afin de garantir le meilleur remède possible.

Le but de ce chapitre est de faire la présentation la plus complète possible de la région d'étude, aux plans géographique, démographique, hydraulique,...etc ; et ce dans la perspective d'aborder au mieux notre projet de fin d'étude.

CHAPITRE II : LES 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.

I. ESTIMATION DES BESOINS :

I.1. Evolution de la population

Les communes bénéficiaires de la station de dessalement d'eau de mer de Fouka sont au nombre de dix huit. Le nombre d'habitants varie d'une localité à une autre selon l'importance de chacune d'elles. Le nombre d'habitants en 1998 année du recensement est estimé à **474 372** habitants.

D'après la DHW de la wilaya de Tipaza, le taux d'accroissement moyen pour les dix huit agglomérations est de **2,28%**.

La population par village et hameau à différents horizons est calculée par rapport à celle de l'année 2008 par la relation :

$$P_x = P_0 * (1 + \alpha)^n$$

P_x : population à l'horizon de calcul ;

P_0 : population à l'année de recensement 1998 ;

α : Taux d'accroissement démographique, $\alpha = 2,28\%$;

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

Le résultat du calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau II.1.

Tableau II.1: Evolution de la population à différents horizons

COMMUNES	DISPERSION	POPULATION 2008	POPULATION 2015	POPULATION 2025
TIPAZA	Agg Chef Lieu	15677	18357	22999
	Agg Secondaire	4370	5117	6411
	Zones Eparses	6086	7126	8928
	Total	26133	30600	38338
KOLEA	Agg Chef Lieu	47167	55230	69196
	Agg Secondaire	4499	5268	6600
	Zones Eparses	3585	4198	5259
	Total	55251	64696	81055
CHAIBA	Agg Chef Lieu	10037	11753	14725
	Agg Secondaire	10242	11993	15025
	Zones Eparses	1260	1475	1848
	Total	21539	25221	31599

ATTATBA	Agg Chef Lieu	11728	13733	17205
	Agg Secondaire	9374	10976	13752
	Zones Eparses	7219	8453	10591
	Total	28321	33162	41548
HADJOUT	Agg Chef Lieu	36988	43311	54263
	Agg Secondaire	4907	5746	7199
	Zones Eparses	10986	12864	16117
	Total	52881	61921	77579
MERAD	Agg Chef Lieu	8236	9644	12083
	Agg Secondaire	7798	9131	11440
	Zones Eparses	4920	5761	7218
	Total	20954	24536	30740
FOUKA	Agg Chef Lieu	25746	30147	37770
	Agg Secondaire	20622	24147	30253
	Zones Eparses	4312	5049	6326
	Total	50680	59343	74350
DOUAOUDA	Agg Chef Lieu	11732	13737	17211
	Agg Secondaire	6821	7987	10007
	Zones Eparses	5017	5875	7360
	Total	23570	27599	34578
BOU ISMAIL	Agg Chef Lieu	27486	32184	40323
	Agg Secondaire	5773	6760	8469
	Zones Eparses	8484	9934	12446
	Total	41743	48879	61239
AIN TAGOURAIT	Agg Chef Lieu	7153	8376	10494
	Agg Secondaire	/	/	/
	Zones Eparses	3831	4486	5620
	Total	10984	12862	16114
KHEMISTI	Agg Chef Lieu	13577	15898	19918
	Agg Secondaire	2146	2513	3148
	Zones Eparses	/	/	/
	Total	15723	18411	23066
BOU HAROUN	Agg Chef Lieu	8162	9557	11974
	Agg Secondaire	/	/	/
	Zones Eparses	2283	2673	3349
	Total	10445	12230	15323
SIDI AMAR	Agg Chef Lieu	6769	7926	9930
	Agg Secondaire	1234	1445	1810
	Zones Eparses	5891	6898	8642
	Total	13894	16269	20383
NADOR	Agg Chef Lieu	5014	5871	7356

	Agg Secondaire	3261	3818	4784
	Zones Eparses	1735	2032	2545
	Total	10010	11721	14685
MENACEUR	Agg Chef Lieu	8903	10425	13061
	Agg Secondaire	3436	4023	5041
	Zones Eparses	14413	16877	21144
	Total	26752	31325	39246
AHMAR EL AIN	Agg Chef Lieu	13738	16086	20154
	Agg Secondaire	7109	8324	10429
	Zones Eparses	9919	11615	14552
	Total	30766	36025	45135
BOURKIKI	Agg Chef Lieu	11111	13010	16300
	Agg Secondaire	7051	8256	10344
	Zones Eparses	4997	5851	7331
	Total	23159	27118	33975
SIDI RACHED	Agg Chef Lieu	6423	7521	9423
	Agg Secondaire	/	/	/
	Zones Eparses	5144	6023	7546
	Total	11567	13544	16969
		474372	555462	695923

A l'horizon 2015, le nombre d'habitants des communes concernées par le projet sera de **555 462 habitants au total.**

I.2. Evolution des besoins en eau potable

I.2.1. Généralités [1]

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, la propreté, 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 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 publiques, les centres de formation...etc.

➤ **Besoins sanitaires :**

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

➤ **Besoins d'incendie :**

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

➤ **Besoins des ZET (Zones d'Extension Touristiques)**

On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristiques.

I.2.2. Evaluation des besoins en eau potable :

Compte tenu du caractère quasi-rural de la zone à alimenter et que le projet relève du court terme, nous avons décidé d'adopter l'hypothèse d'une dotation estimée à **150 l/j/hab.**

A défaut de données, concernant les besoins industriels, touristiques et administratifs, pour la plus part des agglomérations de notre zone d'étude, l'estimation des besoins totaux sera calculée à partir des besoins domestiques majorés de 25%. Ce dernier tient en compte le pourcentage des consommations moyennes par rapport à la consommation domestique.

NB : le chiffre de 25% a été obtenu auprès de la DHW de Tipaza.

➤ **Consommation moyenne journalière :**

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

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

Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à différents horizons sont donnés pour chaque commune dans le tableau II.2.

Tableau II.2: Répartition par communes des besoins moyens journaliers à différents horizons

COMMUNES	Dotation2008/2015	Dotation 2015/2025	Besoins moyens journaliers (m ³ /j)			
			2008	2015	2020	2025
		(l/j/hab)	(m ³ /j)			
TIPAZA	150	160	3920	4590	5480	6134
KOLEA	150	160	8288	9704	11586	12969
CHAIBA	150	160	3231	3783	4517	5056
ATTATBA	150	160	4248	4974	5939	6648
HADJOUT	150	160	7932	9288	11089	12413
MERAD	150	160	3143	3680	4394	4918
FOUKA	150	160	7602	8901	10628	11896
DOUAOUDA	150	160	3536	4140	4943	5533
BOU ISMAIL	150	160	6261	7332	8754	9798
AIN TAGOURAIT	150	160	1648	1929	2303	2578
KHEMISTI	150	160	2358	2762	3297	3691
BOU HAROUN	150	160	1567	1835	2190	2452
SIDI AMAR	150	160	2084	2440	2914	3261
NADOR	150	160	1502	1758	2099	2350
MENACEUR	150	160	4013	4699	5610	6279
AHMAR EL AIN	150	160	4615	5404	6452	7222
BOURKIKI	150	160	3474	4068	4857	5436
SIDI RACHED	150	160	1735	2032	2426	2715
			71156	83319	99478	111348

A l'horizon 2015, les besoins moyens journaliers domestiques de l'ensemble des communes concernées sont estimés à **83 319 m³/j**.

Besoins moyens journaliers totaux = besoins moyens journaliers domestiques x 1.25

Donc les besoins moyens journaliers totaux de la zone d'étude seront à l'horizon 2015, de l'ordre de **104 149 m³/j**.

II. VARIATION DE LA CONSOMMATION: [1]

a) Variation de la consommation journalière

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale; de même il existe une journée où elle est minimale.

➤ Consommation maximale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{\max,j}$.

Ainsi nous pouvons écrire:
$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy},j}$$

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

$K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{\max,j} = (1,1-1,3)$.

On prend: $K_{\max,j} = 1, 2$;

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

➤ Consommation minimale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{\min,j}$.

Ainsi nous pouvons écrire:
$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j}$$

$Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j);

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{\min,j} = (0,7-0,9)$.

On prend: $K_{\min,j} = 0,85$;

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

Tableau II.3: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune

COMMUNES	Qmoy,j (m ³ /j)	Kmin,j	Qmin,j (m ³ /j)	Kmax,j	Qmax,j (m ³ /j)
2015					
TIPAZA	5738	0,85	4877	1,2	6886
KOLEA	12 130	0,85	10311	1,2	14556
CHAIBA	4729	0,85	4020	1,2	5675
ATTATBA	6217	0,85	5284	1,2	7460
HADJOUT	11 610	0,85	9869	1,2	13932
MERAD	4600	0,85	3910	1,2	5520
FOUKA	11 126	0,85	9457	1,2	13351
DOUAOUDA	5175	0,85	4399	1,2	6210
BOU ISMAIL	9165	0,85	7790	1,2	10998
AIN TAGOURAIT	2411	0,85	2049	1,2	2893
KHEMISTI	3452	0,85	2934	1,2	4142
BOU HAROUN	2294	0,85	1950	1,2	2753
SIDI AMAR	3050	0,85	2593	1,2	3660
NADOR	2198	0,85	1868	1,2	2638
MENACEUR	5874	0,85	4993	1,2	7049
AHMAR EL AIN	6755	0,85	5742	1,2	8106
BOURKIKA	5085	0,85	4322	1,2	6102
SIDI RACHED	2540	0,85	2159	1,2	3048
	104 149		88527		124979

L'intégration des coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum dans l'estimation des besoins en eau, garantit la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque moment de l'année et permet le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution d'eau potable en fonction du débit maximum journalier calculé.

$$Q_{max,j} = 124\,979 \text{ m}^3/j.$$

b) Variation de la consommation horaire

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière.

Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaires ($K_{max,h}$, $K_{min,h}$) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime de travail et d'autres conditions locales.

➤ **Consommation maximale horaire**

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient β_{\max} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max}$$

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

Population	1.000	1.500	2.500	4.000	6.000	10.000	20.000	30.000	100.000	300.000	1.000.000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\max} = 1,3$ et $\beta_{\max} = 1,01$

Alors : $K_{\max,h} = 1,3 * 1,01$
 $\Rightarrow K_{\max,h} = 1,31$

➤ **Consommation minimale horaire**

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient β_{\min} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min}$$

Tableau II.5: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Population	1.000	1.500	2.500	4.000	6.000	10.000	20.000	30.000	100.000	300.000	1.000.000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\min} = 0,5$ et $\beta_{\min} = 0,86$

Alors : $K_{\min,h} = 0,5 * 0,86 \Rightarrow K_{\min,h} = 0,43$

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, nous avons opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération se basant sur le tableau II.6.

Tableau II.6: Répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	< 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	> 100000	
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	5,6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4,8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4,7	4.6	8.5
12-13	07	05	4,4	4.6	8.5
13-14	07	05	4,1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4,2	4.75	05
15-16	4.5	06	4,4	4.70	05
16-17	05	06	4,3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4,1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4,5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4,5	4.3	06
20-21	4.5	04	4,5	4.3	06
21-22	03	03	4,8	4,2	03
22-23	02	02	4,6	3.75	02
23-24	01	1.5	3,3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend dix huit localités, on doit donc établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles.

A l'horizon 2015 :

- Les trois communes à savoir KOLEA, HADJOUT et FOUKA dont le nombre d'habitants de chacune d'elles est compris entre 10 001 et 50 000 habitants correspondent à la deuxième colonne de répartition.
- Les autres communes dont le nombre d'habitants de chacune est compris entre 1 et 10000 correspondent à la première colonne de répartition horaire du débit maximum journalier.

Les tableaux montrant la variation du débit horaire dans la journée, pour les dix huit communes sont représentés en annexe N ° I.

III BILAN PRODUCTION – CONSOMMATION :

Pour dimensionner correctement une adduction, il est impératif d'établir le bilan besoins-ressources dans la mesure où il constitue un moyen de projection, pour pouvoir apprécier l'évolution de ce dernier à court et moyen termes.

III. 1-RESSOURCES EN EAU :

a. Eaux superficielles :

La wilaya de Tipaza située au nord du pays, et à l'Est d'Alger, où l'apport moyen annuel est assez élevé. Il varie entre 500 et 700 mm/an. (680 mm en 2007)

Le barrage de Boukerdene est le principal ouvrage de stockage des eaux superficielles destinées à l'alimentation en eau potable, mais il existe aussi d'autres ressources de barrage telles que les transferts de Ghrib, Bou Roumi et le transfert de Nador.

On peut noter aussi la quantité non négligeable d'eau fournie par la station de dessalement de Bou Ismail.

b. Eaux souterraines :

Les sources allouées à l'AEP des agglomérations concernées représentent un ensemble de champs de forages lesquels englobent plus de soixante forages opérationnels, concentrés principalement au niveau de la cote Est de la wilaya, sur la nappe du Mazafran.

Les systèmes de forages sont :

- Mazafran 1 : forages locaux nappe Mazafran Kolea.
- Mazafran 2 : forages locaux nappe Mazafran Berbessa.
- Mazafran 3 : forages locaux nappe Mazafran Tektaka + L.Halloulla.

La capacité de production de l'ensemble de ces forages est estimée 44000 m³/j, valeur moyenne soutenable à moyen terme d'après les services de la DHW de Tipaza.

III. 2- BESOINS EN EAU :

Comme nous l'avons mentionné tout au long de ce chapitre, les besoins totaux en eau potable augmentent d'une manière continue et soutenue, et sont estimés à environ **104 150 m³/j.**

Le tableau suivant représente le bilan besoins-ressources pour chacune des 18 communes de la zone d'étude.

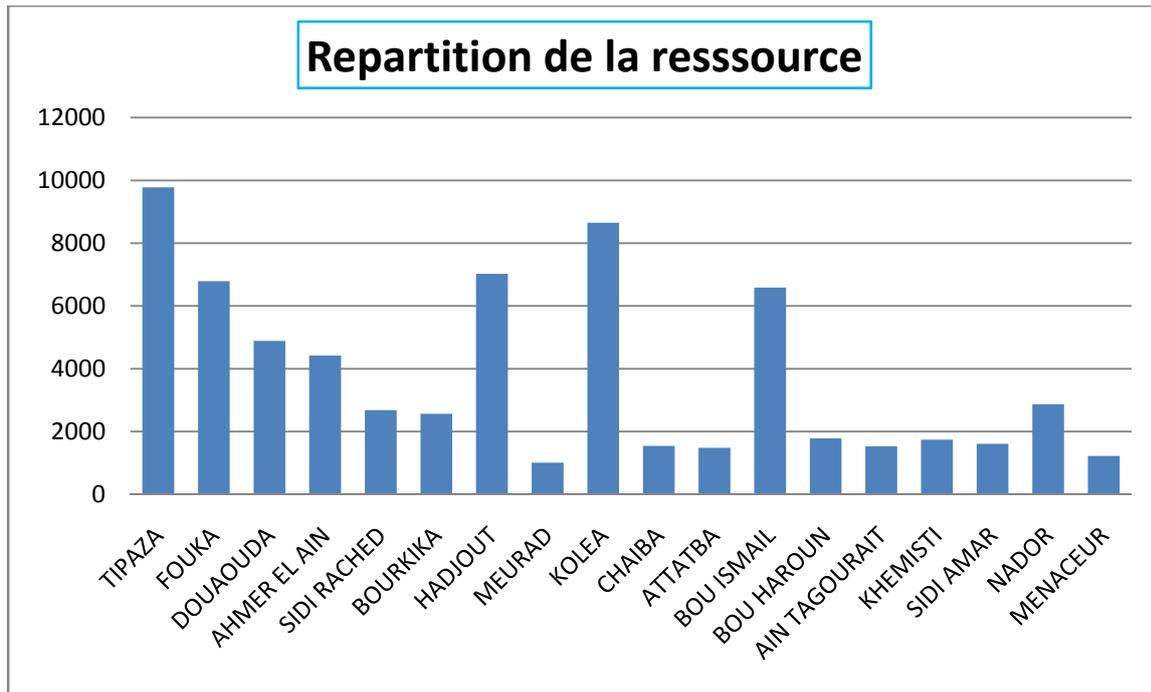


Figure II.1 : répartition de la ressource.

L'analyse de ce tableau permet de tirer les deux conclusions suivantes :

- L'ensemble station de dessalement-ressources actuelles permettra de couvrir la demande en eau potable au de-là de l'horizon de calcul voir jusqu'en 2030.
- Durant les premières années de fonctionnement de la SDEM, il ne sera pas possible d'absorber la production totale, donc il est nécessaire d'identifier des alternatives d'acheminement de l'excédent.

NB : il est déconseillé de faire arrêter les forages comme alternative afin de réduire l'excès, pour des raisons de qualité et de gout.

Conclusion

La mise en évidence des besoins en eau potable de chacune des communes de la zone d'étude et par conséquent le total des besoins en eau à l'horizon 2015, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs, ainsi que de dimensionner l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

CHAPITRE III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelque fois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions relativement aux gros débits transportés. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

Dans tous les cas, l'étude se basera sur les besoins en eau pour aboutir à une solution technique, en aucun cas la ressource en eau dictera la conduite du projet.

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

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.1.2. Adduction par refoulement

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

III.1.3. Adduction mixte

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (refoulement-gravitaire).

III.2. Etude des variantes

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite, le choix de l'emplacement adéquat de(s) réservoir(s) de stockage ainsi que le(s) station(s) de pompage.

La zone d'étude s'étale de la source qui est la station de dessalement d'eau de mer située à une côte 10mNGA (d'après la DHW de la wilaya de Tipaza), au droit du réseau de distribution de la ville de Fouka.

Vu la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comportera une partie par refoulement partant de la station de dessalement jusqu'au réservoir de distribution et une autre gravitaire connectant le réservoir projeté à la ville de Fouka.

III.2.1. Proposition des variantes

Avant de se lancer dans la proposition des variantes, nous signalons que nous sommes guidés dans ce choix par le but du projet, qui est l'alimentation des dix huit communes, et que nous devons choisir des variantes qui assurent l'alimentation des agglomérations avoisinantes, toute en gardant dans l'esprit l'aspect économique du projet.

Pour notre projet, nous avons décidé dans un premier temps de prendre une seule station de pompage, qui sera placée au niveau de la station de dessalement (environ 10 mNGA), ainsi qu'un réservoir de stockage qui sera implanté au niveau de Hai Mouaz. Ces choix peuvent être justifiés par la hauteur d'élévation (environ 200m) et la longueur des conduites relativement petites.

Dans ce sens, nous avons décidés d'alimenter les trois communes à savoir Fouka, Kolea et Douaouda gravitairement à partir d'un réservoir qui sera implanté sur un site dans la région de Hai Mouaz. Le volume et les cotes (cote du radier et du trop plein) de ce dernier seront déterminés ultérieurement. Ce réservoir à projeter, sera alimenté par refoulement à partir de la station de dessalement directement.

Donc le choix de la variante, revient à choisir un tracé de l'adduction qui répond aux exigences techniques tout en étant le meilleur du point de vue économique.

Par rapport aux données dont on dispose (carte d'état major, mais pas de levé topographique précis de la zone d'étude). Nous avons considéré deux hypothèses pour le refoulement. Le tronçon de l'adduction gravitaire sera représenté par une seule variante car la topographie ne nous permet pas de prendre des tracés différents.

