

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude de l'interconnexion entre les barrages Deurdeuret Kodiak
Rosfa (w. Tissemsilt).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0004-14

APA Citation (توثيق APA):

**Kechta, Mourad (2014). Etude de l'interconnexion entre les barrages Deurdeuret
Kodiak Rosfa (w. Tissemsilt)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : AEP

THEME DU PROJET :

**ETUDE DE L'INTERCONNEXION ENTRE LES BARRAGES
DEURDEUR ET KODIAT ROSFA (W.TISSEMSILT)**

PRESENTE PAR :

Mr :KECHTA Mourad.

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r . KHODJET-KESBA Omar	PROFESSEUR.	Président
M ^r . HACHEMI Abdelkader	M.A.A.	Examineur
M ^{me} . BERBACHE Sabah	M.A.A.	Examineur
M ^r . DJELLAB Mohamed	M.C.B.	Examineur
M ^r . AZZAZ Sofiane	Ingénieur (SEAAL)	invité
M ^{me} . MOKRANE Wahiba	M.A.A.	Promotrice

Septembre - 2014

Dédicaces

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents FATMA et AHMED, Qui m'ont
soutenu durant toutes ces années de formation.*

À mes sœurs et mon frère Hocine,

À toute la famille KECHTA,

Et toutes les familles de Terachte

Ma camarade AMINA .B

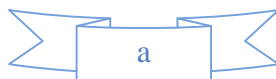
À tous mes amis sans exception et d'une façon spéciale à :

ƙaddour,nabil,faiçal, Amine, belca, chouaibe,ahmed ,merouane , zakı

BILAL ,ataf,moh vet et ƙevene

Omar ,said ,djamel ch ,ali ,mohamed ,

Et tous lesAmies



Remerciements

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a donné la force, ainsi que la bonne volonté pour achever le cursus universitaire et ce modeste travail.

Je tiens en premier lieu à exprimer ma profonde gratitude à ma promotrice Madame MOKRANE WAHIBA pour son aide, ses conseils instructifs et précieux, sa confiance, ses encouragements et qui a bien voulu m'encadrer pour l'élaboration et le suivi de ce projet de fin d'étude.

Je remercie Madame CHENITI, Monsieur B.SALAH et Monsieur A.HACHEMI pour leurs conseils durant l'année de spécialité ainsi que pour leurs disponibilités à chaque fois que je les sollicite.

Je profite de l'occasion pour remercier tous mes enseignants de l'ENSH de la première année jusqu'à la cinquième année.

Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail : Mr KHODJET, M^{me} BERBACHE, Mr A.HACHEMI, Mr DJELLAB, et Mr M.S BENHAFID.

نحن بصدد دراستها ضمن بلديات تسمسيلات، العيون خميستي ولاية تسمسيلات
و تعرف حاليا نقصا كبيرا في المياه الصالحة للشرب و هذا النقص راجع إلى تطور الحياة
المعيشية لهذه المنطقة.

يهدف هذا المشروع تزويدها بالمياه الصالحة للشرب انطلاقا سدين متواجدين على مستوى
الولاية.

هذه الدراسة تحتوي على تحديد أبعاد أنابيب النقل، حجم الخزانات، محط الضخ و حماية الأنابيب من
ظاهرة المطرقة المائية.

Résumé

Notre zone d'étude se situe A l'Est de la wilaya de Tissemsilt plus précisément sur les communes de (tissemsilt laayoune et khemesti).A l'heure actuelle un manque d'eau potable important est constaté dû essentiellement à la vétusté. Accentués par l'explosion démographique importante et le développement du niveau de vie de cette région.

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable de trois(03) agglomérations à partir de deux barrages situés à la wilaya de Tissemsilt .

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

Abstract

Our study area (Tissemsilt,Laayoune and Khemisti) is situated in the East of the wilaya of Tissemsilt. It suffers currently a shortage of drinking water which is due to further population growth, increasing development and the standard of living in this region. The purpose of our project is the drinking water supply of three (03) agglomerations starting from two dams located at the wilaya of Tissemsilt. This study consists in dimensioning the adduction, the tanks, the station of pumping as well as the protection of the conduits against the water hammer.