➤ Variante N°1 :

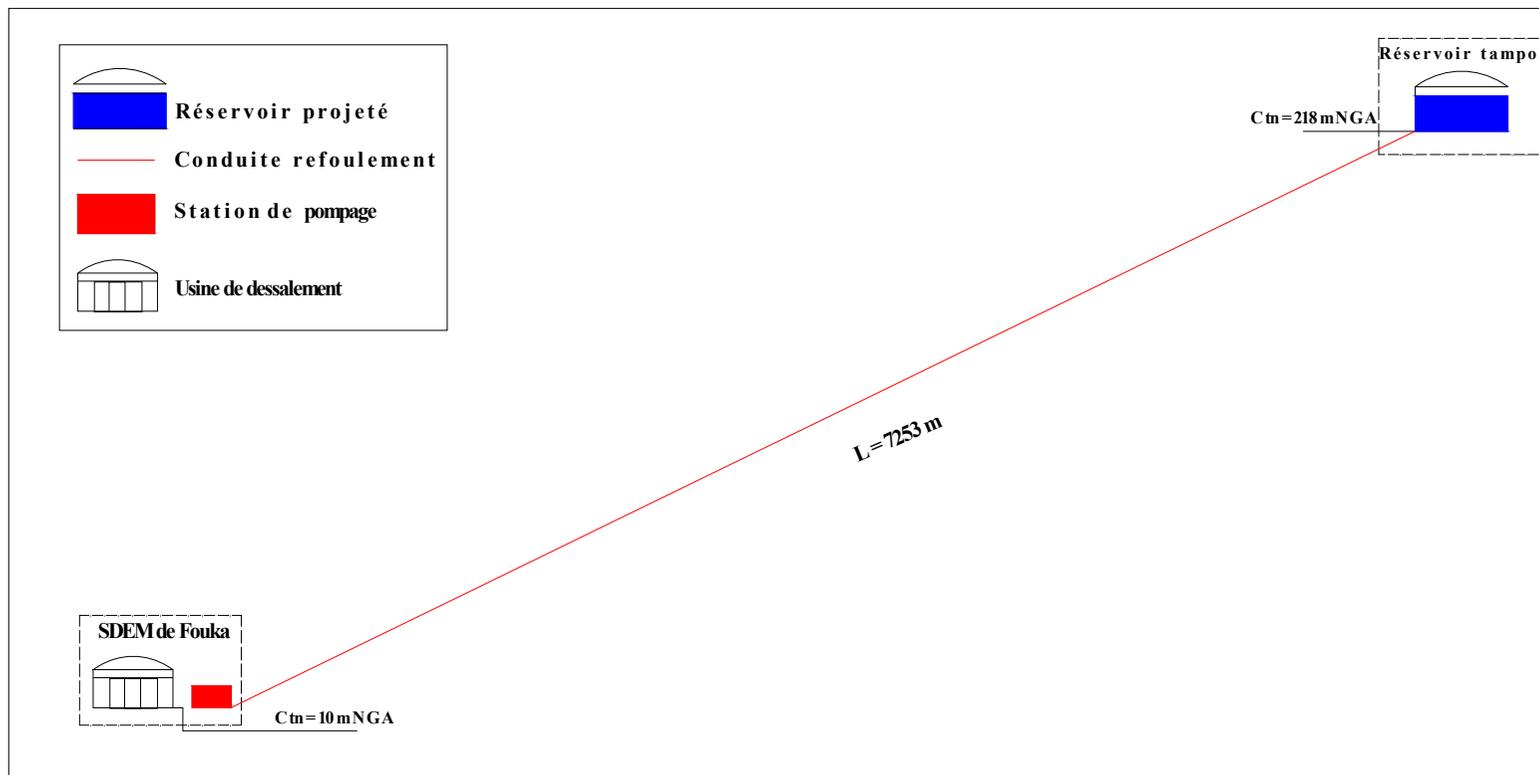
Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué d'une seule conduite reliant la station située sur une plage d'une côte de 10 mNGA, au réservoir tampon qui doit être projeté à Hai Mouaz à une côte de 218 mNGA en longeant la route nationale R.N N° 11 vers Alger, jusqu'au niveau du domaine Abane Ramdan, puis la conduite remonte la pente le long d'un chemin communal pour rejoindre le chemin de wilaya N°57, pour finalement aboutir à Hai Mouaz où sera implanté le réservoir à travers le domaine de Bouzar Boualem.

➤ **Variante N°2 :**

Le même principe a été suivi pour l'élaboration de la variante N° 2, sauf que nous avons essayés pour celle-ci d'emprunter des tracés plus directs et que nous ne sommes pas forcément passés par les routes et les chemins de wilaya mais on a plutôt longé les pistes et les petites routes communales.

La conduite en quittant la station, va suivre la route nationale R.N N°11 dans la direction d'Alger jusqu'au domaine Morsli A.E.K, puis elle remonte la pente vers la ville de Kolea en coupant les chemins de wilaya C.W N° 126 et C.W N° 57 et elle termine dans le réservoir projeté au niveau de Hai Mouaz à une côte de 218 mNGA .

Figure III.1.a : Schéma vertical du tracé N° 1



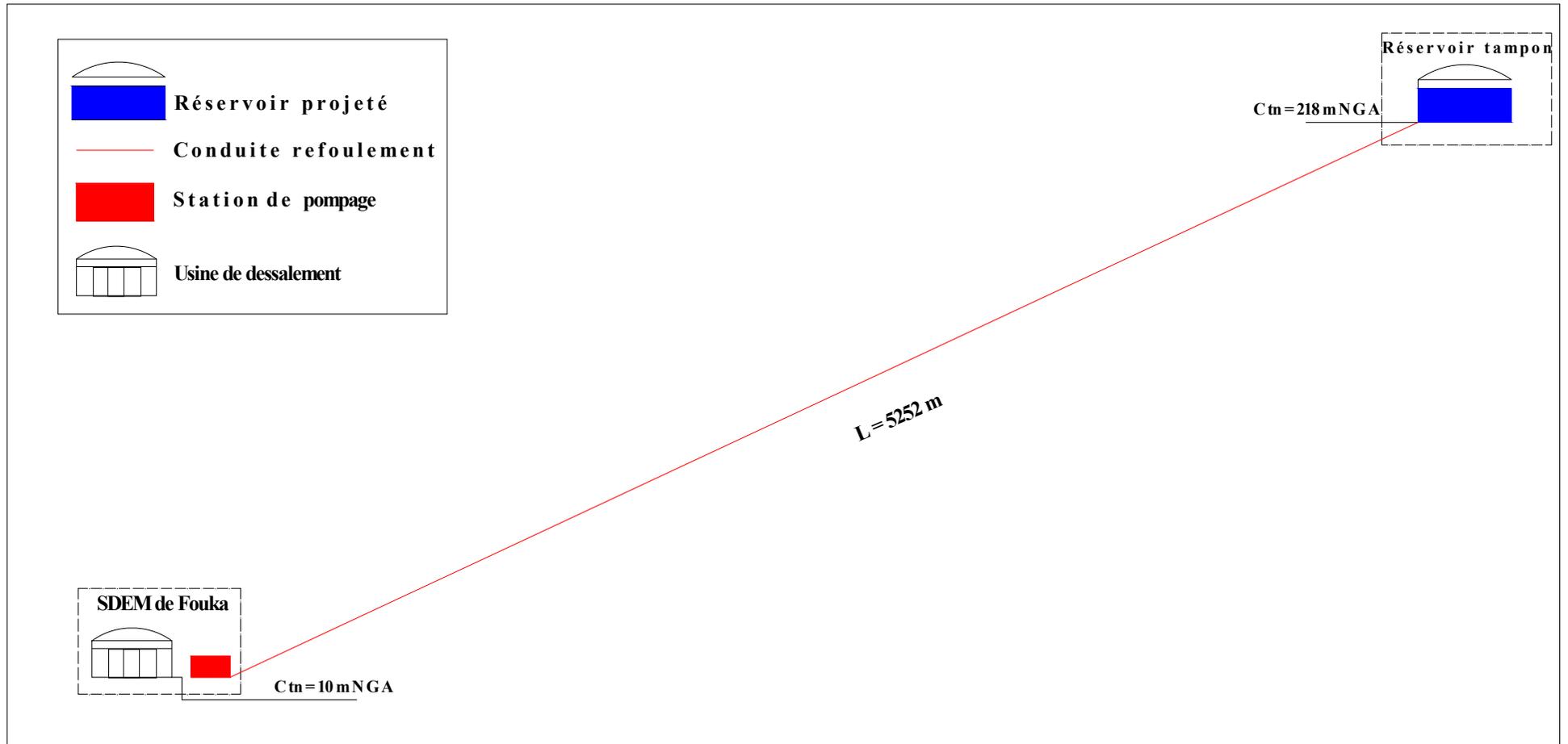


Figure III.1.b : Schéma vertical du tracé N° 2.

III.3.2. Analyse des variantes de tracé :

Les deux variantes prévoient une station de pompage d'une côte de 10 mNGA qui sera implantée au sein même de la SDEM, pour élever l'eau à une hauteur totale de 208m, ce qui est possible vu la disponibilité sur le marché local de groupes électropompes capables d'atteindre cette hauteur, sans avoir recours à des groupes prototypes. Ainsi qu'un réservoir tampon au niveau de Hai Mouaz, sur une côte de 218 mNGA.

Donc les deux variantes présentent les mêmes particularités techniques, c'est le tracé qui diffère. Cette différence se résume dans la longueur de l'adduction ainsi que dans les passages et traversés des routes. Ce dernier point sera très déterminant pour le choix final, car la conduite doit traverser des routes nationales et des chemins de wilaya.

La variante N° 1 est la plus longue 7253 m entre les deux, et elle traverse la route à deux reprises, la première c'est la route nationale R.N N° 11 au niveau du domaine Abbad Hamid sur une largeur d'environ 20 mètres, alors que la deuxième fois c'est la traversé du chemin de wilaya C.W N° 57 sur une largeur de 12 mètres. La particularité de ce tracé c'est qu'il est à plus de 80% au bord d'une route ou un chemin important. (Route nationale ou chemin de wilaya)

La variante N° 2 est la plus intéressante du point de vue longueur (longueur globale d'environ 5252 m), elle traverse elle aussi les routes importantes (la R.N N° 11, les chemins de wilaya C.W N° 126 et C.W N° 57), et on remarque aussi que quelques tronçons de l'adduction passent sur des terrains vagues et ne suivent aucun chemin. Près de 32% de la conduite passe loin des routes et des chemins.

III.4. Choix du tracé :

Le tracé et le dimensionnement d'une adduction seront établis après avoir soigneusement étudiés les besoins: quantité d'eau à fournir, site de distribution... Il faudra ensuite sélectionner la source répondant à ces contraintes, et définir un stockage éventuel (capacité et localisation).

Nous recherchons le tracé de l'adduction le plus court possible [station de dessalement - réservoir d'accumulation] afin d'obtenir de longs alignements, raccordés par des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.

Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses et de tout dommage subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.

Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réalisation d'un profil en long idéal.

Le tracé proprement dit pourra alors être étudié, en distinguant, si un stockage est nécessaire,

- l'alimentation, qui est le tronçon compris entre la source et le stockage, dont le fonctionnement peut être continu ou discontinu,
- la distribution, qui est le tronçon en aval du stockage et dont le fonctionnement sera discontinu (dépendant de la demande).

Pour le présent projet, nous avons décidé de garder la variante N° 2 car elle paraît la plus acceptable techniquement, du fait que la conduite soit la plus courte déjà, et cela malgré quelques travaux de génie civil en plus.

III.5.Choix du matériau de la conduite

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

- ✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
 - Adaptation aux terrains de pose ;
 - Bonne étanchéité ;
 - Facilité d'entretien et de mise en service.

- ✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport ;
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les tuyaux en fonte ; les tuyaux en acier ; les tuyaux en matière thermoplastique et les tuyaux en béton.

Dans le cadre de ce projet, nous avons optés pour des conduites en fonte, ce choix se justifie par la résistance de ces dernières aux attaques chimiques que peuvent présenter les terrains dans la région du fait de leurs proximités avec la mer, ainsi que par la nature des sols (des argiles molles en grande majorité – chap 1) qui rend le risque de glissement de terres assez élevé. La topographie n'est pas en reste dans ce choix car le tracé de la conduite traverse des pentes importantes par endroits. (Peuvent atteindre 40%)

III.6. Adduction mixte reliant la station de dessalement au réservoir de distribution projeté :

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piézométrique et à la topographie, peuvent se présenter. Pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées. Le cas rencontré dans notre projet est celui de la dépression.

Pour remédier au problème d'écrêtement (implosion de la conduite) survenant en cas d'arrêt de la pompe, on transforme un tronçon de l'adduction par refoulement en adduction gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon implanté au niveau du point le plus haut du terrain de pose de la conduite (figure III.2.a).

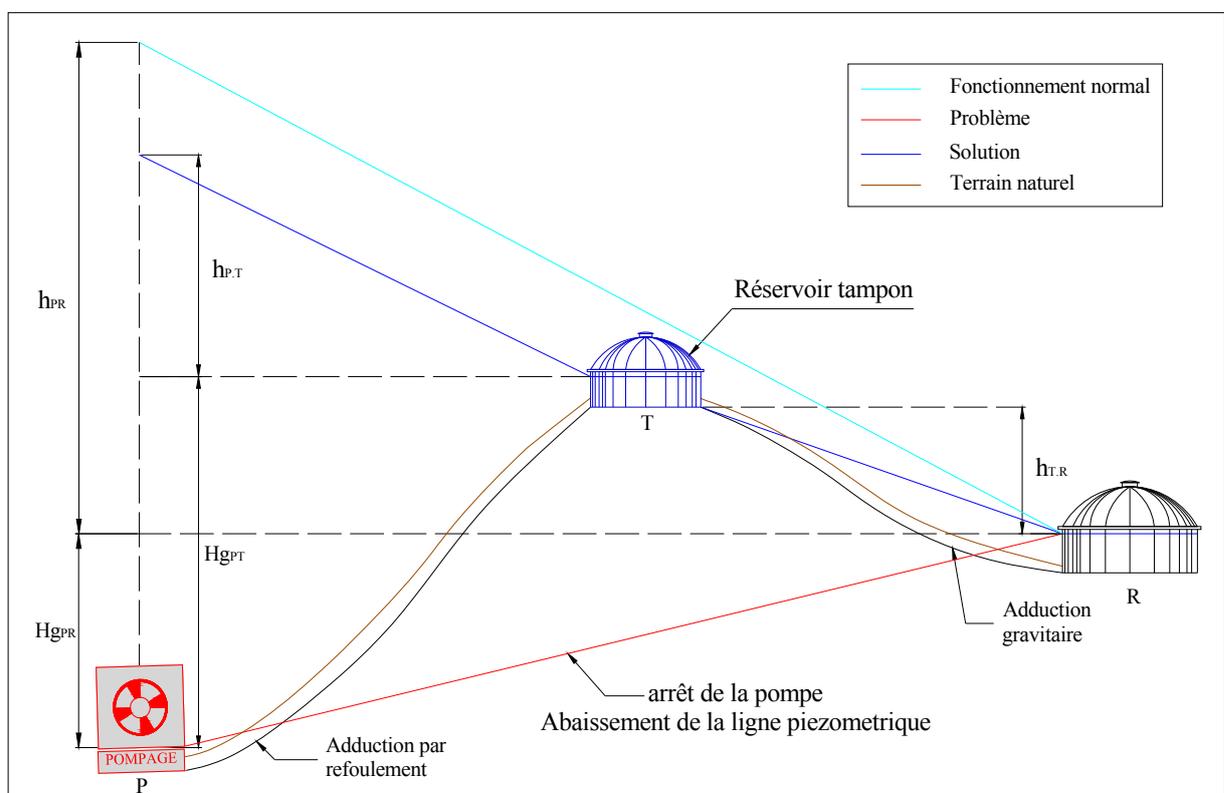


Figure III.2.a : Problème d'écrêtement (implosion de la conduite).

III.7. Calcul hydraulique

III.7.1. Calcul de l'adduction : [1] [2]

a) Cas de refoulement

Il existe plusieurs formules pour le calcul du diamètre économique, mais elles ne prennent pas en considération le facteur de consommation :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonnin}) \quad (\text{III.1})$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bresse}) \quad (\text{III.2})$$

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

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

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

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

$$D_{econ} = C_j * E^{\left(\frac{1}{\alpha+m}\right)} * Q^{\left(\frac{B+1}{\alpha+m}\right)} \dots\dots\dots(\text{III.3})$$

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

Démonstration de la formule (III.3) :

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

Avec : C_t : coût total

C_{const} : Coût de construction

C_{expl} : Coût d'exploitation

- $N = \frac{\rho * g * Q(Hg + \Delta H)}{10^2 * \eta} \dots\dots\dots(2)$

Avec :

N : puissance de la station de pompage

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

ΔH : la perte de charge

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

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

Q : le débit véhiculé par la conduite

Donc les dépenses d'énergie électrique seront :

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

Avec : E_t : dépense d'énergie

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

Les dépenses totales sont :

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

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

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

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

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

Tableau N° I-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 : $W = \frac{1}{t} C_t = \left(\frac{1}{t} + \frac{R}{100} \right) C_{const} + C_{energie} \dots\dots\dots (5)$

- Evaluation de C_{const} :

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

- $C_{const} = a + b D^\alpha \dots\dots\dots (6)$

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

α : coefficient tenant compte du lien : investissement-diamètre

$C_{const} - a = b D^\alpha$

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

Valeurs de a, b et α en fonction du type de matériau sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau N° IV -2 La valeur de α, a, b en fonction du matériau

Tuyau	α	a	b
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.6	107	8.4
A .ciment	1.95	78	11.0
Plastique	1.95	157	9.00

Evaluation de coût d'énergie électrique :

- $C_{energie} = N * T * \sigma * \delta \dots\dots\dots(6')$

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 :

- $\delta = \frac{1}{K_0 * K_j * K_h} \dots\dots\dots(6'')$

K_0 : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau : $K_0=1.03$ a 1.04

K_j : coefficient de variation journalière de la consommation : 1.1 a 1.3

K_h : coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend de la courbe de consommation

Si nous tenons compte du régime d'écoulement et du matériau de la canalisation la perte de charge sera donnée par la formule de Darcy-Weisbach (I)

$$\Delta H = \frac{K^1 * L * Q^B}{D^m} \dots\dots\dots(6''')$$

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

m : exposant tenant compte du type de matériau

En injectant cette relation (6''') dans la de puissance (2), nous obtenons

- $N = \frac{10^3 * Q(Hg + \frac{K^1 * L * Q^B}{D^m})}{10^2 * \eta} \dots\dots\dots(7)$

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

- $W = 0.01(\frac{1}{t} + R)(a + bD^\alpha) * L + 86 * 10^3 * \frac{K^1 * L * Q^B}{\eta * D^m} * \delta * \sigma \dots\dots\dots(8)$

En conséquence le diamètre économique est obtenu en dérivant et en annulant $\frac{\partial N}{\partial D} = 0$

$$\text{Ce qui nous donne : } D_{\text{econ}} = \left(\frac{86 * 10^3 * K * m * T * \delta}{\alpha * b * \eta \left(\frac{1}{t} + R \right)} \right)^{\left(\frac{1}{\alpha+m} \right)} * Q^{\left(\frac{B+1}{\alpha+m} \right)}$$

Tableau III.3: Les valeurs de K, m et β

Tuyau	K	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Cette relation est de la forme :

$$D_{\text{econ}} = C_j * E^{\left(\frac{1}{\alpha+m} \right)} * Q^{\left(\frac{B+1}{\alpha+m} \right)}$$

E : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris certain exposant hydraulique

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

M : facteur tenant compte du matériau de la canalisation

Tableau III.4 : la valeur de M en fonction du matériau.

Tuyau	M
Acier	0,92
Fonte	0,43
Amiante ciment	0,24
plastique	0,13

σ : Prix du 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 :

$$\bullet \quad \delta = \frac{1}{K_0 * K_j * K_h}$$

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

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 :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III.4})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

K' : Coefficient de frottement.

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 III.5

Tableau III.5: 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 :

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

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001735$; $\beta = 2$; $m = 5,3$

III.7.2. Dimensionnement de l'adduction par refoulement

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières et on diminue très vite les pertes de charge, et par la suite les dépenses de l'énergie pour faire circuler l'eau.

La station de pompage est appelée à refouler le débit d'exploitation vers le réservoir de transit. Le régime de fonctionnement de la station est de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

A- Refoulement : SDEM- Réservoir projeté

Le débit qui doit être refoulé au réservoir projeté, est soutiré à partir d'une conduite principale sortant de la station et cela au moyen d'un piquage. Donc le dimensionnement de la conduite de refoulement à partir de la SDEM, revient à calculer les deux diamètres c'est-à-dire celui de la conduite principale ainsi que celui de la conduite après le piquage.

✓ Tronçon SDEM-Piquage :

Le débit de dimensionnement de ce tronçon est le débit maximum journalier de toute la zone d'étude, car il doit transporter la quantité nécessaire pour les dix huit communes.

Dans ce sens, et à partir du bilan besoins-ressources déjà traité dans le deuxième chapitre, nous trouvons le débit de dimensionnement.

$$Q'_{max,j} = 124\,980 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$\text{Production totale} = 68\,200 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Donc le nouveau $Q_{max,j}$ devient :

$$Q_{max,j} = Q'_{max,j} - \text{Production Totale} = 124\,980 - 68\,200 = 56\,700 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Alors le débit de dimensionnement est estimé à **60 000 m³/j.**

P.S : le résultat est majoré dans le but de prolonger la durée de vie de la station.

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{max,j} = 60\,000 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$\text{A.N : } Q_{exp} = \frac{60000}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp} = 0,83 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Le diamètre économique moyennant la relation (III.2) est tel que :

$$\text{A.N : } D_{ec} = 1,5 * \sqrt{833,33 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 1,36 \text{ m} \text{ donc } D_{ec} = 1300 \text{ mm}$$

On vérifie la vitesse telle que :

$$Q = V * S = \frac{\pi * D^2}{4} * V \Rightarrow V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

A.N :

$$V = \frac{4 * 0.83}{\pi * 1,30^2} = 0,63 \text{ m/s}$$

On trouve une vitesse de **0,63 m/s**, qui est acceptable.

✓ Tronçon Piquage-Réservoir projeté :

Le débit de dimensionnement de cette partie de l'adduction est le débit maximum journalier pour les trois communes concernées.