SOMMAIRE

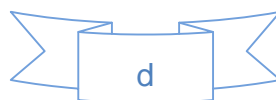
INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION.....	1
I.1.liste des localités concernées par le projet :.....	1
I.2.description de la zone d'étude.....	2
I.2.1Caractéristiques géo-climatiques.....	2
I.2.2.Géographie.....	2
I.2.3.climat.....	3
I.3.Sismicité :.....	3
I.4.population	4
I.5. situation hydraulique	5
I.5.1 ressources existantes au niveau de la wilaya	5
I.5.2.ressource en eau souterraines :.....	6
Conclusion.....	7

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

INTRODUCTION.....	8
II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude	8
II.2.Evolution des besoins en eau au niveau de la zone d'etude.....	9
II.2.1.Besoins domestique.....	9
II.2.2.Autres besoins :.....	10
II.2.2.1.l'évaluation de la consommation moyenne journalière	10
II.3 . Variations de consommation maximale et minimale journalière	15
II .3. 1 . Consommation maximale journalière	15
II.3.2. Consommation minimale journalière	16
II.4.Variation des débits horaires	17
ii.5.estimation des volumes d'eau a interconnecter	21
II.6.Impact du débit soutiré sur les localités desservies par le même transfert:.....	22
CONCLUSION.....	23

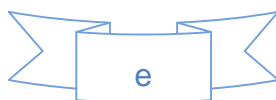


CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

Introduction.....	24
III.1. Rôles des réservoirs.....	24
III.2. Prescriptions sanitaires	24
III.3. Critères du choix d'emplacement et d'implantation des réservoirs.....	25
III.4. Classification des réservoirs [3].....	25
III.5. Critères de Choix du type de réservoir	26
III.6. Equipements du réservoir [2].....	26
III.6.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation	26
III .6.2. Conduite de départ ou de distribution.....	27
III .6.3 . Conduite de trop-plein	27
III .6.4 . Conduite de vidange	27
III .6.5. Conduite by-pass	27
III .6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	28
III .7. Calcul de la capacité des réservoirs.....	30
III .7.1.La méthode analytique	30
III .7.2. Méthode graphique	30
III .7.3 .Estimation de la capacité totale du réservoir d'alimentation par la.....	31
Calcul de la capacité total du réservoir d'alimentation:.....	32
III.8.Dimensions des réservoirs.....	32
III .8.1. Forme des réservoirs	32
III.8.2.Dimensions du réservoir d'alimentation.....	32
Calcule le volume du réservoir du tessemsilte.....	34
III.8.1.Dimensions du réservoir d'alimentation.....	35
III.8.2.Dimensions des bâches des stations de pompage.....	36
III.8.2.Dimensions des bâches des stations de pompage.....	36
III.9. Traversée des conduites dans les parois de la cuve :.....	37
Conclusion	38

CHAPITRE IV : ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction	39
IV.1.Types d'adduction	39
IV.1.1.Adduction gravitaire	39



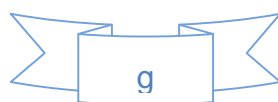
IV.1.2.Adduction par refoulement.....	39
IV.1.3.Adduction mixte	39
IV.2.Choix des matériaux de canalisation.....	39
IV.2.1.Fonte	39
IV.2.2.Acier	40
IV.2.3.PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)	40
IV.2.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)	40
IV .3.Proposition des variantes	41
VI.4.Chois du variante.....	41
A).Variante1 :.....	41
B) Variante2 :.....	42
C) Variante3 :.....	43
IV.5:Comparaison technique des variantes de tracés proposées	44
IV.6. Etude technico-économique d'adduction:.....	45
IV.6.1.cas de refoulement	45
A) calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements :.....	45
B) Calcul des pertes de charge :.....	45
a)Pertes de charge linéaires :.....	45
b) Pertes de charge singulières :.....	47
c) Pertes de charge totales (H t) :.....	47
C) Calcul de la hauteur manométrique totale :.....	47
D) Puissance absorbée par la pompe :.....	47
E) Energie consommée par la pompe :.....	48
IV.6.2) CAS GRAVITAIRE :.....	49
A) Détermination du diamètre avantageux :.....	49
IV.8. Dimensionnement de l'adduction	51
IV.8.1.Détermination du diamètre avantageux	51
B) Les frais d'investissement.....	52
IV.8.2.Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement	53
IV.8.2.1. Tronçon station de pompage –réservoir khemesti.....	53
III.9 accessoire nécessaire pour l'adduction.....	53
a)Calcul des frais d'exploitation.....	54
b) Calcul des frais d'investissement.....	55
IV.9.Accessoires nécessaires pour l'adduction :.....	56