De la même façon que pour le premier tronçon, calcule le débit de dimensionnement du tronçon piquage-réservoir.

Le débit maximum journalier pour les trois communes est : 34 117 m³/j.
La production totale des trois communes est : 20 332 m³/j.

Alors le débit de dimensionnement est de : **13 785 m³/j.**

$$\text{A.N : } Q_{\text{exp}} = \frac{13785}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp}} = 0,191 \text{ m}^3/\text{s};$$

Le diamètre économique moyennant la relation (III.4) est tel que :

$$\delta = \frac{1}{1.03 * 1.1 * 1.5} = 0,588 \qquad \delta = 0.588$$

Dans notre cas nous avons pris : $\alpha = 1,6$; $\beta = 2$; $m = 5,3$.

Ce qui donne :

$$D_{\text{éco}} = C_j * E^{0.145} * Q^{0.44}$$

On a par ailleurs :

$$C_j = \frac{Q_i}{Q_i} = 1 \qquad \text{Car c'est le même débit.}$$

Sachant que le prix d'énergie (d'après SONALGASE) est de :

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	1,34
Heures de pointes	17h-21h	4	6,06
Heures creuses	21h-06h	9	0,74

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement de la station de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{1,34 * 11 + 0,74 * 9}{20} \Rightarrow \delta = \mathbf{1,07 \text{ DA}}$$

Donc on aura : $E = 10 * 0,43 * 0,588 * 1,07 = 2.7$

D'où : $D_{\text{éco}} = 1.155 * Q^{0.44}$

En utilisant la formule précédente, on trouve :

$$D_{\text{éco}} = 1.155 * (0.191)^{0.44} \Rightarrow D_{\text{ec}} = 0,557m$$

On prend alors un diamètre normalisé de **600 mm**. Et on calcule la vitesse.

$$Q = V * S = \frac{\pi * D^2}{4} * V \Rightarrow V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

A.N :

$$V = \frac{4 * 0.191}{\pi * 0.60^2} = 0,68m/s$$

On trouve une vitesse de **0,68 m/s**, qui est acceptable.

En fin, on calcule la perte de charge dans ce tronçon à l'aide de la formule (III-4) :

$$\Delta H_t = \frac{K * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} = \frac{0.001735 * 1,1 * 5252 * 0,191^2}{0,6^{5,3}} = 5,61m$$

La perte de charge totale pour le tronçon de l'adduction « piquage-réservoir tampon » est de **5,61 m**.

III.7.3. Dimensionnement de l'adduction gravitaire :

Le débit de dimensionnement de cette partie de l'adduction est le débit maximum journalier pour la seule commune concernée par cette partie gravitaire, Fouka en l'occurrence.

Le débit maximum journalier pour la commune de Fouka est : 11 126 m³/j.
 La production totale de la commune est : 6 792 m³/j.
 Alors le débit de dimensionnement est de : 4 334 m³/j.

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la cote de radier du réservoir tampon projeté est de **218 mNGA**, on projette alors un réservoir de tête qui vient renforcer le réseau d'AEP de Fouka. Ce réservoir sera implanté au Sud-Ouest de l'agglomération, aux environs du domaine Rami Amokrane sur une cote de radier de 148 mNGA. La longueur de la conduite de refoulement est de 2875 m.

La charge disponible pour l'écoulement, est : $\Delta H_t = C_{R\text{tampon}} - C_{R\text{distrib}}$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 218 - 148 = 70 \text{ m.}$$

On utilise la formule (III.4), pour le calcul du diamètre avantageux :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m}$$

On sait que :

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

Donc :

$$L_e = 1,10 * L_g = 1,10 * 2875 = 3162,50 \text{ m}$$

D'où :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} = \sqrt[5,3]{\frac{0,001735 * 3162,5 * 0,05^2}{70}} = 0,1997 \text{ m}$$

Alors :

$$D_{av} = 200 \text{ mm}$$

* La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.
On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$$\text{A.N: } V = \frac{4 * 50 * 10^{-3}}{3,14 * 0,2^2} \Rightarrow V = 1,59 \text{ m/s}$$

* Les frais d'investissement

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau III.6.b.

Tableau III.6.b: Frais d'investissement de la conduite gravitaire

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
200	20 000,00	3162,5	63 250 000,00	0,0888	5 616 600,00

Avec un diamètre $D_N = 200 \text{ mm}$, la vitesse d'écoulement dans l'adduction gravitaire ($V = 1,59 \text{ m/s}$) est admissible.

Ainsi le réservoir de tête doit être implanté d'une manière à ce que sa côte de terrain soit à **148 mNGA**.

Conclusion :

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit :

L'adduction sera composée d'une partie refoulement d'une longueur totale de 5377m, constituée de deux tronçons télescopiques. Le premier est la conduite principale d'un diamètre de 1300 mm sur une longueur de 125m, alors que le deuxième (à partir du piquage réalisé) est la conduite de refoulement vers le réservoir tampon ayant un diamètre de 600 mm, sur 5252 m de longueur.

La deuxième partie de cette adduction, est la partie gravitaire reliant le réservoir tampon au réseau existant de Fouka via un réservoir de tête projeté, la longueur est de l'ordre de 2875 m et le diamètre est de 200 mm.

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Introduction

Les informations recueillis au niveau des services de l'ADE de Fouka, nous ont permis de constater que le réseau de distribution de la ville de Fouka comportait une capacité de stockage assez importante, cette capacité peut parfaitement jouer son rôle dans les premières années de fonctionnement de l'adduction à partir de la station de dessalement, mais elle sera insuffisante au fil des années et l'accroissement de la demande.

Donc, nous avons décidés dans le cadre de notre étude d'anticiper et de prendre le devant en projetant un nouveau réservoir de distribution.

Le dimensionnement de ce réservoir ainsi que celui du réservoir tampon nécessaire a la réalisation du projet feront l'objet de ce chapitre.

IV.1. Fonctions des réservoirs [3]

- ✓ Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.

- ✓ Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.

- ✓ Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :

- panne électrique ;
- remplacement d'une pompe ;
- accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.

- ✓ Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

- ✓ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.

- ✓ Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante.

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

- ✓ Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.

- ✓ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais, ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

IV.2. Prescriptions sanitaires [3]

Hormis leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- ✓ Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- ✓ Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- ✓ Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- ✓ Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- ✓ L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- ✓ Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- ✓ En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- ✓ Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

IV.3. Classification des réservoirs

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

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

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

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

➤ **Circulaire:** elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaire. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

Dans le cas de deux réservoirs jumelés, la chambre de manœuvre est prévue entre eux.

❖ Dans notre cas, les réservoirs à dimensionner sont un réservoir tampon ainsi qu'un réservoir de tête, ce type de cuve prend généralement, la forme circulaire.

IV.4. Emplacement des réservoirs

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

Dans notre cas :

- le réservoir tampon et doit être implanté d'une manière à assurer la charge nécessaire pour l'alimentation des trois agglomérations.
- Ce réservoir doit être calculé et dimensionné de façon à satisfaire les trois demandes simultanément. (point de vue débit)
- le réservoir de tête projeté de Fouka doit être implanté à une côte permettant l'alimentation gravitaire du réseau existant de Fouka.

IV.5. Calcul des capacités des réservoirs

Nous rappelons que le débit à véhiculer par le système d'adduction est de **13785 m³/j**. Ce débit est refoulé par la station de pompage pour atteindre le réservoir tampon projeté sur une crête dominant les trois communes.

La station de pompage se trouvant au niveau de la station de dessalement a un régime de fonctionnement de 20h/24 et ce pour éviter le coup élevé de l'énergie durant les heures de pointe.

IV.5.1 Réservoir tampon

Le réservoir tampon doit recevoir l'eau venant par refoulement de la station de pompage avant d'être dirigée gravitairement vers le réservoir de tête de distribution.

➤ Estimation de la capacité totale du réservoir

La capacité du réservoir doit être déterminée de telle façon à assurer les besoins des trois agglomérations ainsi que la réserve d'incendie pour chacune d'entre elles d'une manière indépendante.

La capacité totale du réservoir sera : $V_t = V_r + V_{inc}$ (m³) (IV.0)

- Le volume résiduel V_r :

$$V_r = \frac{Q_0 * T}{2} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{IV.1})$$

Q_0 : débit transitant par le réservoir (m³/h) ;

T : temps de vidange du réservoir de transit (h).

On calcule le volume résiduel V_r du réservoir pour un temps de vidange $T = 3$ h sachant que :

$$Q_0 = 13\,785 \text{ m}^3/\text{j} = 683,25 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$\text{A.N : } V_r = \frac{683,25 * 3}{2} \Rightarrow V_r = 1033,875 \text{ m}^3$$

- Le volume d'incendie V_{inc} :

Le nombre de localités à alimenter étant de trois (03) alors le volume d'incendie sera:

$$\text{A.N : } V_{inc} = 3 * 120 \Rightarrow V_{inc} = 360 \text{ m}^3$$

- La capacité totale sera : $V_t = 1033,875 + 360 \Rightarrow V_t = 1393,875 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1500 \text{ m}^3$

➤ Dimensions du réservoir :

- Le diamètre D de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule $D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}}$ (IV.2)

On prend: $h = 6$ m

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 1500}{3,14 * 6}} \Rightarrow D = 19,54 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 20 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule $h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2}$ (IV.3)

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 1500}{3,14 * 20^2} \Rightarrow \mathbf{h = 4,76 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule $S = \frac{V_n}{h}$ (IV.4)

$$\text{AN: } S = \frac{1500}{4,77} \Rightarrow \mathbf{S = 314,46 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule $H = h + R$ (IV.5)
R : hauteur du matelas d'air (m),

On prend: $R = 0,54$ m

$$\text{AN: } H = 4,46 + 0,54 \Rightarrow \mathbf{H = 5,0 \text{ m}}$$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule $h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$ (IV.6)

$$AN : h_{inc} = \frac{360}{314,46} \Rightarrow h_{inc} = 1,15 \text{ m}$$

IV.5.2. Réservoir de tête : (de distribution)

Le réservoir de tête reçoit l'eau venant gravitairement du réservoir tampon, avant d'être renvoyée vers le réseau de distribution de la commune de Fouka.

La capacité de ce réservoir est calculée pour le stockage de l'eau pendant les quatre heures de l'arrêt de la station de pompage et sa restitution progressive pendant les vingt heures de son fonctionnement.

Le régime de travail de la station est tel que le montre la figure IV.1.

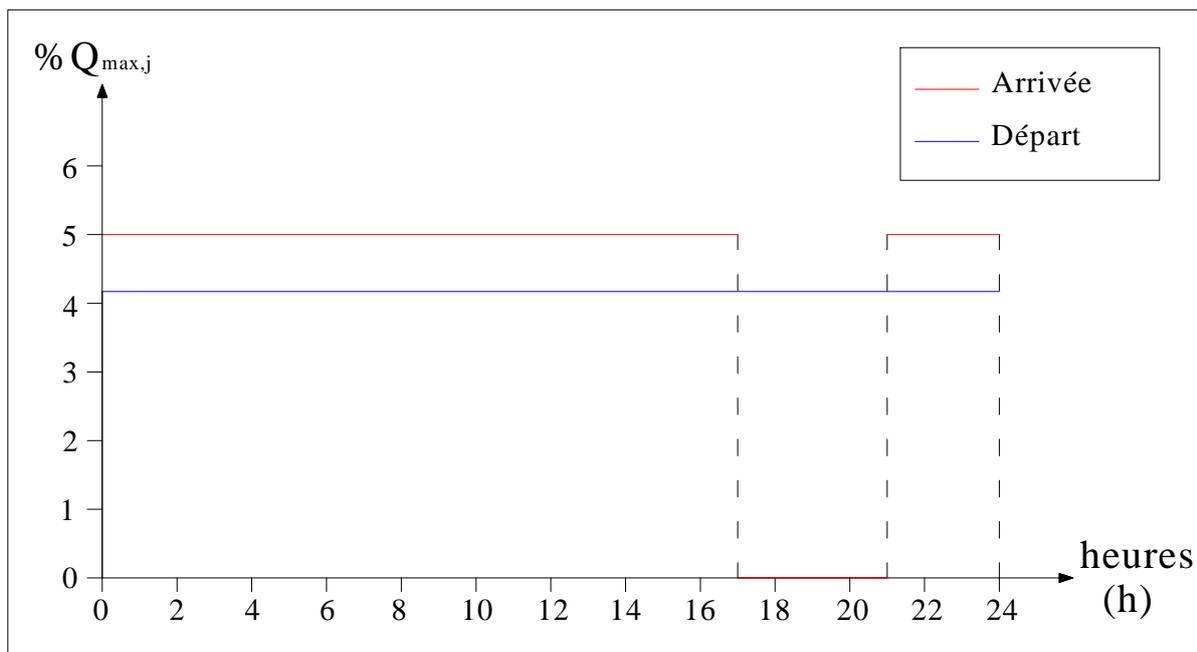


Figure IV.1: Régime de travail de la station de pompage.

➤ **Estimation de la capacité totale du réservoir par la méthode analytique**

La capacité totale du réservoir est telle que :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (IV.0)$$

V_t : capacité totale du réservoir de transit (m^3) ;

V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de **60 m^3/h**
(C'est un volume minimum) ;

V_r : capacité résiduelle (m^3),

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

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

a: fraction horaire du débit maximum journalier transitant par le réservoir (%),

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

Tableau IV.1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de la station de pompage

Heure	Consommation	Apport	Surplus	Déficit	Cumul
	%	%	%	%	%
0-1	03	5	02		4,3
1-2	3,2	5	1,8		6,1
2-3	2,5	5	2,5		8,6
3-4	2,6	5	2,4		11
4-5	3,5	5	1,5		12,5
5-6	4,1	5	0,9		13,4
6-7	4,5	5	0,5		13,9
7-8	4,9	5	0,1		14
8-9	4,9	5	0,1		14,1
9-10	5,6	5		0,6	13,5
10-11	4,8	5	0,2		13,7
11-12	4,7	5	0,3		14
12-13	4,4	5	0,6		14,6
13-14	4,1	5	0,9		15,5
14-15	4,2	5	0,8		16,3
15-16	4,4	5	0,6		16,9
16-17	4,3	5	0,7		17,6
17-18	4,1	0		4,1	13,5
18-19	4,5	0		4,5	9
19-20	4,5	0		4,5	4,5
20-21	4,5	0		4,5	0
21-22	4,8	5	0,2		0,2
22-23	4,6	5	0,4		0,6
23-24	3,3	5	1,7		2,3
Total	100%	100%	18,2	18,2	--

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{17,6 * 4334}{100} \Rightarrow V_r = 762,78 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 762,78 + 120 \Rightarrow V_t = 882,78 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

On opte pour un réservoir circulaire normalisé de 1000 m^3 de capacité.

➤ Dimensions du réservoir

La hauteur optimale d'eau utile h est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

- Le diamètre D de la cuve

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

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

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

On pose: h = 5 m.

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 1000}{3,14 * 5}} \Rightarrow D = 15,96 \text{ m, on prend : } \mathbf{D = 16 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (\text{IV.3})$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 1000}{3,14 * 16^2} \Rightarrow \mathbf{h = 4,97 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{IV.4})$$

$$\text{AN: } S = \frac{1000}{4,97} \Rightarrow \mathbf{S = 201,21 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (\text{IV.5})$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : hauteur du matelas d'air (m),

On prend: R = 0,71 m

AN: $H = 4,79 + 0,71 \Rightarrow \mathbf{H = 5,5 \text{ m}}$

- La hauteur de la réserve d'incendie :

Le réservoir étant unique, la réserve d'incendie est alors calculée telle que :

A.N : $V_{inc} = 120m^3$.

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie par la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{IV.6})$$

h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m) ;

AN : $h_{inc} = \frac{120}{201,21} \Rightarrow \mathbf{h_{inc} = 0,60 \text{ m}}$

Tableau IV.2: Récapitulatif des caractéristiques des réservoirs

Réservoir	type	capacité	H	h	h_{inc}	D
		(m^3)	(m)	(m)	(m)	(m)
Tampon	simple	1500	5,0	4,76	1,15	20
De tête	simple	1000	5,5	4,97	0,61	16

IV.6. Equipements des réservoirs [1]

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés :

- ✓ D'une conduite d'arrivée ;
- ✓ D'une conduite de départ ;
- ✓ D'une conduite de vidange ;
- ✓ D'une conduite de trop plein ;
- ✓ D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie ;
- ✓ D'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement transiter par une chambre appelée chambre de manœuvre (figure IV.2).

IV.7. Matérialisation de la réserve d'incendie [1]

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

IV.7.1. Système à deux prises

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. A l'aide d'un té, ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

IV.7.2. Système à siphon

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de conduite entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorçe grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

- Pour les avantages qu'il présente, surtout en matière de qualité de l'eau, nous optons pour un système à siphon pour le réservoir de tête.

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

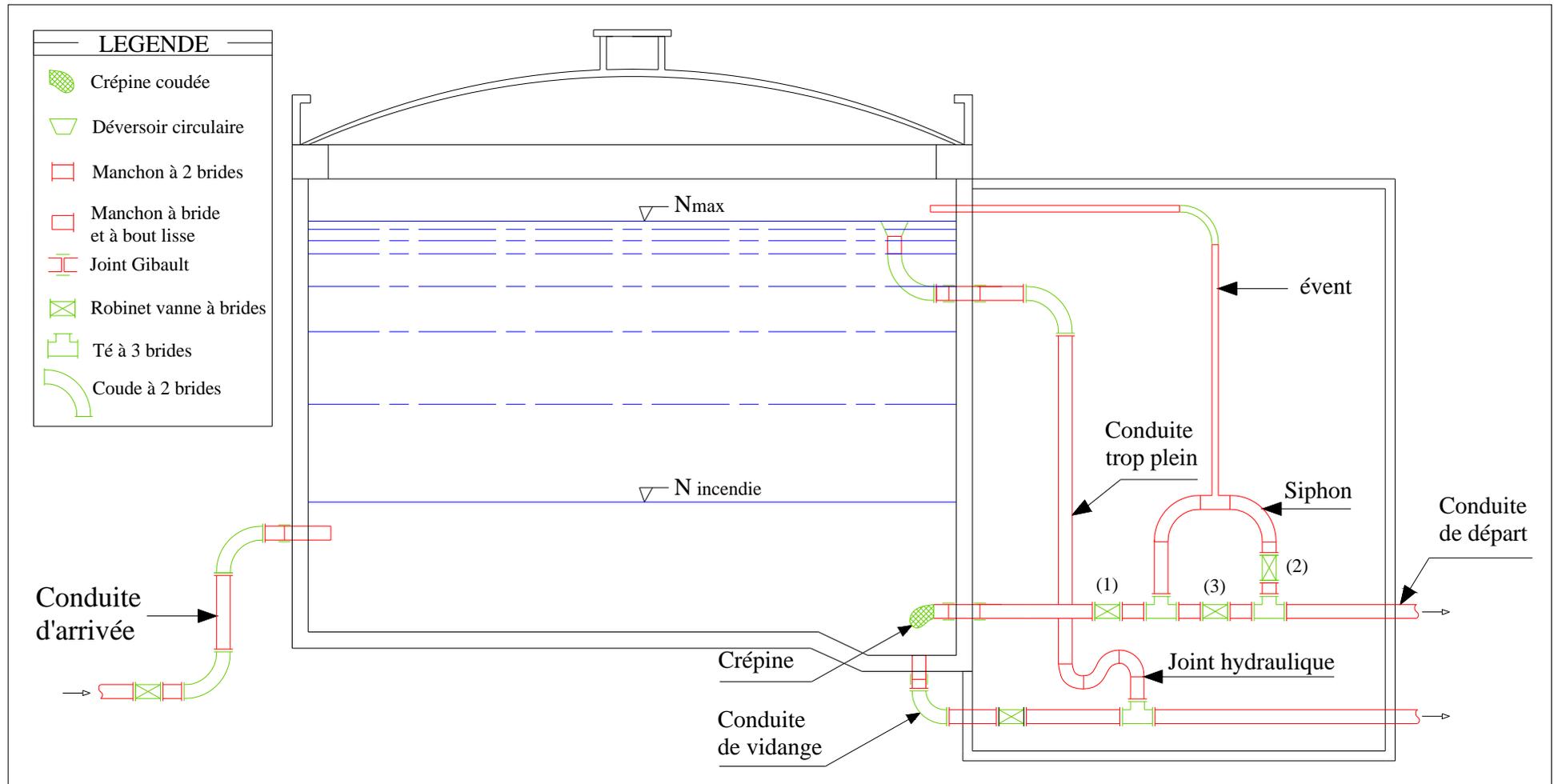


Figure IV.2: Equipements des réservoirs

CHAPITRE IV : ETUDE DES RESERVOIRS

IV.8. Traversée des conduites dans les parois de la cuve [1]

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans les voiles ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

➤ **1^{er} cas** : La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure IV.3).