Conclusion.....	57
-----------------	----

CHAPITRE V : ETUDE DU POMPAGE

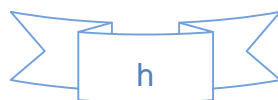
Introduction.....	58
V.1.Définition:.....	58
V.2. Différents types de pompes et leurs caractéristiques :.....	58
V.2.1. Pompes volumétriques:.....	58
V.2.2.Les turbopompes :.....	58
V.3.Critères de Choix du type de pompe	59
V.4.Exigences principales soumises à la station de pompage.....	59
V.6.Type de bâtiment de la station.....	60
V.7.Les équipements d'une station de pompage.....	61
V.8. Couplage des pompes :.....	62
V.9. Choix du nombre de pompe secours.....	62
V.10. Choix du nombre de pompe:	62
V.10.1. Refoulement : Station de pompage- réservoir (khemesti).....	62
V.11.Choix du moteur électrique.....	63
V.11.1.Critères de choix du moteur électrique.....	63
V.11.2.Refoulement : Station de pompage- réservoir du khemesti.....	63
a)Caractéristiques du moteur.....	63
V.12.Courbes caractéristiques des pompes.....	64
V.13.Point de fonctionnement d'une pompe :.....	66
V.14. Courbe caractéristique de la conduite	66
V.14.1. Refoulement : Station de pompage- réservoir du khemesti.....	66
V.15. Modes de réglage.....	68
V.15.1.Débit disponible > Débit appelé	68
V.15.1.1.Réglage qualitatif :.....	68
V.15.1.2.Réglage quantitatif :	69
V.15.1.3.Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :.....	69
V.15.1.4.Diminution de temps de pompage :.....	69
V.15.1.5.Changement du type de la pompe	69
V.15.1.6.Rognage :	69
6.1 Détermination du rendement de rognage.....	69
V.15.2.Débit disponible < Débit.....	70



V.15.2.2.Changement de type de pompe.....	70
V.16. Etude de la cavitation	70
V.17. Calage de la pompe	71
1) Refoulement : Station de pompage- réservoir khemesti.....	72
V.18. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :.....	73
V.19. Équipements en amont de la pompe.....	73
V.20.Équipements en aval de la pompe.....	74
V.21.Dimensions du bâtiment :.....	75
V.21.1.Bâtiment de Station de pompage.....	75
V.21.1.1.Longueur du bâtiment :.....	75
V.21.1.2.Largeur du bâtiment:.....	75
V.21.2.3.Hauteur du bâtiment:.....	76
V.21.2.4.Dimensions des portes.....	76
V.21.2.5.Dimensionnement des fenêtres	76
Conclusion	77

Chapitre VI : PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Introduction.....	78
VI.1. Protection des conduites contre le coup de bélier	78
VI.1.1. Les causes du coup de bélier	78
VI.1.2. Les Risques dus aux coups de bélier	78
VI.1.3.Cas de la surpression	78
VI.1.4.Cas de dépression	79
VI.1.5.Fatigue de la canalisation	79
VI.2. Description des phénomènes physiques:.....	79
VI.2.1. État d'équilibre d'un système hydraulique :.....	79
VI.2.2. Onde élastique et oscillation en masse	79
VI.2.3. Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions.....	79
VI.3.Moyens de protection contre le coup de bélier :	80
VI.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	81
VI.5.Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	81
Calcul des réservoirs d'air anti bélier.....	81
1) Méthode de PEUH et MEUNIER	81



2) Méthode de VIBERT.....	81
3) Méthode de BERGERON.....	81
VI.5.1.Dimensionnement du réservoir d'air.....	82
VI.5.2.Calcul de la célérité d'onde C.....	83
VI.5.3. Calcul des capacités réservoirs d'air.....	83
Conclusion.....	84

Chapitre VII : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction.....	85
VII.1.Différents travaux à entreprendre.....	85
VII.1.1.Travaux concernant l'adduction.....	85
VII.1.2.Travaux concernant les stations de pompage.....	86
VII.2.Calcul des volumes des travaux de l'adduction.....	86
VII.2.1.Déblais d'excavation.....	86
VII.2.1.1.La profondeur de la tranchée.....	86
VII.2.1.2.Largueur de la tranchée.....	86
VII.2.3.Remblais compacté.....	87
VII.2.4.Volume de la conduite.....	87
VII.3.Les dimensions des stations de pompage :.....	88
VII.3.1.Les dimensions de la première station de pompage :.....	88
VII.4.Calculs et résultats.....	88
VII.4.1.Station de pompage:	88
VII.4.1.1 Détermination du volume de déblais :	88
VII.4.1.2.Détermination du volume de décapage:.....	89
VII.4.1.3 .Détermination du volume du béton de propreté :.....	89
VII.4.1.4.Volume du béton armé des semelles:.....	89.
VII.4.1.5.volume du béton des demi-poteaux :.....	89
VII.4.1.6.volume du béton des poteaux :.....	89
VII.4.1.7.Volume du béton de la ceinture inférieure (longrines):.....	89
VII.4.1.8.Volume du béton de la ceinture supérieur:.....	89
VII.4.1.9.Volume du béton de la chape inférieure:	90
VII.4.1.10.Volume du béton de la chape supérieure :.....	90
VII.4.1.11. détermination des maçonneries:.....	90

VII.4.1.12. Détermination du volume de remblais :.....	90
VII.6. Détermination du coût total des travaux:.....	94
VII.7.Planification des travaux :.....	95
VII.8.1.Construction du réseau :.....	95
VII.9 Définitions des tâches et leurs durées.....	96
VII.9.1 La durée d'excavation	96
CONCLUSION.....	98
Introduction.....	99
VIII-1. Les causes des accidents de travail dans un chantier :.....	99
VIII.1.1. Facteurs humain.....	99
VIII.1.2. Facteurs matériel.....	99
VIII.1.3. Conditions dangereuses	100.
VIII.1.4 Actions dangereuses	100
VIII.2. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	101
VIII.2.1. Protection individuelle.....	101
VIII.2.2. Protection collective	101
a)Engin de levage	101
b) Appareillage électrique	101
Conclusion.....	102
Conclusion général.....	103

Liste des tableaux

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

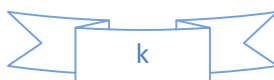
Tableau II.1 : Tableau de répartition de population à l'horizon 2045	8
Tableau II.2 : Majoration de la demande en eau pour l'administration, le commerce et l'industrie.....	9
Tableau II. 3: Tableau récapitulatif des consommations l' agglomération.....	13
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des besoins administratif :	13
Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux:	14
Tableau II.6: Tableau récapitulatif des besoins industrielle.	14
Taleau II.7: Tableau récapitulatif des besoins en eau totale	15
TableauII.8: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque Localités	18
Tableau II.9 : Variation du débit horaire pour Khemisti	16
Tableau II.10 : Variation du débit horaire pour Layoune	20
Tableau II.11 : Variation du débit horaire pour Tissemsilt.....	21
Tableau II.12 : récapitulation des besoins à transférer par scénario et horizons de calculs.....	23

Chapitre III : Dimensionnement des réservoirs

Tableau III .1: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'alimentation du khmisti...33	
Tableau III.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'alimentation tissemselt.....	34

Chapitre IV : Etude de l'adduction

Tableau IV-1: Coefficients K' , m , β pour différents types de tuyau	50
Tableau IV.2:Détermination du diamètre de la conduite gravitaire.....	51
Tableau IV.3:Frais d'investissement de la conduite gravitaire	52
Tableau IV.4: Variation des HMT en fonction du diamètre	54
TableauIV.5: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre	54
Tableau IV.6.: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	55
Tableau IV.7.:Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	55



Chapitre V : Etude de pompage

Tableau V.1. Tableau de choix du type de bâtiment	61
Tableau V.2.: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	63
Tableau V .3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement	67
Tableau V.4: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	71

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

Tableau VI.1: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement:	83
Tableau VI.3: Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	83
Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.....	83

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1: Calcul du volume du lit de pose.....	87
Tableau VII.2: Calcul du volume à excaver.....	87
Tableau VII.3: Calcul du volume du remblai de l'adduction.....	88
Tableau VII .4. : Frais totales des travaux d'adduction.....	88
Tableau VII.5.: Devis des différents travaux de la station de pompage.....	91
Tableau VII.6: Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	96



Lisette des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: Plan de situation général	2
Figure I.2 : Plan de situation des localités concernées	2
Figure 1 : Extrait de la carte pluviométrique de la région d'étude.....	3
Figure 2 : Carte du zonage sismique de l'Algérie.....	4
Figure 5 : Graphique du Population en 2014.....	5
Figure 6: schéma d'adduction AEP de Tissemsilt.....	6

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

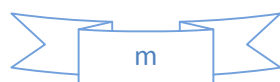
Figure II.1 : Graphique de Nombre des habitants pour différents horizons	9
Figure II.2 : Besoins en eau totale pour khemesti et layoune dans les differnts horizons	14
Figure II.3 : Besoins en eau totale pour tessemsilte dans les differnts horizons	14
Figure II.4 : Besoins en eau totale dans les differnts horizons	15