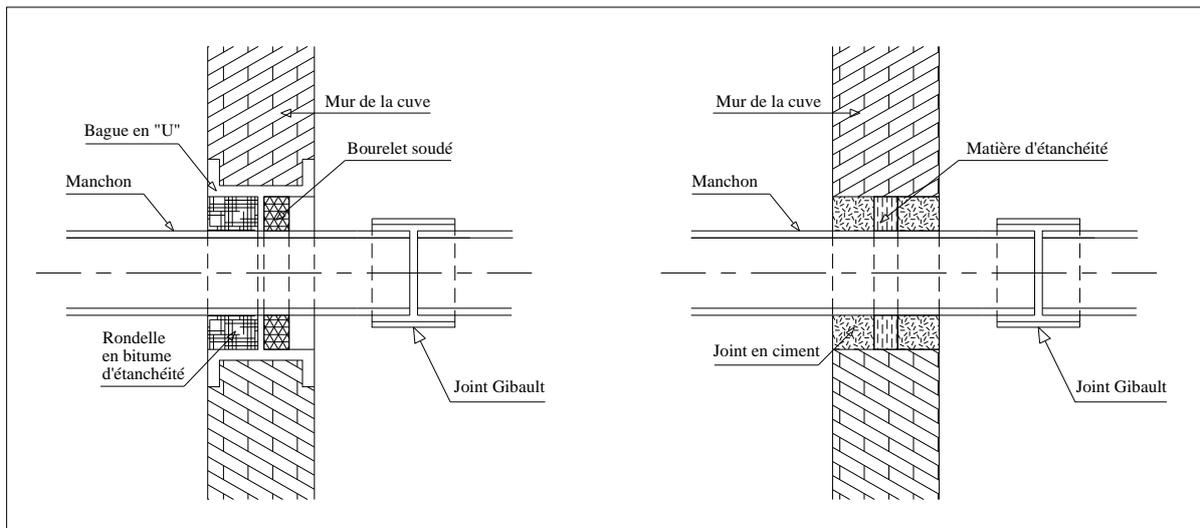


Figure IV.3: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

➤ **2^{ème} cas** : La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure IV.4).

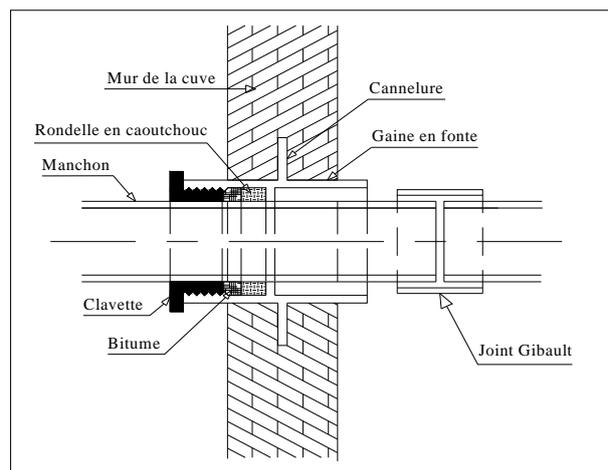


Figure IV.4: Traversée des conduites (Gaine en fonte)

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons pu constater l'importance des différents réservoirs dans le schéma d'adduction, c'est des éléments indispensables du projet.

La réalisation de notre projet de raccordement de la station de dessalement au réseau de Fouka nécessite la projection de deux nouveaux réservoirs, un réservoir tampon situé sur une cote de 218 m NGA qui recevra l'eau refoulée par la station, et partir du quel se fera la distribution gravitaire vers trois villes dont Fouka.

Un réservoir de tête, implanté juste au droit du réseau de Fouka sur une cote de 148 m NGA, à partir du quel se fera la distribution vers le réseau existant suivant la demande journalière.

CHAPITRE V : ETUDE DU POMPAGE

Introduction

L'ingénierie de l'homme et la difficulté de transporter de l'eau d'un niveau bas à un niveau haut l'ont incité à créer une machine qui transforme l'énergie électrique en énergie hydraulique qui est la pompe. Or le transfert de volumes importants d'eau implique la réalisation de station de pompage qui abrite plus d'une pompe.

V.1. 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.

On opte pour les pompes Allemandes (pompes à hautes pressions) de marque KSB qui sont fabriquées en série.

En plus de ses avantages techniques et mécanique (figure V.1.b), ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelés avec une vitesse de rotation élevée à savoir $n = 3500$ tr/min (figure V.1.a), en ANNEXE N ° 2.

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 du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

Voir schéma sur ANNEXE N ° 2.

Refoulement : Station de pompage – Réservoir tampon

Dans notre projet, la station de pompage est installée au droit de la SDEM pour des raisons pratiques et économiques. Elle doit refouler un débit total journalier de **60 000 m³** pendant **20 heures**, donc un débit horaire de **3 000 m³**.

Le volume horaire à transporter est très important, on a décidé alors de mettre cinq lignes de pompage dans notre station pour avoir un débit par ligne égale à **600 m³/h**.

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

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

n	Q Appelé (m ³ /h)	HMT appelé e (m)	Type de pompe	Hydraulique e	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	600	215	150	11.2	77,3	216	3500	2	385	11,8	342
2	300	215	125	9.1	77,4	220	3500	2	158	7	301
3	200	215	100	8.1	78	218	3500	2	74	9,4	245

A partir du tableau V.1.a, on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et diamètre de la roue.

Conclusion:

Nous optons pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **KSB Multitec 100 8.1**.

V.4. Courbes caractéristiques des pompes

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

$$[H-Q] - [P_{abs} - Q] - [\eta_p - Q] - [(NPSH)_r - Q].$$

Les courbes caractéristiques des pompes de la station de pompage seront établies à base de la courbe d'étage (figure V.2.a) et de la courbe individuelle (figure V.2.b), voir sur ANNEXE N ° 2.

Les courbes d'étage et individuelles sont tirées du catalogue des pompes KSB après le choix du type et du nombre de pompe en parallèle.

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [$P_{abs} - Q$], [$\eta_p - Q$], [(NPSH)_r - Q] données pour un seul étage.

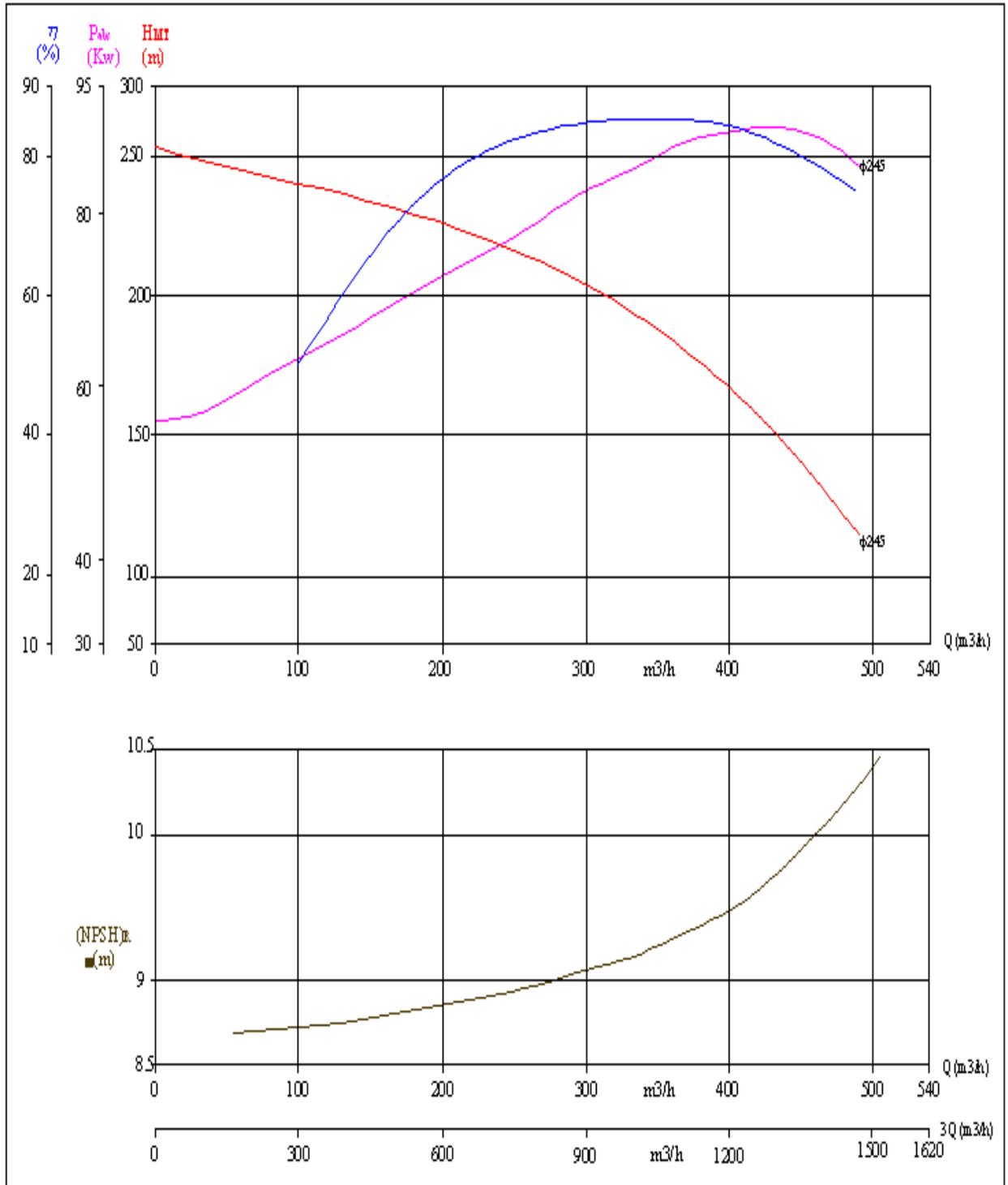


Figure V.2.e: Courbes caractéristiques de la pompe de type Multitec 125 10.2.

A noter que la hauteur et la puissance absorbée totale sont respectivement égales à la hauteur et la puissance absorbée par étage multipliée par le nombre d'étage.

V.5. Points de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q].

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

➤ **Courbe caractéristique de la conduite**

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

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

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

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

Avec :

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{K' * L_{ref} * Q^2}{D_{ec}^{5,3}} \quad (V.3)$$

λ : coefficient K' = 0,001735 (voir chapitre III) ;

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

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

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

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

Tableau V.2.a : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SR1-Réservoir SR2)

N°	Q (m ³ /h)	2*Q (m ³ /h)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	K'	Δh _p ^{lin} (m)	Δh _t (m)	H _c (m)
1	40	80	208	5252	600	0,001735	0,07	0,08	208,08
2	80	160	208	5252	600	0,001735	0,27	0,29	208,29
3	120	240	208	5252	600	0,001735	0,61	0,67	208,61
4	160	320	208	5252	600	0,001735	1,08	1,18	209,18
5	200	400	208	5252	600	0,001735	1,69	1,86	209,86
6	240	480	208	5252	600	0,001735	2,43	2,67	210,67

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement (A) de la pompe sont donnés sur la (figure V.3).

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

$$\begin{cases} Q_A = 204m^3 / h \succ Q_{app} = 200m^3 / h \\ H_A = 220m \succ H_{app} = 215m \end{cases}$$

Conclusion

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement supérieurs au débit et à la hauteur manométrique appelés, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

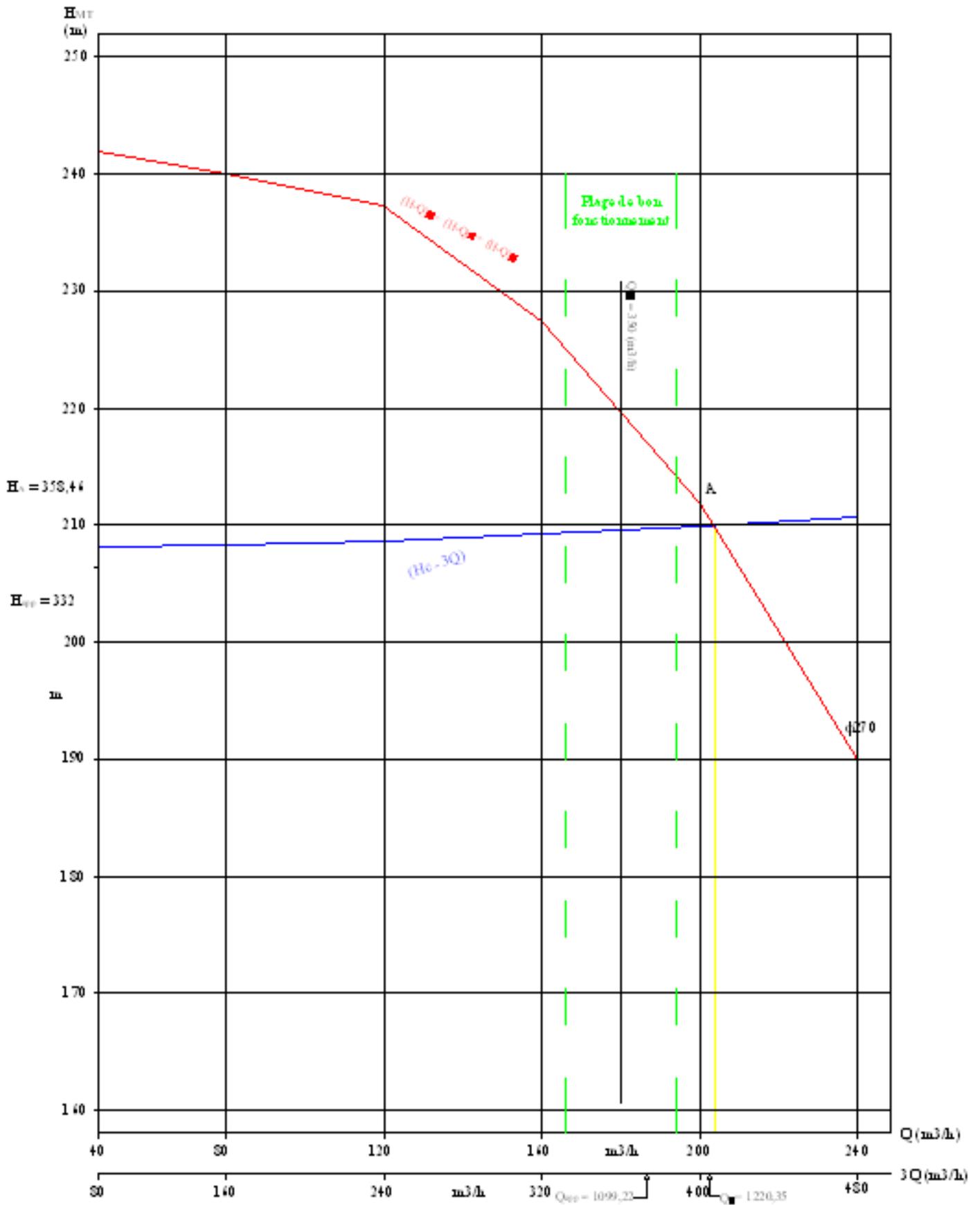


Figure V.3.a: Point de fonctionnement des pompes de la SR N°1

V.6. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

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

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 tel que :

$$\eta_{inst_{ap,van}} = \eta_{inst_{av,van}} * \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V.4)$$

$\eta_{inst_{ap,van}}$: 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

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

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

- **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (V.6)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = \phi * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (V.7)$$

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ;

ϕ : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

***Rendement de rognage**

$$R = (1-m)*100 \quad (\text{V.8})$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (\text{V.9})$$

Remarque : Si le rendement de rognage est **inférieur à 15%** alors le rognage est efficace.

➤ **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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (\text{V.10})$$

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

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

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

➤ **Changement du type de la pompe :** si cela est possible.

B- Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas la, il faut faire un réglage soit :

➤ **Qualitatif :** augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

➤ **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, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de pompage et le rognage si le nombre de cellules est inférieur à cinq.

Adaptation du refoulement : station de pompage – réservoir tampon**a) Vannage**

- $H_c' = 222,50 \text{ m}$ (figure V.4.a).

- $h_v = 222,50 - 215 \Rightarrow h_v = 7,50 \text{ m}$.

- $\eta_{inst}^{av,van} = 78\%$ (tableau V.1.a).

- $\eta_{inst}^{ap,van} = 78 * \frac{215}{215 + 7,50} \Rightarrow \eta_{inst}^{ap,van} = 75,37 \%$

- Moyennant la formule ci-après, on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant

que : $Q = \frac{Q_{app}}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{200}{3} \Rightarrow Q = 66,67 \text{ m}^3 / \text{h}. \quad \text{Ainsi : } P_{abs} = \frac{\rho * g * Q * H}{\eta} = \frac{1000 * 9,81 * 66,67 * 215}{0,75 * 3600}$$

$$\Rightarrow P_{abs} = \mathbf{52,08 \text{ Kw.}}$$

b) Diminution du temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{200}{204} * 20 \Rightarrow t' = \mathbf{19 \text{ h } 36 \text{ min } 28 \text{ sec}}$
- Le rendement correspondant au débit $Q_A = 204 \text{ m}^3/\text{h}$ est : **78,1 %** (figure V.5.a) ;

Moyennant la formule III.11 (Chapitre III), on détermine la nouvelle puissance absorbée, sachant que : $Q = \frac{Q_A}{n}$ avec :

n : nombre de pompes en parallèle ;

$$Q = \frac{204}{3} \Rightarrow Q = 68 \text{ m}^3 / \text{h}. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 1000 * 68 * 220}{0,781 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{52,20 \text{ Kw}}$$

c) Rognage

- L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{215}{600} * Q \Rightarrow H = 0,358 * Q$
- Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 245 * \sqrt{\frac{200}{204}} \Rightarrow \mathbf{d = 242,58 \text{ mm.}}$
- Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{200}{204}} \Rightarrow m = 0,98.$
- Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,98) * 100 \Rightarrow \mathbf{R\% = 5\% < 15\%}$

\Rightarrow Le rognage est une solution efficace

- Le rendement après rognage est : **80,5 %** (figure V.5.a) :
- La puissance absorbée : $P_{abs} = \frac{9,81 * 1000 * 200 * 215}{0,805 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{142,03 \text{ Kw.}}$

Conclusion

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

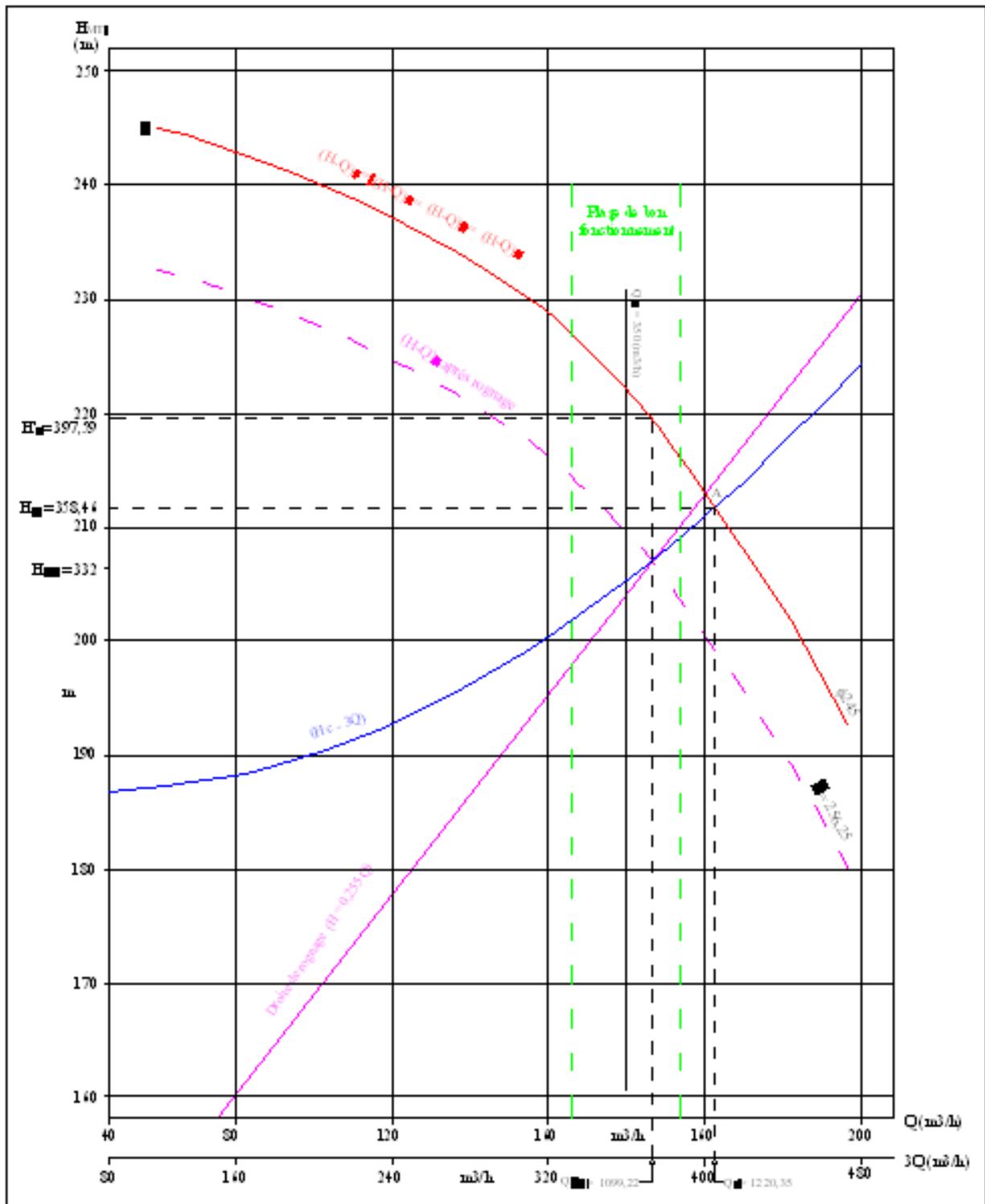


Figure V.4: Modes de réglage de la Station de pompage.