Chapitre III : Dimensionnement des réservoirs

Figure III .1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.....	29
Figure III.2 : Traversée des conduites (manchon à bout lisse).....	37
Figure III.3. : Traversée des conduites (Gaine en fonte).....	38

Chapitre IV : Etude d'adduction

Figure IV.1.: vue en plan et profil variante 1.....	42
Figure IV.2. : Vue en plan et profil variante 2.....	43
Figure IV.3. : Vue en plan et profil variante 3.....	44
FigureIV.4. : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	56



Chapitre V : Etude de pompage

Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP) de type RM100/3	65
Figure V.2 : Point de fonctionnement de la pompe (SP).....	67
Figure V.3 : Équipements en amont et en aval de la pompe.....	73

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII.1 : Pelle hydraulique.....	92
Figure VII.2 : Bulldozer.....	93
Figure VII.3 : Chargeur.....	94
Figure VII.4 : Compacteur.....	95
Figure VII.5 : Camion malaxeur.....	96
Figure VII.6 Réseau à nœuds pour la pose des conduites.....	97

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Schéma du tracer de l'adduction Tissemsilt vers KHmesti
W.Tessemsilt

Planche N°2 : profil en long de l'adduction Tissemsilt station du pompage W.Tissemsilt

PlancheN°3 : profil en long de l'adduction station du pompage réservoir
d'alimentation de KHmesti w.Tissemsilt

Planche N°4 : plan de la station de pompage de l'adduction KHmesti W.Tissemsilt

Planche N°5 : les accessoire dans un adduction



Introduction générale

Assurer l'approvisionnement en eau potable de la population est l'une des premières préoccupations de l'état Algérien, néanmoins le transfert des eaux potables de la source aux usagers nécessite des études sérieuses maîtrisant les techniques des écoulements et celles de l'économie.

Dans ce contexte l'objectif du présent travail contribue à l'étude de l'adduction des communes de Tissemsilt, KHMisti et Layoun wilaya de Tissemsilt, à partir des barrages DeurDeur et Kodiate Rosfa .

Pour ce faire et dans le premier chapitre nous commençons par une étude de connaissance de la ville (zone d'étude).

Dans le deuxième chapitre nous estimons les besoins en eau de la population ciblée.

Dans le troisième chapitre, nous abordons les ouvrages de stockage.

Le chapitre IV fait objet de l'étude des variantes de tracé de notre transfert et du calcul des adductions, suivi par le chapitre V et VI qui sera consacré à l'étude du pompage avec la prise en compte des phénomènes transitoires et la proposition des moyens de protection adéquats.

Dans le chapitre VII et VIII nous organisons les différentes opérations nécessaires à la réalisation de notre projet tenant en considération la sécurité des employés.

Et nous terminerons notre travail par une conclusion générale.

INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre consiste à mettre évidence l'état de connaissance de la zone du projet

I.1. Liste des localités concernées par le projet :

L'objectif de cette étude vise à sécuriser les systèmes d'alimentation en eau potable des localités de la zone de projet.

Les agglomérations concernées sont les suivantes :

- Tissemsilt
- Khemisti
- et Laayoune.

La carte de la figure N°1 illustre la situation des communes concernées par le projet.

I.2 .DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE : caractéristiques géo-climatiques

I.2.1 Caractéristiques géo-climatiques (géographie – climat- sismicité)

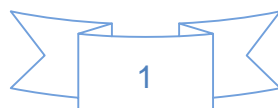
I.2.2. Géographie :

Située sur les hauts plateaux, à 220 Km d'Alger et à 300 Km d'Oran, la wilaya de Tissemsilt est composée de 12 daïras et 22 communes. Elle est limitée :

- Au nord, par les wilayas de Ain Defla et Chlef.
- A l'est par la wilaya de Médéa.
- A l'ouest, par la wilaya de Relizane.
- Au sud ouest, par la wilaya de Tiaret

La zone d'étude se répartit pour 65% de sa surface globale en montagnes, 25% en hauts plateaux et 10% en steppes.

Les localités de Tissemsilt, Khmisti et Layoune sont les seules concernées par le présent de projet.



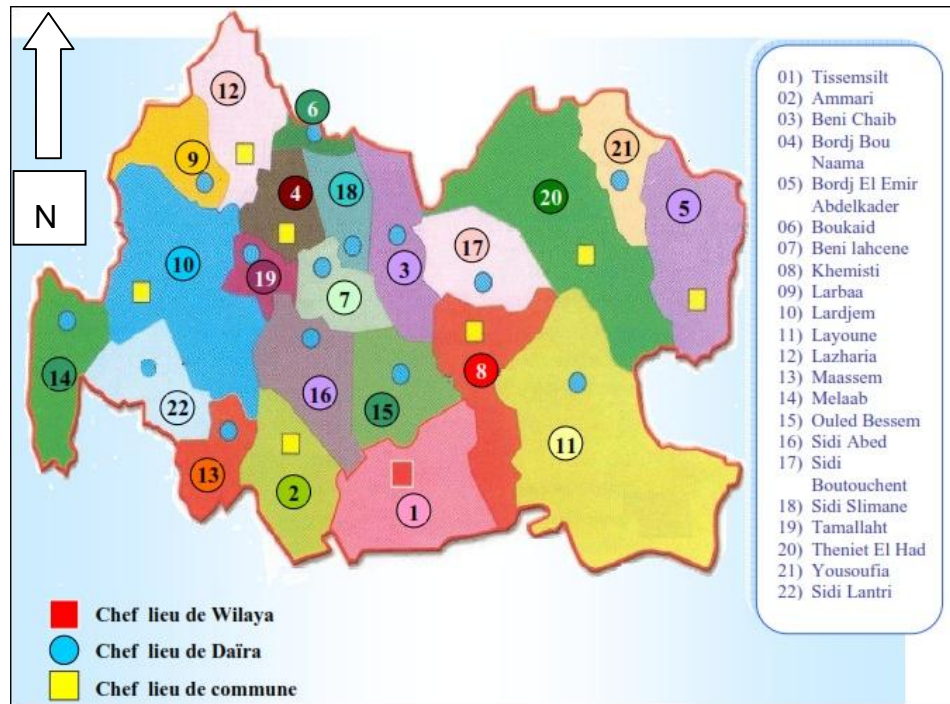


Figure 1 : Plan de situation général

(Source à : DRE Tissemsilt).

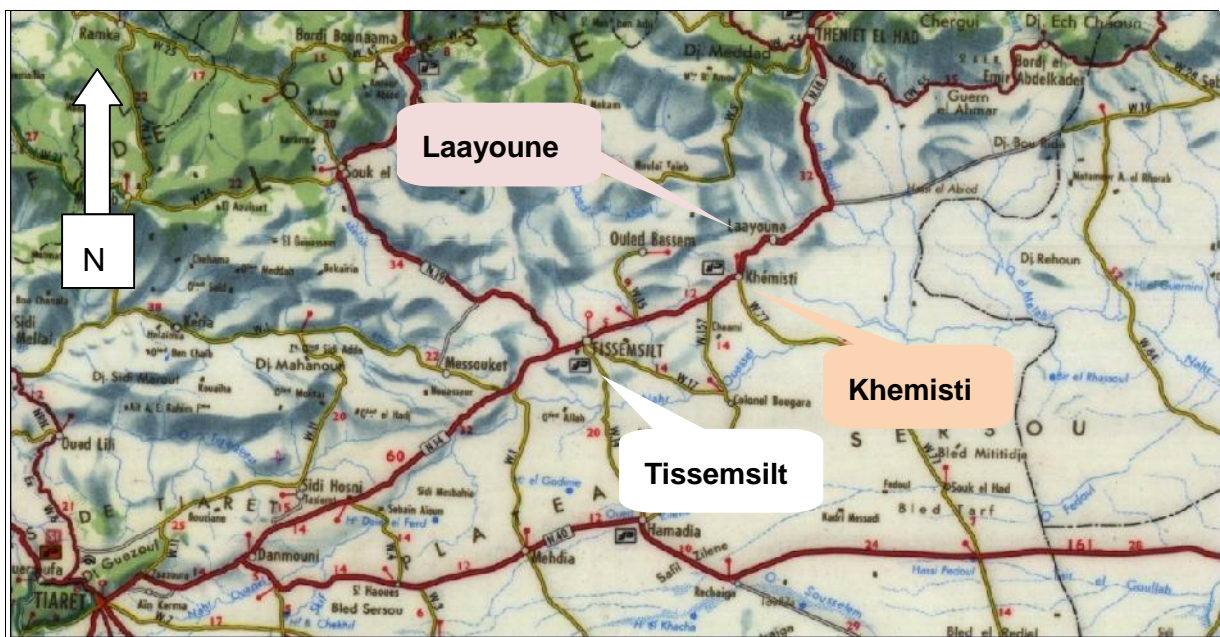


Figure 2 : Plan de situation des localités concernées

(Source à : DRE Tissemsilt).