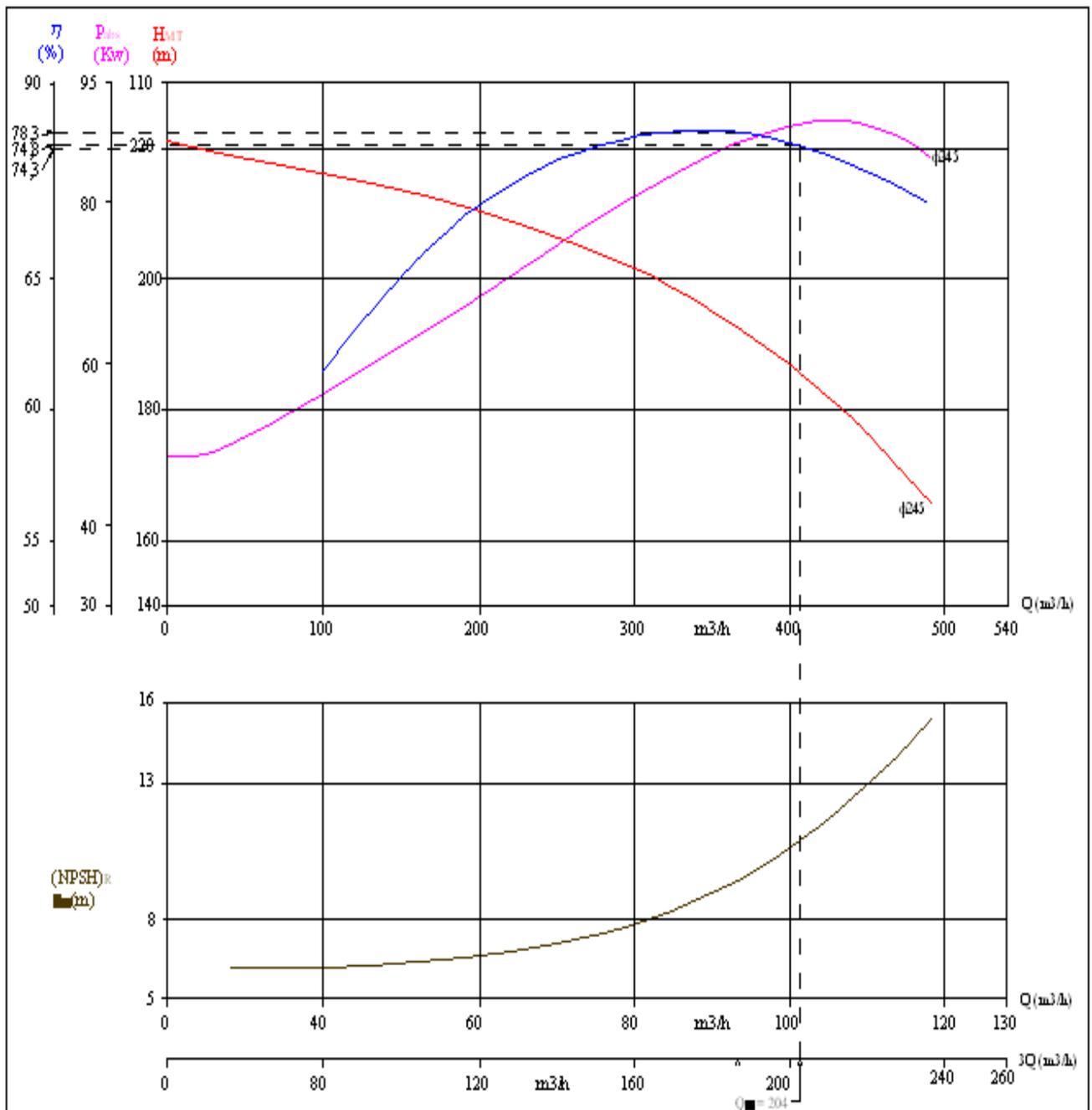


Figure V.5: Caractéristiques des pompes de la station en fonction du mode de Réglage.

V.7. 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 lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

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

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (V.11)$$

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

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

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse bien 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 des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - P_{at} + T_v + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp} \quad (V.12)$$

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

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \quad (V.13)$$

Avec : H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

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

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

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

Δh_{asp} : perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V.14)$$

Δh_{asp}^{lin} : perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration moyennant la formule III.1 (chapitre III).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V.15)$$

L_r : longueur du collecteur de refoulement, $L_r = 10$ m ;

l_r : longueur de la conduite de refoulement, $l_r = 1,5$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V.16)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (V.17)$$

Avec : V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

On prend: $V_c = 1,5$ m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (V.18)$$

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

➤ Calage de la pompe

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

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V.19)$$

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇_{min} : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (V.20)$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

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

Application au refoulement : Station de pompage – réservoir tampon

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 5,7$ m (figure V.5)
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 10 \Rightarrow P_{at} = 10,31$ mce
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20$ °C : $T_v = 0,24$ mce
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,25 * DN1$

DN1 = 150 mm (figure V.6)

Donc : $D_a = 1,25 * 150 \Rightarrow D_a = 200$ mm

- La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 204}{3,14 * 0,2^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 2,23 \text{ m/s}$
- Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 200 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,409 \text{ m}$$

$$\text{On pose } D_c = 0,4 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 200 * 10^{-3}}{3,14 * 0,4^2} \Rightarrow V_c = 1,59 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 400 \text{ mm}$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{10 * (200 * 10^{-3})^2}{0,4^{5,3}} + \frac{1,5 * (204 * 10^{-3})^2}{0,20^{5,3}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,64 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 * 0,64 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,74 \text{ m}$

- La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 9,40 + 0,30 - 10,31 + 0,24 + \frac{2,23^2}{2 * 9,81} + 0,74 \Rightarrow h_{asp}^{adm} = 0,38 \text{ m}$$

- Le niveau minimum du plan d'aspiration : $\nabla_{min} = 16 - 6 + 0,9 \Rightarrow \nabla_{min} = 10,90 \text{ mNGA}$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 10,9 - 0,38 + 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 10,82 \text{ m}$

V.8. Choix du moteur électrique

V.8.1. 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 fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

On choisit les moteurs adéquats à partir du catalogue du constructeur "Leroy et Somer" et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

V.8.2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (\text{V.21})$$

Où:

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

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn), $N_p = 3500 \text{ tr/min}$.

V.8.3. Puissance fournie par le moteur

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

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \quad (V.22)$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

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

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

η_p : rendement de la pompe ;

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

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (12-95) \%$,

On prend : $\eta_m = 90 \%$.

K : coefficient correcteur, il fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau V.4: Coefficient de correction en fonction de la puissance

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

Application : Refoulement : Station de pompage - Réservoir tampon

a) Puissance du moteur

- Le rendement après réglage est : 78,3 %.
- La hauteur manométrique totale est : 215 m.
- Le débit d'une pompe est : $66,67 \text{ m}^3/\text{s}$.
- La puissance absorbée de la pompe est : 52.08 Kw $\Rightarrow K = 1,19$
- La puissance du moteur est :

$$\text{AN : } P_m = \frac{9810 * 66,67 * 10^{-3} * 215 * 1,19}{0,783 * 0,93 * 0,9} \Rightarrow P_m = 255,32 \text{ Kw.}$$

b) Type et caractéristiques du moteur

Connaissant la vitesse de rotation et la puissance du moteur, on tire le type du moteur et ses caractéristiques à partir du catalogue des moteurs asynchrones triphasés LEROY SOMER (figure V.7.a).

On note les caractéristiques du moteur électrique dans le tableau V.5.

Tableau V.5.a : Type et caractéristiques des moteurs de la SR N°1

Type du moteur	f (Hz)	P _m (KW)	N _m (tr/min)	η _m (%)	Cos φ	Masse (Kg)
PLS225MT	50	75	2935	92	0,84	270

Voir Annexe N ° II.

V.8.4. Encombrement des moteurs [5]

Il importe de connaître les dimensions et l'encombrement des moteurs, cela nous aidera à déterminer les dimensions du bâtiment de la station qui les abritera.

Les dimensions du bout d'arbre principal (Tableau V.6.a) et les dimensions principales de chaque moteur (Tableau V.6.b) de l'ensemble des stations de pompage sont tiré de la planche d'encombrement des moteurs asynchrones triphasés à 2 pôles (figure V.7.b).

Voir Annexe N ° II.

Tableau V.6.a : Dimensions du bout d'arbre principal

Type	2 pôles						
	F	GD	D	G	E	O	p
LSPCB355L	28	16	10m6	90	210	20	65

Tableau V.6.b : Dimensions principales du moteur

Type	2 pôles												
	A	AB	B	BB	C	X	AA	K	HA	H	AC	e	LB
PLS225MT	610	680	630	780	254	43	120	27	30	355	744	296	1100

V.9. Dimensionnement des bâtiments des stations

Les dimensions des bâtiments de la station de pompage sont calculées par rapport à celles des pompes et des moteurs, de façon à avoir la meilleure disposition possible des machines.

Un bon dimensionnement est la clé d'une bonne exploitation et un fonctionnement de la station.

V.9.1. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (\text{V.23})$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \quad (\text{V.24})$$

H_p : hauteur de la pompe, $H_p = h_1 + h_2$ (voir figure V.6) ;

A.N : $H_p = 300 + 325 \Rightarrow H_p = 625 \text{ mm}$

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3 \text{ m}$

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5 \text{ m}$;

A.N : $H_5 = 0,625 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,425 \text{ m}$

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2 \text{ m}$;

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3 \text{ m}$;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8 \text{ m}$;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5 \text{ m}$;

A.N : $H_b = 1,425 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,225 \text{ m}$

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 5,5 \text{ m}$.

Puisque le bâtiment de la station sera semi enterré et vu son plan d'architecture, on opte alors pour une hauteur du bâtiment de **7,5 m**.

V.9.2. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n * L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p \quad (\text{V.25})$$

n : nombre de pompes, $n = 4$ (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = L_{pe} + L_m$;

L_{pe} : longueur de la pompe, $L_{pe} = a + f$ (voir figure V.6) ;

A.N: $L_{pe} = 729 + 488 \Rightarrow L_{pe} = 1217 \text{ mm}$;

L_m : longueur du moteur, $L_m = CA + B + C + E$ (voir figure V.7.b) ;

A.N: $L_m = 388 + 630 + 254 + 210 \Rightarrow L_m = 1482 \text{ mm}$

A.N : $L = 1217 + 1482 \Rightarrow L = 2699 \text{ mm}$, soit: $L = 2,699 \text{ m}$.

$$L = 4 * 2,699 \Rightarrow L = 10,796 \text{ m.}$$

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0,8-1,2) \text{ m}$,

On prend : $L_{int} = 1,2 \text{ m}$.

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 3 \text{ m}$.

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3) \text{ m}$;

On prend : $L_r = 3 \text{ m}$.

L_p : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 4 \text{ m}$;

$$\text{A.N : } L_b = 10,796 + 1,2 + 3 + 3 + 4 \Rightarrow L_b = 22 \text{ m.}$$

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **22 m**.

V.9.3. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s \quad (\text{V.26})$$

s : épaisseur du mur, $s = 0,2 \text{ m}$;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,3 \text{ m}$;

l_2 : distance entre les tubulures, $l_2 = 1,2 \text{ m}$;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \quad (\text{V.27})$$

Où :

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 2,699 \text{ m}$;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 * D_a$

$$\text{A.N : } l_{tr} = 2 * 250 \Rightarrow l_{tr} = 0,5 \text{ m} ;$$

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{tasp} = 0,9 \text{ m}$;

l_c : longueur du convergent, $l_c = 1,4 \text{ m}$;

$$\text{A.N: } l_3 + l_4 = 2,699 + 0,5 + 0,9 + 1,4 \Rightarrow l_3 + l_4 = 5,499 \text{ m}$$

$$\text{A.N: } l_b = 0,3 + 1,2 + 5,499 + 2 * 0,2 \Rightarrow l_b = 7,4 \text{ m}$$

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **7,4 m**.

V.9.4. Dimensions des portes

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

V.9.5. Dimensionnement des fenêtres

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

$$\sum S_f = 0,125 * 24 * 7,4 \Rightarrow \sum S_f = 22,2 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \quad (\text{V.28})$$

n : nombre de fenetres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,5 * 3)$;

$$\text{A.N : } n = \frac{22,2}{1,5 * 3} \Rightarrow n = 5 \text{ fenêtres}$$

V.9.6. Dimensionnement des marches d'escalier :

- ✓ hauteur : **17 cm** ;
- ✓ largeur : **30 cm** ;
- ✓ pente : **1/1,75**.

Le plan d'architecture du bâtiment des stations de pompage figure sur la planche N° 7.

Tableau V.7: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
23,95	7,4	7,5	0,3	1,5*3	2,5*1,6	3,2* 3

Conclusion

Vu la variation de la hauteur manométrique appelée et du débit demandé, les groupes électropompes de la station de pompage sont de caractéristiques hydro-électriques bien déterminées

Les pompes toutes de marque KSB, type Multitec et de classe A (aspiration axiale et refoulement radiale), sont multicellulaires à axe horizontal.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs de marque LEROY SOMER, asynchrones triphasés mono-vitesses avec un rotor en court circuit CAG.

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LA CORROSION ET LE COUP DE BELIER

Introduction

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre la corrosion. Cependant la conduite qui est la plus facilement et la plus rapidement corrodable est celle en acier. Dans notre étude nous avons opté pour des conduites en fonte ductile; toutefois nous citerons quelques types de corrosion avec leur remède respectif.

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

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

VI.1. Protection des conduites contre la corrosion [6]

VI.1.1. Définition

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).

VI.1.2. 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.

Il y a donc lieu d'attacher une grande importance à ces problèmes, en ce qui concerne plus particulièrement les réseaux de conduite en acier, lesquels, ordinairement, sont plus vulnérables que les conduites en fonte.

* Corrosion par formation de pile

L'attaque d'une conduite métallique posée dans le sol peut être comparée à ce qui se passe lorsque l'on plonge dans un bac d'électrolyte deux métaux différents, ou l'un des deux se trouve protégé (cathode) et l'autre est attaqué (anode).

Le sol constitue, de par sa nature et en raison de l'humidité relative qui y règne, un électrolyte présentant une conductibilité plus ou moins grande. L'oxygène y joue un rôle important. Ces différences de concentration en gaz dissous dans le sol, ajoutées à des différences de concentration de sel, peuvent aboutir, en définitive, par suite de l'hétérogénéité de l'électrolyte, à la formation de piles de concentration dont la conduite en fer représente le circuit extérieur. Il naît alors un courant galvanique avec toutes les conséquences pouvant en résulter pour les zones anodiques qui se trouveront attaquées. C'est l'attaque dite par formation de pile géologique. C'est ainsi qu'il a été constaté que les terrains argileux, marécageux, humides et peu aérés sont anodiques et que les terrains calcaires, sableux, secs et bien aérés sont cathodiques.

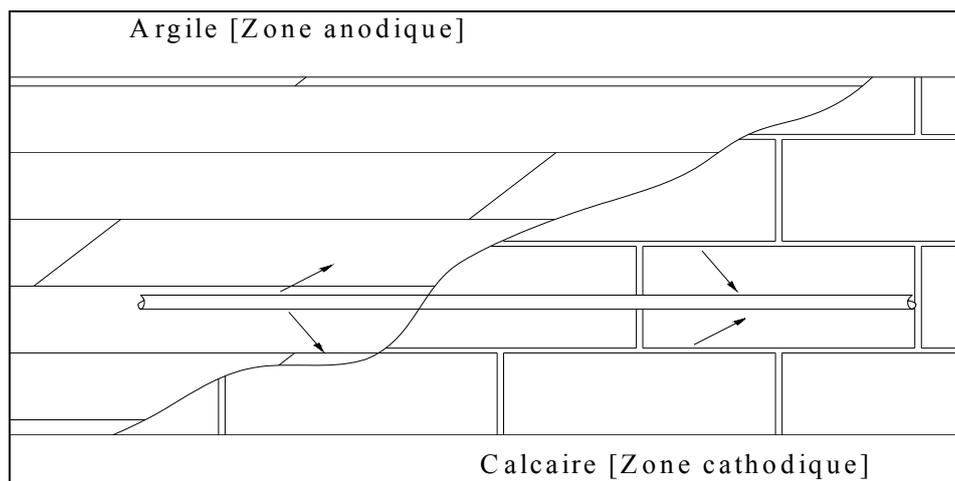


Figure VI.1: Corrosion par formation de pile.

VI.1.3. Méthode de protection des conduites contre la corrosion

Une bonne protection d'un réseau en fonte consistera, d'abord, à ne mettre en terre que des tuyaux convenablement revêtus d'une enveloppe isolante ayant fait ses preuves dans ce domaine. Par ailleurs, on doit assurer, au droit des joints, une parfaite continuité de cet enrobage.

La pose des conduites sera effectuée avec beaucoup de soins en vue d'éviter la détérioration de cette protection.

On évitera, autant que possible, la formation de piles géologiques qui pourrait se produire en disposant, par exemple, une conduite sur un fond de fouille argileux (zone humide) avec remblai en sable (zone sèche, aérée). Il en résulte, en effet, une zone anodique au contact de l'argile, d'où une circulation de courant capable d'attaquer les tuyaux le long de la génératrice inférieure.

VI.1.4. Protection cathodique

Dans le but de protéger contre la corrosion un réseau de canalisations en fonte, il y a lieu d'effectuer, tout d'abord, une prospection préalable.

Le critère de la corrosion par effet de pile réside dans la mesure de la résistivité du sol dans lequel sera posée la canalisation. En principe, cette résistivité, basse dans les terrains humides, argileux, varie de 500 Ω m dans le sable à 10 000 Ω m dans la roche.

Or, l'expérience montre que, pratiquement, on doit protéger cathodiquement quand la résistivité moyenne descend au-dessous de 50 Ω m. Si la présence de courant vagabonds est redoutée, il faut se livrer, une fois la conduite posée, à des mesures de longue durée permettant de déceler les zones d'entrée et de sortie du courant.

Même si la prospection préalable montre que des effets de pile ne sont pas à redouter et qu'en tout état de cause le revêtement de la conduite permet d'y pallier dans une certaine mesure, il ne faut pas oublier qu'un revêtement peut vieillir, ou se détériorer accidentellement. C'est alors que la conduite peut se corroder par électrolyse si des sorties de courant sont ainsi rendues possibles. Ainsi, la protection cathodique d'un réseau en acier est recommandée vivement. Cette appellation de protection cathodique provient du fait qu'en vue de protéger une conduite, il suffit de la transformer en zone d'entrée de courant puisque la corrosion n'existe qu'aux emplacements où le courant quitte la conduite.

VI.1.5. Corrosion interne des canalisations

A côté du problème envisagé aux paragraphes précédent et ayant trait à la corrosion extérieure des canalisations, il faut ajouter celui-ci en se rapportant à la corrosion intérieure.

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. La pose de la canalisation, en particulier les joints, doit être correctement effectuée.

En fin, l'exploitation joue un grand rôle dans le maintien en bon état d'un réseau, elle doit être confiée à un personnel hautement qualifié.

Conclusion :

Dans notre cas de figure, une manche en polyéthylène ou une couche de goudron assureront la protection des conduites, en fonte ductile, traversant des terrains agressifs. On doit également prévoir une protection cathodique le long de la conduite.

VI.2. Protection des conduites contre le coup de bélier [2], [6]

VI.2.1. Définition

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

VI.2.2. Causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VI.2.3. Risques dus aux coups de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) Cas de dépression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VI.2.4. Description des phénomènes physiques

a) État d'équilibre d'un système hydraulique

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

b) Onde élastique et oscillation en masse

Les variations de régime dans un système sous pression peuvent adopter deux comportements différents. Si le système est fermé, c'est-à-dire qu'il ne contient pas d'endroit où il est possible d'accumuler de l'eau en grande quantité, on observe une variation locale importante de la pression; c'est le coup de bélier par onde élastique. Dans le cas où l'eau peut être accumulée dans un réservoir ou une cheminée d'équilibre on parle plutôt d'oscillation en masse.

c) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération? La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

Cette réponse, toute rigoureuse qu'elle soit, peut nous paraître bien aride et nous pouvons nous demander comment cela peut s'appliquer au simple cas de la masse d'eau qui circule en régime permanent dans une conduite et qui voit son mouvement modifié. Partant des principes que, dans un fluide, l'énergie potentielle se traduit par une énergie de pression et que, d'autre part, l'eau n'est pas absolument incompressible et que la conduite admet des déformations élastiques.