I.2.3. CLIMAT :

La région est caractérisée par un climat continental sec est froid en hiver et chaud en été. La pluviométrie à Tissemsilt atteint 433mm par an, conformément à la carte pluviométrique de l'ANRH.

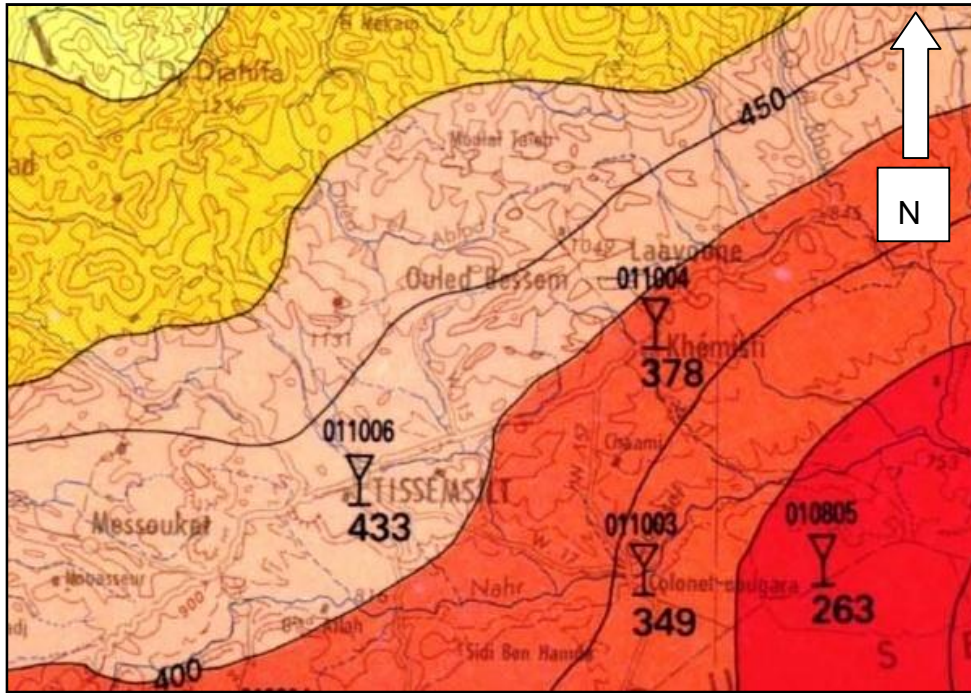


Figure 3 : Extrait de la carte pluviométrique de la région d'étude. (Source à : ENRH Tissemsilt).

I.3.SISMICITE :

Le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 classe l'Algérie en 4 zones de sismicité :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zones IIa et IIb : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

La région de Tissemsilt est classée en zone II a correspondant à une sismicité moyenne comme l'illustre la carte ci-dessous.