VI.2.5. Protection de la conduite gravitaire reliant le réservoir tampon à celui de tête contre le coup de bélier [3]

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'Allievi :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

a : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

Pour la fonte : K = 1.

$$\text{A.N : } a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 * \frac{200}{6,3}}} \Rightarrow a = 1106,53 \text{ m/s}$$

On calcule la valeur maximale de surpression

$$H_s = H_g + H_{\max} \quad \text{tel que}$$

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{a * V_0}{g} = \pm \frac{1106,53 * 1,59}{9,81} = 179,35 \text{ m}$$

$$H_s = (218 - 148) + 179,35 = \mathbf{249.35 \text{ m.}}$$

$$\Rightarrow H_s = 249,35 \text{ m}$$

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 * L}{a} \quad (\text{VI.2})$$

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

$$A.N : t_r = \frac{2 \times 2875}{1106,53} \Rightarrow t_r = 5,20 \text{ s.}$$

On calcule la valeur maximale de la surpression par la formule de MICHAUD pour des différents temps de fermeture de la vanne ; 5s, 10s, 15s, 30s, 60s, 90s.

$$b = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times t}$$

Tel que :

t : temps de fermeture du robinet de vanne.

L : longueur entre la vanne et le réservoir tampon L=2875m.

V₀ : vitesse d'écoulement en régime permanent V₀= 1,59 m/s.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Temps de fermeture T _f (s)	Suppression maximale b +H _g (m)
05	256,39
10	213,19
15	192,13
30	161,06
60	105,53
90	89,35

Tableau VI.1 : temps de fermeture en fonction de surpression maximale

L'objectif de ce calcul est de réduire au maximum la valeur du coup de bélier, de façon à ce que la surpression maximale soit supportable par la conduite, ce ci dans le but de réduire au maximum l'épaisseur de la conduite car ça a un impacte direct sur le cout. La valeur de la surpression éliminée correspond a un temps de fermeture du robinet vanne.

Sachant que la valeur de la surpression est d'environ **25 bars**, alors nous allons la réduire de **16 bars** environ pour avoir une surpression maximale due au coup de bélier de l'ordre de **10 bars** ce qui correspond a un temps de fermeture du robinet vanne de **30s**.

Conclusion :

Afin de protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lente ayant un temps de fermeture de **30s**. La conduite dans ce cas la doit pouvoir supporter des pressions de service de 10 bars environ, ce qui nous permet d'avoir des conduites disponible sur le marché local et surtout, de faible épaisseur donc le prix de reviens sera très intéressant.

➤ **Elaboration de la loi de manœuvre :**

Après avoir calculer le temps de fermeture du robinet vanne, on cherche alors à déterminer la loi de manœuvre qui régit la manipulation de ce dernier. La fermeture de la vanne suit une loi non linéaire, utilisant la formule de calcul des débits en fonction de la position de l'opercule, pour cela on suppose que la vanne est comme un orifice caractérisé par un coefficient de débit C_d qui est fonction des pertes de charge singulières et d'une section variable S_i , on utilise donc la formule suivante :

$$Q_i = C_d * S_i * \sqrt{2 * g * (H_g + b)}$$

- (H_g+b) : représente la hauteur géométrique + la valeur de la surpression max.
- $C_d = \varphi_i * \varepsilon$

$$\varphi_i = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi_i}}$$

- Telles que :
 - ε : coefficient de contraction supposé constant pris égale à 0,8.
 - ξ_i : coefficient de perte de charge singulière qui est fonction du pas de fermeture du robinet vanne.
 -

Les caractéristiques du dispositif sont mentionnées sur le tableau suivant :

D/D ₀	1	7/8	6/8	5/8	4/8	3/8	2/8	1/8	0
S _i	0,0314	0,0291	0,0252	0,0206	0,0157	0,0107	0,0061	0,0023	0
ξ _i	0	0,06	0,24	0,78	2,03	5,47	16,64	96,9	0
φ _i	1	0,971	0,898	0,749	0,574	0,393	0,238	0,101	1
C _d	0,8	0,7768	0,7184	0,5992	0,4592	0,3144	0,1904	0,0808	0,8

A partir de ce tableau, nous pouvons calculer les valeurs du débit pour chaque pas de fermeture. On note les résultats dans le tableau suivant :

D/D ₀	1	7/8	6/8	5/8	4/8	3/8	2/8	1/8	0
Q _i (m ³ / s)	1,42	1,28	1,024	0,698	0,408	0,19	0,0657	0,0105	0

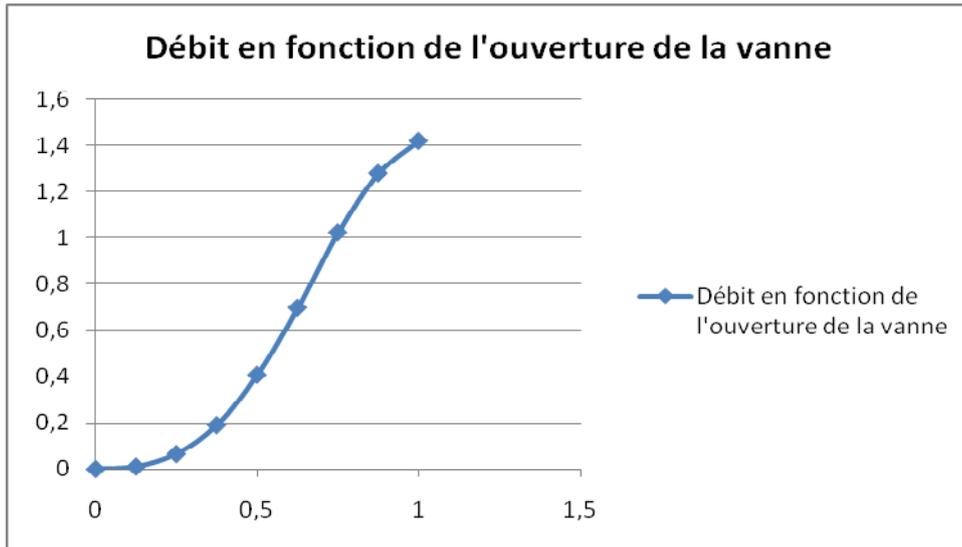


Figure VI.2: Variation du débit en fonction de l'ouverture de la vanne.

Par la suite, nous devons déterminer la variation du débit en fonction du nombre de pas de fermeture qui est donné par la relation :

$$n = \frac{T_f}{\theta}$$

$$\theta = \frac{2 * L}{a}$$

En effet, chaque robinet vanne est caractérisé par un nombre de pas du volant pour la fermeture complète. Ce nombre est fonction du temps de fermeture et du temps d'aller-retour de l'onde de surpression.

On trace le tableau de la variation du débit en fonction du nombre de pas.

n	0	4	8	12	16	20	24	30
iQ	0,191	0,162	0,140	0,115	0,09	0,07	0,03	0

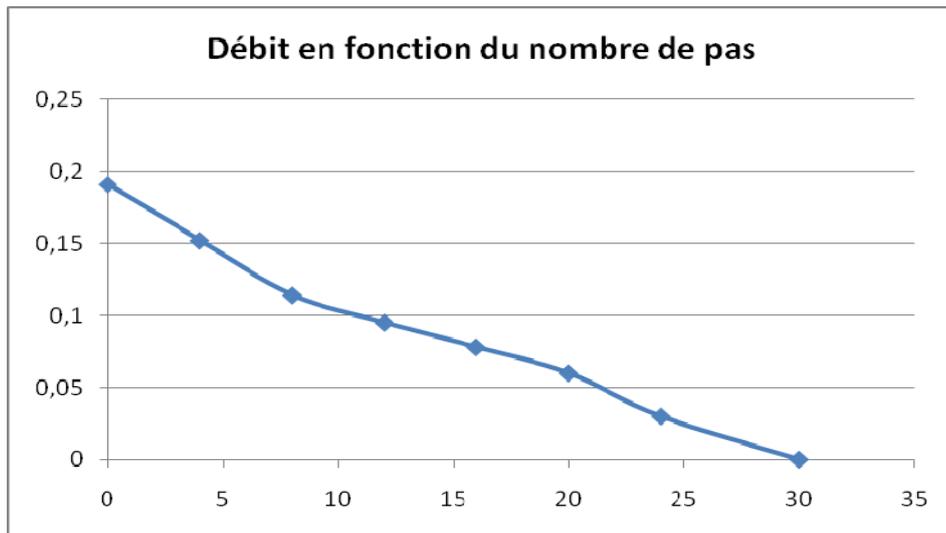


Figure VI.3: Variation du débit en fonction du nombre de pas.

En combinant les deux graphiques, nous obtenons le graphe de l'ouverture relative en fonction du nombre de pas.

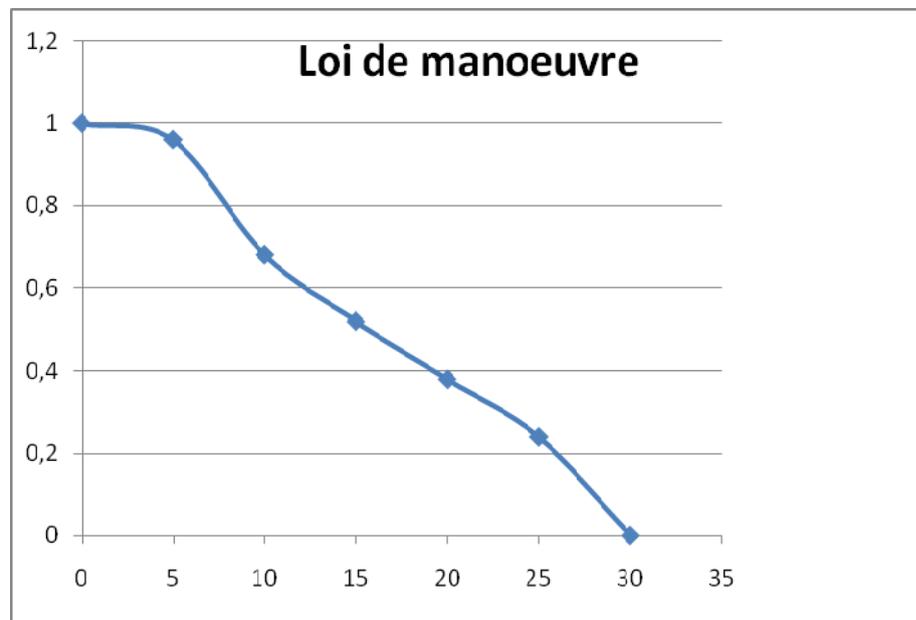


Figure VI.4: Loi de manoeuvre du robinet vanne à opercule.

VI.2.6. 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.

Remarques :

- Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.
- Pour manque de données concernant la deuxième partie de la conduite principale, nous avons décidés de considérer pour le calcul du volume du réservoir le tronçon piquage-réservoir tampon.

VI. 3. Calcul du réservoir d'air

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

Il existe plusieurs méthodes de calcul parmi elles, on distingue :

✓ **Méthode de Vibert**

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

✓ **Méthode de PUECH et MEUNIER**

Cette méthode donne de bons résultats en générale, que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations, malgré quelle soit une méthode simplifiée.

Remarque :

Dans notre cas, nous allons utilisés les deux méthodes de calcul à titre comparatif. La méthode qui donne le volume le plus grand sera retenue, pour plus de sécurité.

VI.3.1.a) Méthode de calcul de Vibert [6]

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{a * V_0}{g}$$

➤ **La surpression**

$$H_s = H_g + H_{\max}$$

➤ **La dépression:**

$$H_d = H_g - H_{\max}$$

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ; $V_0 = 0,68$ m/s.

g : Accélération de la pesanteur ($9,81$ m²/s)

a : Célérité en (m/s).

H_g : La hauteur géométrique (m).

D : diamètre de la conduite de refoulement. $D = 600$ mm.

On calcule la célérité par la formule d'Allievi :
$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}}$$

$$\text{A.N : } a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 * \frac{600}{10}}} \Rightarrow a = 951,31 \text{ m/s}$$

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{a * V_0}{g}$$

➤ **La surpression**

$$H_s = H_g + H_{\max}$$

➤ **La dépression:**

$$H_d = H_g - H_{\max}$$

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur ($9,81$ m²/s)

c : Célérité en (m/s).

H_g : la hauteur géométrique (m).

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z_{\max} = H_g + \frac{a * V_0}{g} + 10 = 273,94 + 10 = 283,94m$$

La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 208 + 10 = 218m$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_g + \frac{a * V_0}{g} + 10 = 273,94 + 10 = 283,94m$$

On aura donc :

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{283,94}{218} = 1,30$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} = 0,0236 \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} = 1,08 * 10^{-4}$$

A partir de l'abaque de Vibert, on obtient :

- $\frac{U_0}{L * S} = 3,5 * 10^{-3}$
- $\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,785$

Alors :

$$U_0 = L * S * 3,5 * 10^{-3} = 2875 * 0,2827 * 3,5 * 10^{-3} = 2,84 m^3$$

Et

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 * Z_0}{Z_{\min}}$$

$$\Rightarrow U_{\max} = \frac{2,84}{0,785} = 3,62 m^3$$

VI.3.1.b) Méthode de calcul de PUECH et MEUNIER [6]

Cette méthode est basée sur le fait de tracer sur le même graphique l'enveloppe des dépressions absolues et le profil en long de la conduite de refoulement, nous pouvons constater donc si une partie haute de la conduite peut atteindre le vide absolu (le zéro des pressions).

Si c'est le cas, il va se former une poche de gaz, la veine liquide ne sera plus continue et il va y avoir séparation des deux veines en dépression. Lors de la surpression, les veines liquides vont se rencontrer en ce même point et elles vont additionner leurs pressions jusqu'à quatre fois la pression de service en régime permanent.

L'étude comparative faite par PUECHE et MEUNIER, montre que les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un bon dimensionnement du réservoir d'air.

Pour le calcul de U_0 , cette méthode est basée sur trois nombres adimensionnels :

- K qui caractérise les pertes de charge.
- A qui caractérise la conduite de refoulement.
- B qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Après avoir calculé K et A , nous devons superposer la famille de courbes B au profil en long. Nous choisirons la courbe qui laisse au moins 3 m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permet de calculer U_0 .

- Caractéristique de la conduite A :

$$A = \frac{a * V_0}{g * H_0}$$

On a :

$$V_0 = 0,68 \text{ m/s (déjà calculée, chapitre III).}$$

$$H_0 = H_g + 10 = 208 + 10 = 218 \text{ m.}$$

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 1 * \frac{600}{10}}} = 951,31 \text{ m/s}$$

$$\Rightarrow A = \frac{a * V_0}{g * H_0} = \frac{951,31 * 0,68}{9,81 * 218} = 0,50$$

- Caractéristique des pertes de charges K :

$$\text{Pour : } \begin{cases} D = 600 \text{ mm} \\ Q = 0,191 \text{ m}^3 / \text{s} \end{cases} \quad \text{on trouve } K = 0,1$$

Sachant que : $\Delta H_t = 5,61 \text{ m}$

$$\text{Alors on a : } j = \frac{\Delta H_t}{L} = \frac{5,61}{5252} = 0,00107 \text{ m/m}$$

Nous calculons H.M.T = $H_g + j * L = 218 + 0,00107 * 5252 = 223,62 \text{ m.}$

D'où : **$H_{abs} = 233,62 \text{ m.}$**

$$\text{D'autre part on a : } K = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0} = \frac{233,62 - 218}{218} = 0,1$$

- Caractéristique du réservoir B :

Nous devons considérer la famille de courbes B pour $A = 0,5$ et $K = 0,1$, dont on dispose des abaques (annexe V).

On complète le tableau suivant du profil en long :

Cote z (m)	15,32	38,91	103,21	169,48	218
longueur conduite	0	1343,75	2687,5	4031,25	5375
$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10}$	0,11	0,18	0,47	0,78	1
X/L	-	0,25	0,5	0,75	1

A partir de l'abaque de Pueuch et Meunier, pour les valeurs de $A = 0,5$ et $K = 0,1$, et en respectant la marge de sécurité de 3 m minimum (a peut pré de 5 m pour notre cas) au dessus du point le plus défavorable du profil (à 3l/4), nous trouvons $B = 0,4$.

Cette valeur de B nous permet de calculer le volume d'air U_0 en régime permanent :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g \cdot H_{abs}} * \frac{L * S}{B}$$

S : la surface de la section de la conduite.

$$\text{Donc on trouve : } U_0 = \frac{0,68^2}{9,81 * 233,62} * \frac{5252 * \pi * 0,6^2}{0,4}$$

$$\Rightarrow U_0 = 2,99 \text{ m}^3.$$

Le plus grand volume d'air sera pour la plus faible pression et nous lisons sur le graphique :

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0,78 \Rightarrow P_{min} = 0,78 * 218 = 170,4 \text{ m} = 17, \text{bar}.$$

Si l'évolution du volume d'air est intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique, nous avons :

$$P_{min} * U_{max}^{1,2} = H_{abs} * U_0^{1,2}$$

Donc :

$$U_{max} = U_0 * \sqrt[1,2]{\frac{H_{abs}}{P_{min}}} = 3,0 * \sqrt[1,2]{\frac{233,62}{170,4}}$$

$$\Rightarrow U_{max} = 3,90 \text{ m}^3.$$

Le plus grand volume est de $3,78 \text{ m}^3$, si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume V égale à :

$$V = 4,68 \text{ m}^3.$$

* Caractéristiques finales du réservoir d'air :

Les résultats trouvés par les deux méthodes sont très proches, et montrent que l'air peut occuper un volume maximal de **3,62 m³** environ pour Vibert et de **3,98 m³**. Comme il faut, à ce moment, qu'il reste encore de l'eau dans le réservoir(+20%), il sera prévu un réservoir d'une capacité totale de **5 m³**

VI.3.3. Encombrement du réservoir d'air [7]

L'encombrement du réservoir d'air auquel on a opté est donné dans la figure VI.5

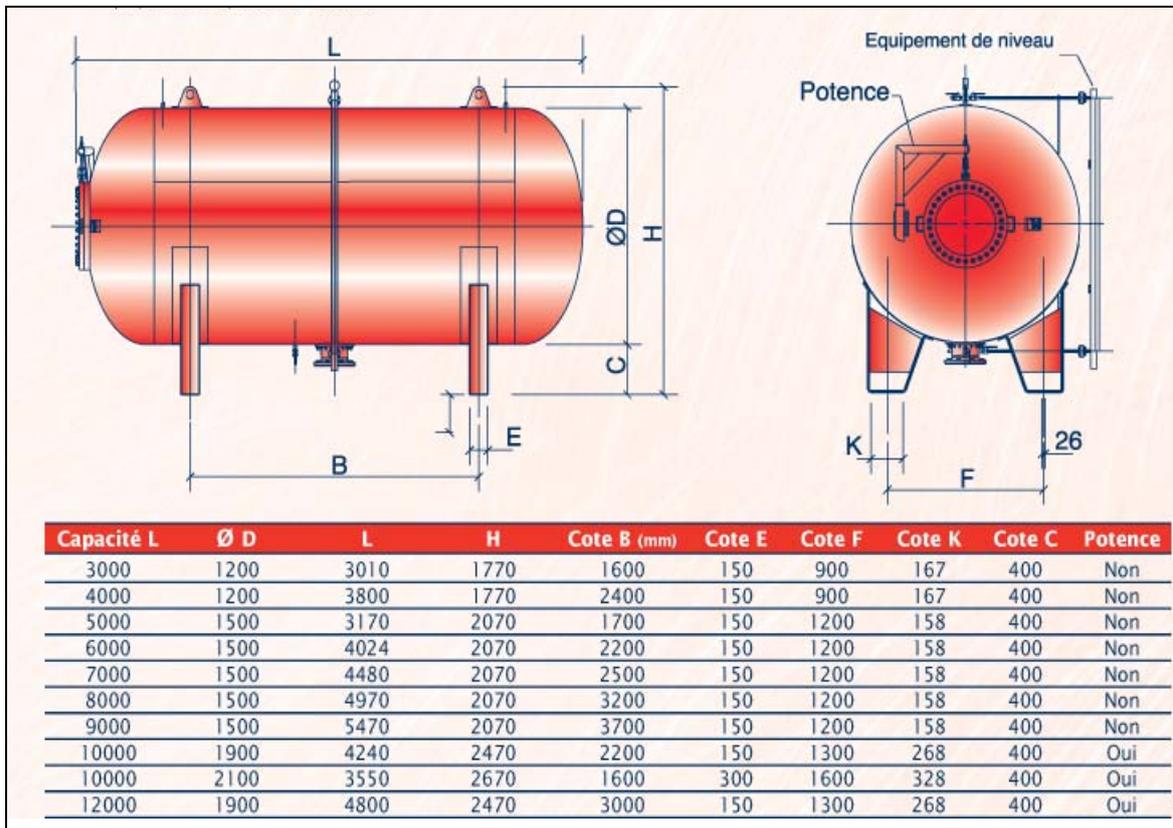


Figure VI.5: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.

VI.4. Installation du réservoir d'air

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

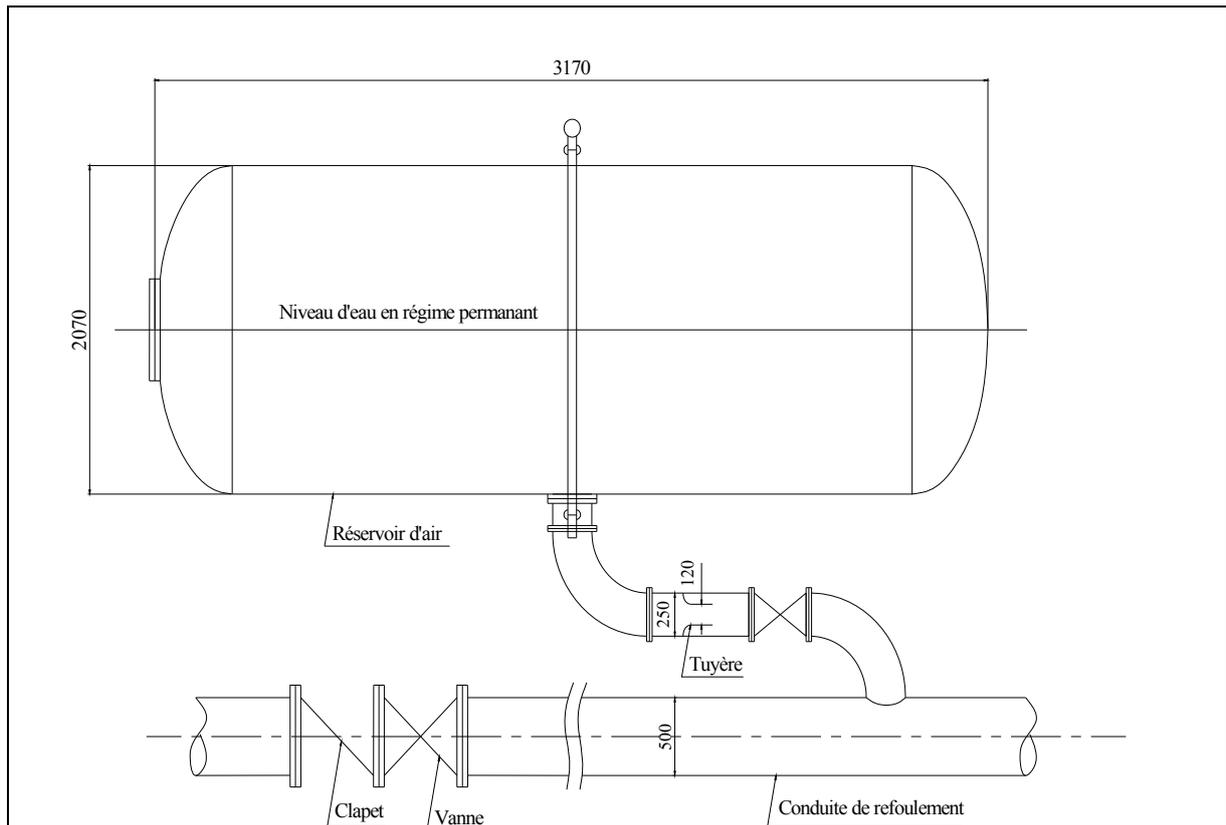


Figure VI.6 : Schéma d'installation du réservoir d'air

Afin de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de reprise, d'un réservoir d'air avec potence ayant les caractéristiques principales suivantes :

- Volume total : $U_T = 5000 \text{ L}$;
- Diamètre intérieur : $\varnothing D = 1500 \text{ mm}$;
- Longueur : $L = 3170 \text{ mm}$;
- Hauteur : $H = 2070 \text{ mm}$.

Conclusion :

Les adductions sont des projets qui nécessitent de gros investissements pour leurs réalisations, vu l'importance des ouvrages à installer, et ils ont aussi une grande importance sociale car ils sont responsables de l'alimentation de dizaines de milliers de personnes, donc la protection des adductions est aussi implorante que leur conception.

Dans ce chapitre, nous avons illustrés les différentes attaques que peut subir notre adduction, et nous avons essayé de protéger les conduites d'adductions contre les différents agents dégradants (la corrosion externe et le coup de bélier).

CHAPITRE VII : ORGANISATION DU CHANTIER

Introduction

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VII.1. Différents travaux à entreprendre

VII.1.1. Travaux concernant les stations de pompage

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

- Exécution du décapage
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Exécution de la maçonnerie sous longrines inférieures
- 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.
- Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage.

a) Décapage

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10cm**.

b) Exécution des fouilles

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \cdot l \cdot h$
Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{m}^3$

c) Coulage du béton de propreté

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

d) Remblayage

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

e) Coulage du béton

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

Les demi-poteaux et semelles nécessite une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite une pompe à béton.

f) Maçonnerie

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

VII.1.2. Travaux concernant l'adduction

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

a) Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

b) 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.

c) 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.

d) Pose des conduites

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

e) Remblayage des tranchées

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

f) Nivellement et compactage

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

VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs

Dans la zone d'étude nous avons à construire six réservoirs dont quatre sont jumelés deux à deux. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer le volume des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

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

VII.2. Calcul des volumes des travaux

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

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : $21,9 \times 7,4 \text{ m}^2$.
- La profondeur des fouilles h : $h=1,5 \text{ m}$.
- Les semelles sont de forme carré de coté $L=1,5 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,40 \text{ m}$.
- Les avants poteaux sont de forme carré de coté $0,30 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,7 \text{ m}$.
- Les poteaux sont de forme carré de coté $L = 0,30 \text{ m}$ et de hauteur totale $h = 6,7 \text{ m}$.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm .
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de $0,15 \text{ m}$.
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,45 \text{ m}$ et une épaisseur de $0,30 \text{ m}$.

Le bâtiment ayant une longueur de $21,9 \text{ m}$ et une largeur de $7,4 \text{ m}$, sachant que l'espacement en longueur est de $2,8 \text{ m}$ entre les deux premiers poteaux et de $4,7 \text{ m}$ entre les poteaux restants et l'espacement entre les deux poteaux en largeur est de $7,1 \text{ m}$. Le nombre de poteaux total est de 12.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 12 semelles et 12 fouilles.

a) Calcul du volume de décapage

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$[(21,9+2*0,55) * (7+2*0,55)]*0,10 = 18,63 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à **20 m³**

b) Calcul du volume des déblais

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

La côte du radier du bâtiment étant à une profondeur de 2,1 m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de : $23*8,1*2,1$ soit : **391,23 m³**.

La fouille ayant le volume de $1,5*1,5*1,5$ m³.

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

Le nombre de fouilles étant de 12, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **40,5 m³**.

Le volume total des déblais est tel que : $391,23 + 40,5$ soit environ: **432 m³**

c) Calcul du volume du béton de propreté

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5*1,5*0,10$ soit 0,225 m³.

Le nombre de fouilles étant de 12, le volume total du béton de propreté est de **2,7 m³**.

d) Calcul du volume de béton armé

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

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

Tableau VII.1.a: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*l*h (m ³)
semelles	1,5	1,5	0,4	12	10,80
avants poteaux	0,3	0,3	0,7	12	0,76
poteaux	0,3	0,3	6,7	12	7,24
ceintures inf. long.	21,9	0,3	0,3	2	3,94
ceintures inf. larg.	7	0,3	0,3	6	3,78
ceintures sup. long.	21,9	0,3	0,3	2	3,94
ceintures sup. larg.	7	0,3	0,45	6	5,67
voiles	7	0,2	3	2	8,40
balcons	7	2 et 1,5	0,2	2	4,90
ceinture du balcon	7	0,3	0,5	2	2,10
dalle supérieure	21,9	7	0,07	1	10,73
chape inférieure	21,9	7	0,07	1	10,73
acrotère sur dalle	57,8	0,1	0,85	1	4,91
					TOTAL :77,9

Le volume total du béton armé sera donc de 77,9 m³, soit : **78 m³**

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté des fouilles est 1,5*1,5*1 (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1m), le volume est de **2,09 m³**.

Le nombre de fouilles étant de 12 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **25,1 m³**.

Le volume du remblai compacté derrière les murs et les voiles enterrés est de 23*7*2*2,1 soit : **676,2 m³**

Le volume total du remblai compacté est de 701,3 m³, on majorera ce chiffre à **702 m³**

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

- La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles : (21,9+7)*6,7*2 – (7*3*2) soit : **346 m²**

- La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 5767 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **5800 briques**, et puisque le mur est en double cloison donc le nombre exact est de **11600 briques**.

Tableau VII.1.b : Volumes de travaux d'une seule station de pompage

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	20
2	Excavation	m ³	432
3	Remblais compacté	m ³	702
4	Béton de propreté	m ³	2,70
5	Béton armé semelle	m ³	10,8
6	Béton armé demi poteaux	m ³	0,76
7	Béton armé des ceintures	m ³	19,43
8	Béton armé des voiles	m ³	8,40
9	Béton armé des balcons	m ³	4,90
10	Béton légèrement armé (chape inférieure et acrotère)	m ³	15,64
11	Béton armé poteaux	m ³	7,24
12	Béton armé dalle	m ³	10,73
13	Maçonnerie (briquetage)	u	11600

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

a) Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure VII.1).

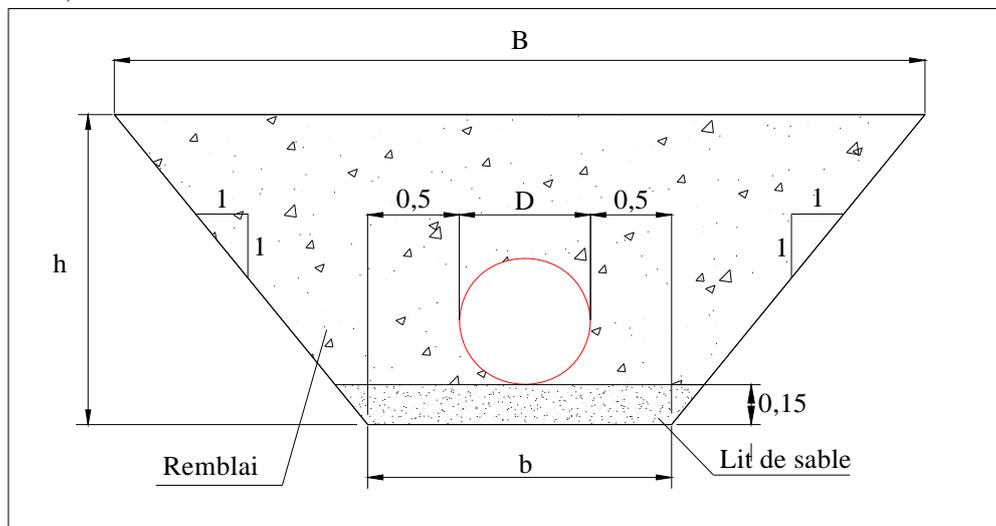


Figure VII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite

Sachant que :

$$S_{exc} = \frac{b + B}{2} * h \quad (VII.1.1)$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : petite base de la tranchée ;

B : grande base de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \quad (VII.1.2)$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

Tableau VII.2.a: Calcul du volume des déblais

Tronçon	D (m)	b (m)	B (m)	h (m)	S _{exc} (m ²)	L (m)	V _{exc} (m ³)
SDP - Piquage	1,30	2,3	6,30	2,0	8,60	125	1 075,00
Piquage-R tamp	0,60	1,60	4,00	1,20	3,36	5252	17 646,72
R tamp-R dist	0,20	1,20	2,60	0,70	1,33	2875	3 823,75
						Total	22 545,50

Donc le volume total des déblais est de : **22 545,50 m³**

b) Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur (Voir figure VII.1)

$$V_s = b * e * L \quad (\text{VII.1.3})$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

E : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VIII.2.b.

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

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V (m ³)
SDP - Piquage	2,30	0,15	125	43,125
Piquage-R tamp	1,60	0,15	5252	1 260,50
R tamp-R dist	1,20	0,15	2875	517,50
			Total	1 822

Donc le volume du lit de sable est : **V_s = 1 822 m³**

c) Volume de la conduite

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

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (\text{VII.1.4})$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VII.1.5})$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le VII.2.c.

Tableau VII.2.c : Calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (m)	S _c (m)	L (m)	V _c (m ³)
SDP - Piquage	1,30	1,3266	125	165,825
Piquage-R tamp	0,60	0,2826	5252	1 484,215
R tamp-R dist	0,20	0,0314	2875	90,275
Total				1 740,32

On prend le volume de la conduite : $V_c = 1\,740,32\text{ m}^3$

d) Remblais compacté

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VII.1.6})$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

$$\text{A.N : } V_r = 22\,545,50 - 1\,822 - 1\,740,32 \Rightarrow V_r = \mathbf{18\,983,18\text{ m}^3}$$

Tableau VII.2.d : Volumes des travaux de transfert

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	22 545,50
2	Lit de sable	m ³	1 822
3	La conduite	m	1 740,32
4	Remblais	m ³	18 983,18

VII.2.3. Calcul des volumes des travaux des réservoirs

Les réservoirs de notre système d'adduction sont au nombre de deux, dont un réservoir tampon de 1500 m³ capacité et un autre de distribution d'une capacité de 1000 m³.

- La profondeur d'excavation est de 2 m ;
- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre) ;
- L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du radier du réservoir est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;
- La ceinture supérieure est de section rectangulaire 0,5*0,4 m² ;
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- L'acrotère a 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur ;
- Les chicanes sont en brique de surface unitaire de 0,2*0,3 m².

La chambre de manœuvres des réservoirs simples n'auront qu'un seul mur commun avec leur réservoir respectif.

Les chambres de manœuvre auront les dimensions suivantes :

- La longueur est de 13 m ;
- La largeur est de 9,5 m ;
- La hauteur est de 6 m ;
- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,2 m d'épaisseur sur une profondeur de 2m ;
- Les murs sur le sol sont en briques sur une hauteur de 4 m ;
- La dalle de à 0,15 m d'épaisseur repose sur 6 poteaux est 3 ceintures ;
- Les poteaux sont de forme carrée (0,3*0,3 m²) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3*0,45 m²).

A- Réservoir tampon 1500 m³

Le réservoir tampon a un diamètre de 20 m et une hauteur de 5 m. La chambre de manœuvre a les dimensions suivantes : 13 m de longueur, 9,5 m de largeur et 6 m de hauteur.

a) Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais des deux réservoirs et de la chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * N \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \quad (\text{VII.1.7})$$

V_d : volume total des déblais (m³) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{ext} = 22,0$ m ;

N : nombre de réservoir, $N = 1$;

L : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

l : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), $h = 2$ m.

$$\text{A.N : } V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 20^2}{4} * 1 \right) + (13 * 9,5) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 677 \text{ m}^3$$

Le volume des déblais est de **677 m³**.

b) Calcul du volume du tout venant

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} * N \quad (\text{VII.1.8})$$

V_{tv} : volume du tout venant (m³) ;

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m ;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 22^2}{4} * 0,3 * 1 \Rightarrow V_{tv} = 113,98 \text{ m}^3$$

On prend un volume du tout venant de **114 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} * N \quad (\text{VII.1.9})$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m^3) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

$$\text{A.N : } V_{bp} = \frac{3,14 * 21,2^2}{4} * 0,15 * 1 \Rightarrow V_{bp} = 52,92 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du béton de propreté de **53 m³**

d) Calcul du volume du béton armé

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

- Radiers des réservoirs;
- Voiles des réservoirs ;
- Voiles de la chambre de manoeuvre
- Ceintures supérieures des réservoirs;
- Coupoles des réservoirs;
- Poteaux de la chambre de manoeuvre;
- Ceintures de la chambre de manoeuvre;
- Chape de la chambre de manoeuvre;
- Dalle de la chambre de manoeuvre;
- Maçonnerie des chicanes des réservoirs;
- Maçonnerie de la chambre de manoeuvre.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H * N \quad (\text{VII.1.10})$$

Avec :

D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

N : nombre d'élément dans les réservoirs jumelés.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VII.3.a.

Tableau VII.3.a : Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	H (m)	N	V _{ba} (m ³)
Radiers	22	-	0,45	1	170,97
Voiles	21,5	21	6	1	100,09
Ceintures supérieures	21,8	21	0,5	1	13,44
Acrotères	21,8	21,65	0,4	1	2,05
TOTAL :					286,55

Le volume total du béton armé du réservoir est majoré à **290 m³**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau VIII.3.b.

Tableau VII.3.b : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m ³)
Chape inférieure	13	9,5	0,07	1	8,65
Voiles	13	0,2	2	2	10,4
Poteaux	0,3	0,3	6	6	36,09
Ceintures inf. long.	13	0,3	0,3	2	2,34
Ceintures inf. larg.	7	0,3	0,3	3	1,89
Ceintures sup.long.	13	0,3	0,3	2	2,34
Ceintures sup.larg.	7	0,3	0,45	3	2,84
Dalle supérieure	13	7	0,07	1	6,37
TOTAL :					70,92

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de 70,92 m³, que l'on majore à **71m³**

Conclusion

Le volume total du béton armé du réservoir tampon et de la chambre de manœuvre sera de **361 m³**.

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h * N \quad (\text{VII.1.13})$$

V_r: volume du remblai compacté (m³) ;

D_{ext}: diamètre extérieur du réservoir (m), D_{ext}=24,5 m ;

h : profondeur d'excavation (m), h = 2 m ;

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,14 * (22^2 - 20^2)}{4} * 2 * 1 \Rightarrow V_r = 131,88 \text{ m}^3$$

On prend un volume de remblai de **132 m³** ;

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour les réservoirs seules les chicanes et les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

Pour un seul réservoir, les chicanes ont une longueur totale d'environ 75 m et une hauteur de 5,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : 75*5,6 soit : **420 m²**.

Le nombre de réservoirs étant deux, la surface totale de la maçonnerie des chicanes est telle que 420*2 soit **840 m²**.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que 13*4*2 soit **104 m²**

La surface totale de la maçonnerie des réservoirs et de la chambre de manœuvre est telle que 840+104 soit **944 m²**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 15733 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **15800 briques**.

Tableau VII.3.c : Volumes de travaux du réservoir tampon 1500 m³

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	677
2	Remblais compacté	m ³	132
3	Tout venant	m ³	114
4	Béton de propreté	m ³	53
5	Béton armé du radier du réservoir	m ³	171
6	Béton armé des voiles du réservoir	m ³	100
7	Béton armé des ceintures supérieures du réservoir	m ³	13,5
8	Béton armé de la coupole	m ³	42
9	Béton armé de dalle de la chambre de manoeuvre	m ³	6,40
10	Béton armé des poteaux	m ³	36
11	Béton armé des ceintures de la chambre de manoeuvre	m ³	9,40
12	Béton armé des voiles de la chambre de manoeuvre	m ³	10,4
13	Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manoeuvre	m ³	8,65
14	Béton légèrement armé de l'acrotère	m ³	2,05
15	Maçonnerie (briquetage)	u	15800

B- Réservoir de tête 1000 m³

Le réservoir de tête de distribution, a un diamètre de 16 m et une hauteur de 5,5 m.

a) Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais des deux réservoirs et de la chambre de manœuvre. Il est estimé par la formule (VII.1.7).

$$\text{A.N : } V_d = \left[\left(\frac{3,14 * 16^2}{4} * 2 \right) + (13 * 9,5) \right] * 1 \Rightarrow V_d = 426,42 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **427 m³**.

b) Calcul du volume de tout venant

Le volume du tout venant sera calculé par la formule (VII.1.8).

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 16^2}{4} * 0,3 * 1 \Rightarrow V_{tv} = 60,288 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du tout venant de **61 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule (VII.1.9).

$$\text{A.N : } V_{bp} = \frac{3,14 * 16,6^2}{4} * 0,15 * 1 \Rightarrow V_{TV} = 32,447 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du béton de propreté de **33 m³**

d) Calcul du volume de béton armé

Les résultats de calcul des formes circulaires des réservoirs obtenus moyennant la formule (VII.1.10) sont récapitulés dans le tableau VII.4.a.

Tableau VII.4.a: Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	H (m)	N	V _{ba} (m ³)
Radiers	18	-	0,45	1	114,45
Voiles	18,5	17	6	1	250,80
Ceintures supérieures	18,8	17	0,5	1	20,90
Acrotères	18,8	17,64	0,3	1	9,95
					TOTAL : 396,10

Le volume du béton armé du réservoir est de **397 m³**.

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation, il est calculé moyennant la formule (VII.1.13).

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,14 * (18^2 - 16^2)}{4} * 2 * 1 \Rightarrow V_r = 106,76 \text{ m}^3.$$

On prend un volume du remblai de **107 m³**.

f) Calcul du volume de la maçonnerie

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que 13*4*2 soit **104 m²**

La surface totale de la maçonnerie des réservoirs et de la chambre de manœuvre est telle que 772,8+104 soit, après arrondissement, **877 m²**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 14617 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **14700 briques**.

Tableau VII.4.b: Volumes de travaux du réservoir de tête 1000 m³

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	427
2	Remblais compacté	m ³	107
3	Tout venant	m ³	61
4	Béton de propreté	m ³	33
5	Béton armé du radier du réservoir	m ³	152
6	Béton armé des voiles du réservoir	m ³	87
7	Béton armé des ceintures supérieures du réservoir	m ³	11,6
8	Béton armé de la coupole	m ³	41
9	Béton armé de dalle de la chambre de manoeuvre	m ³	5,3
10	Béton armé des poteaux de la chambre de manoeuvre	m ³	26,4
11	Béton armé des ceintures de la chambre de manoeuvre	m ³	9,41
12	Béton armé des voiles de la chambre de manoeuvre	m ³	10,4
13	Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manoeuvre	m ³	7,65
14	Béton légèrement armé de l'acrotère	m ³	2,42
15	Maçonnerie (briquetage)	u	14700

VII.3. Calcul des coûts des travaux

Les coûts des travaux des stations, de l'adduction et des différents réservoirs sont mentionnés dans les tableaux VII.6.a, b, c, d, e.

Tableau VII.6.a: Coût des travaux de la station de pompage

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	452	300,00	135 600,00
2	Gros béton	m ³	3	5 000,00	15 000,00
3	Béton armé	m ³	63	20 000,00	1 260 000,00
4	Béton légèrement armé	m ³	16	12 000,00	192 000,00
5	Remblais compacté	m ³	702	400,00	280 800,00
6	Maçonnerie	u	11600	40,00	464 000,00
				Montant	2 347 400,00

Le coût des travaux d'une seule station de pompage est de : **2 347 400,00 DA**

Tableau VII.6.b: Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	22 545	300,00	67 636 200,00
2	Lit de sable	m ³	1 822	800,00	1 457 600,00
3	La conduite	m	1 741	16 685,40	29 049 281,40
4	Remblais compacté	m ³	18 984	400,00	7 593 600,00
				Montant	105 736 681,10

Le coût des travaux de l'adduction est de : **105 736 681,10 DA**

Tableau VII.6.c: Coût des travaux du réservoir tampon 1500m³.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	677	300,00	203 100,00
2	Tout venant	m ³	114	600,00	68 400,00
3	Gros béton	m ³	53	5000,00	265 000,00
4	Béton armé	m ³	389	20000,00	5 780 000,00
5	Béton légèrement armé	m ³	11	12000,00	132 000,00
6	Remblais compacté	m ³	132	400,00	52 800,00
7	Maçonnerie	u	15 800	40,00	632 000,00
				Montant	7 133 300,00

Le coût des travaux du réservoir tampon est de : **7 133 300,00 DA.**

Tableau VII.6.e: Coût des travaux du réservoir de tête de 1000m³.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	427	300,00	128 100,00
2	Tout venant	m ³	61	600,00	36 600,00
3	Gros béton	m ³	33	5000,00	165 000,00
4	Béton armé	m ³	343	20000,00	6 860 000,00
5	Béton légèrement armé	m ³	10	12000,00	120 000,00
6	Remblais compacté	m ³	107	400,00	42 800,00
7	Maçonnerie	u	14700	40,00	588 000,00
				Montant	7 820 620,00

Le coût des travaux du réservoir de tête est de : **7 820 620,00 DA**

On note le coût de l'ensemble des travaux dans le tableau VII.7.a.

Tableau VII.7.a: Bilan des coûts

Coût de la station de pompage.	2 347 400,00
Coût de l'adduction.	105 736 681,10
Coût des réservoirs	14 953 920,00
Coût de l'ensemble du projet.	123 038 001,10

Conclusion : Le coût global du projet est estimé à **123 038 001,10 DA**

VII.4. Planification des travaux

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

- L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :
- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
 - sans retard ;
 - aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM). La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review-technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, et le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaboré en 1958 par les Américains.

VII.4.1. Définitions des tâches et leurs durées

On admet que la réalisation de la station de pompage et des deux réservoirs va se faire en parallèle (trois équipes de réalisation). Deux autres équipes seront chargées de la réalisation des adductions.

Puisque les deux réservoirs ont approximativement les mêmes volumes de travaux, on impose les mêmes durées de réalisation des différentes tâches des réservoirs.

A- Station de pompage

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau VII.8.a.

Tableau VII.8.a : temps de réalisation des opérations de la station de pompage

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Décapage	3
B	Excavation	7
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles.	3
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux.	5
F	Remblayage et compactage des fouilles.	3
G	Construction des murés	7
H	Coulage béton longrines inférieures.	15
I	Remblayage et compactage des casiers.	6
J	Coulage de la chape inférieure.	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	60
M	Maçonnerie et finition générale.	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

B- Adduction

Les tâches de réalisation de l’adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VII.8.b.

Tableau VII.8.b : temps de réalisation des opérations de l’adduction.

C- Réservoirs

Les tâches concernant la réalisation d’un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VII.8.c.

Tableau VII.8.c : temps de réalisation des opérations du réservoir

Notation	Opération	Durée (jour)
BC	Excavation	7
BD	Pose du tout venant	2
BE	Coulage du béton de propreté.	1
BF	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manoeuvre.	60
BG	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
BH	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manoeuvre	25
BI	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manoeuvre	60
BJ	Remblayage et compactage.	2
BK	Maçonnerie et finition générale.	30
BL	Evacuation des débris et nettoyage	2

VII.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

A- Station de pompage et réservoirs

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de pompage dans le tableau VII.9.a.

Tableau VII.9.a : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
A	B	BC	M	N	L
B	C	A	N	---	M
C	D	B	BC	A,BD	---
D	E	C	BD	BE	BC
E	F	D	BE	BF	BD
F	G	E	BF	BG	BE
G	H	F	BG	BH	BF
H	I	G	BH	BI,BJ	BG
I	J	H	BI	BK	BH
J	K	I	BJ	BK	BH
K	L	J	BK	BL	BI,BJ
L	M	K	BL	---	BK

B- Adduction

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau VII.9.b.

Tableau VII.9.b : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
O	P,S	---	W	AB,X	W
P	T,Q	O	X	AC,Y	W,T
Q	U,R	P	Y	AD,Z	X,U
R	V	Q	Z	AE	Y,V
S	W,T	O	AB	AC	W
T	X,U	S,P	AC	AD	AB,X
U	Y,V	T,Q	AD	AE	AC,Y
V	Z	Y,V	AE	---	AD,Z

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure VII.2 où les dates de commencement et de finitions au plutôt et les dates de commencement et de finitions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches vertes portées sur la figure VII.2 représentent le chemin critique du réseau.

Conclusion

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de **330 jours**, soit **environ 11 mois**.

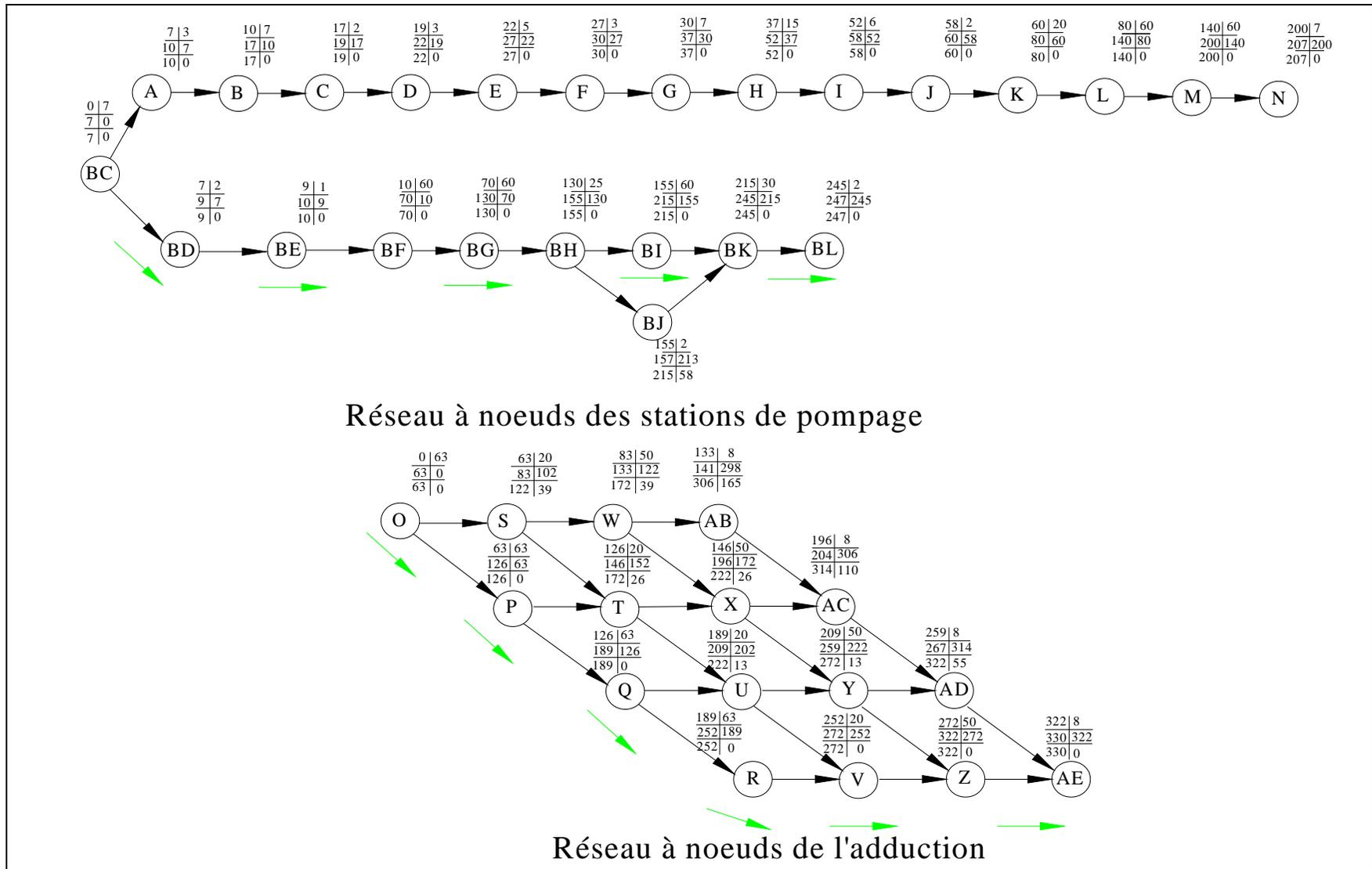


Figure VII.2 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) des stations et des réservoirs

VII.5. Engins

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

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VII.5.1. Pelle hydraulique

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

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

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

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci après)



Figure VII.3 : Pelle hydraulique

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

VII.5.2. Dozer

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

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

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

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

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



Figure VII.4 : Bulldozer

VII.5.3. Chargeur

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



Figure VII.5 : Chargeur

VII.5.4. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VII.6 : Compacteur.

Conclusion

Dans notre travail, on a déterminé le devis général des stations de pompage y compris celui de leurs réservoirs et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établie une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

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

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthodes de conduite de chantier peuvent apporter.

CHAPITRE VIII : PROTECTION ET SECURITE

DE TRAVAIL

VIII.1- Généralité :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance sur les plans financiers ; production et surtout humain.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise.

Dans ce contexte qu'un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits (sécurité) est mis à la disposition des chantiers.

Dans ce contexte qu'un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits (sécurité) est mis à la disposition des chantiers.

Le domaine hydraulique, couvre un large éventail d'activité qui est différent par leur nature et leur importance tout en présentant des caractéristiques communes.

- travaux d'excavation et de terrassement.
- Creusement de puits.
- Construction en bois, brique, pierres, béton ou en éléments préfabriqués.

Ce qui distingue ces différentes activités des autres branches de l'industrie ce sont :

- L'instabilité des lieux de travail et la variation des durées des chantiers.
- Les modifications intervenant au fur et à mesure de l'avancement des travaux.
- L'utilisation d'une importante main-d'œuvre sans qualification.

VIII.2- Analyse des actions et conditions dangereuses pendant la construction du système d'AEP : [12]

Les enquêtes effectuées après tous les accidents montrent que ces derniers sont dus à plusieurs causes qui engendrent plusieurs facteurs classés en deux catégories.

VIII.2.1- Facteurs matériels :

Les conditions dangereuses susceptibles d'évaluer au cours du travail.

Les causes d'accidents d'origine matériel proviennent de :

- la profession en général et du poste de travail en particulier.
- La nature et la forme des matériaux mis en œuvre.
- Des outils et machines utilisés : implantation et entretien.
- L'exécution du travail : l'éclairage et conditions climatiques.
- Conditions d'hygiène et de sécurité : ventilation, protection....etc.

VIII.2.2- Facteurs humains :

Les conditions d'origine humaine sont :

- intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- N'avoir pas utilisé l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant les opérations de stockage et manutention.
- Adapté une position peu sûre.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.3- Mesures préventives pour éviter les causes des accidents : [12]

VIII.3.1-protection collective :

a-Engins de levage :

La grue, Pipeleers et d'autres engins par leurs précisions et possibilités de manutention variées constituent le poste de travail ou la sécurité n'admet pas moindre négligence alors le technicien responsable veillera à :

- affecter des personnels compétents.
- Remblayer le plus rapidement possible les pentes de talus, des fouilles longeant la voie, dès que l'ouvrage sort de la terre.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

b- Equipement de mise en œuvre du béton :

Pour cet équipement vu son rôle important, le responsable en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Orientation rationnelle de la bétonnière.
- Implantation sérieuse et précise de tout équipement (silo, goulettes...etc.)
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.
- Application stricte des règlements de sécurité.

c- Appareillages électriques :

Pour limiter, si non éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doivent être que par des électriciens qualifiés.

VIII.3.2- Autres protections :

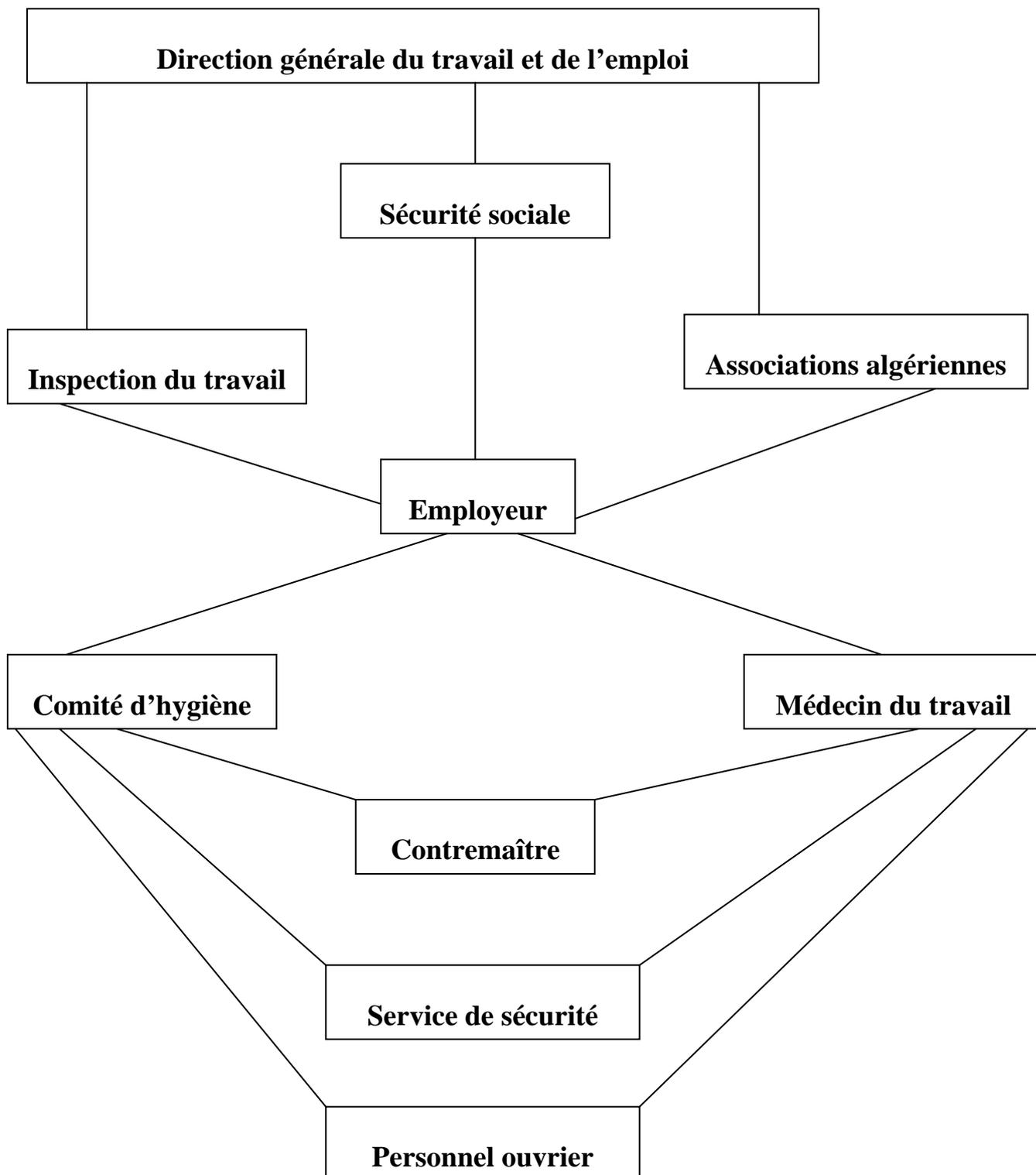
- Toute tranchée creusée en agglomération ou sur route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chutes de personnes et d'engins).
- Eliminer les surcharges en bordures des fouilles.
- Les travailleurs œuvrent à la pioche ou à la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VIII.3.3- Protection individuelle :

Les dispositifs de protection individuelle (casque, gant, chaussures, lunettes protectrices,...etc.) sont indispensables pour la protection contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions.

VIII.4- Organisation de la prévention des accidents du travail

Les dispositifs l'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composées de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme suivant :



CONCLUSION GENERALE :

Ce mémoire de fin d'étude a été consacré à l'étude d'un cas réel d'une adduction d'eau potable, soit le raccordement de la station de dessalement de FOUKA, traitant au passage tous les aspects nécessaires à la réalisation d'un tel projet.

Dans notre travail, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage et les équipements hydromécaniques nécessaires pour acheminer l'eau de la station de dessalement de FOUKA vers le réseau existant de cette ville. Nous avons calculé aussi la quantité des matériaux, le matériel ainsi que les délais nécessaires à la réalisation du projet.

Nous devons retenir de ce projet de fin d'études, que la présentation de la zone d'étude est une étape indispensable et doit se faire d'une manière très précise, surtout pour le calcul des besoins en eau, car elle permet de bien identifier le problème et d'agir en conséquence, en ayant toutes les données en sa disposition.

Il est bon de retenir aussi, qu'il est commode de faire appelle dans la mesure du possible, aux produits et matériels disponibles localement, afin de palier dans les plus brefs délais à d'éventuelles défaillances pouvant survenir au cours de l'exploitation ; Et par souci d'économie également.

De ce projet, nous pouvons dire également que la protection des conduites d'adduction est une opération aussi importante que leur dimensionnement, car un bon dimensionnement de la conduite ne peut garantir à lui seul, une longévité à cette dernière. La protection doit être prévue contre les différents phénomènes nuisibles comme le coup de bélier et la corrosion par exemple.

En fin, nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants du projet réalisé, accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction, des réservoirs et des équipements hydromécaniques de la station, en utilisant des moyens nouveaux et efficaces tels que la télégestion et les systèmes de collecte des données, afin de garantir la pérennité du projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages généraux

- [1] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable », cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.
- [2] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.
- [3] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C519.
- [4] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983.
- [5] **LEROY SOMER** « Moteurs asynchrones triphasés ».
- [6] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977.
- [7] **A.G.H.T.M** « les canalisations d'eau et de gaz (corrosion, dégradation et prospection) », édition Technique et Documentation, Paris 1987.
- [8] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982.
- [12] **J. DUBOIS – M. DIAMENT** « Géophysique », édition MASSON, 1997.

Mémoires de fin d'étude

- [9] **M.OULDLAMARA** « Adduction des villages de Zekri et de Ait Chafaa à partir des forage de Oued Sidi Ahmed Ben Youcef. W.Tizi Ouzou », Mémoire de fin d'étude, ENSH, promotion 1999.

Catalogues

- [10] **Electrosteel Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».
- [11] **KSB** « pompes multicellulaires à haute pression ».
- [13] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».
- [14] **Danfoss Socla** « Clapets de non retour ».
- [15] **BAMO MESURES SAS** « pH, conductivité, turbidité, autocontrôle, niveau et débit ».