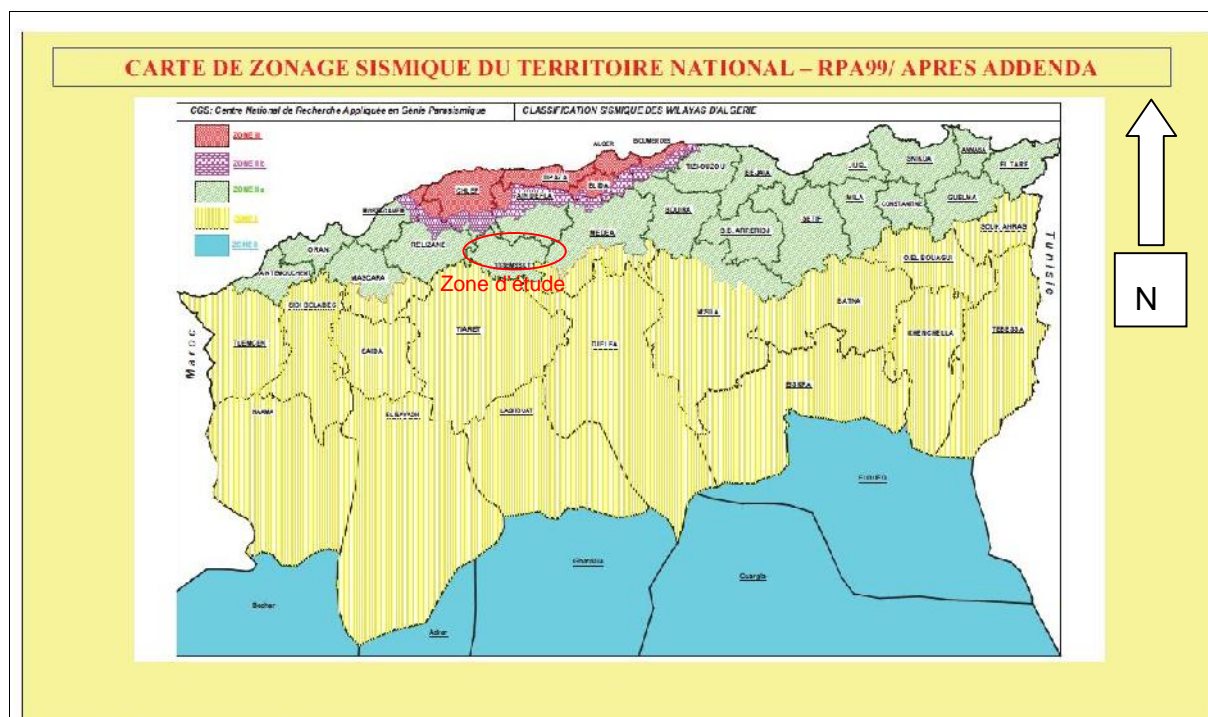


Figure 4 : Carte du zonage sismique de l'Algérie

(Source à : DRE Tissemsilt).

I.4. Population :

La présentation de la population faite dans ce paragraphe a pu être réalisée à partir des résultats du recensement général de l'Algérie (RGPH 2008). A ce jour, c'est la seule donnée officielle disponible qui a fait l'objet d'une démarche spécifique. Le tableau ci-dessous résume les données sur la population

N°	Localités	Nombre d'Habitant
01	Tissemsilt	80767
02	Khemisti	19605
03	Laayoune	15793
	Total	116165

Tableau 1: Populations des localités de la zone d'étude (Source : RGPH 2008)

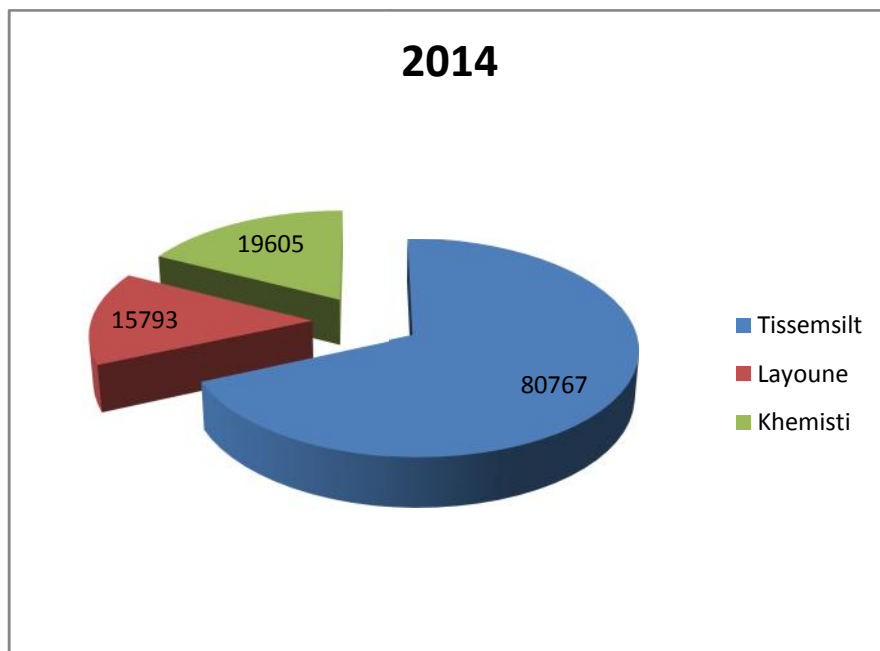


Figure 5 : Graphique du Population en 2014

I.5. SITUATION HYDRAULIQUE :

I.5.1 RESSOURCES EXISTANTES AU NIVEAU DE LA WILAYA :

a) Barrage DeurDeur :

D'après le schéma vertical du transfert qui nous a été remis par la DRE de Tissemsilt, il ressort que les localités de Bordj Emir Abd El Kader, Youssoufa, Sidi Boutouchent, Mguisba ; Theniet El Had, Ferradja , El Aayoune et Khemisti sont alimentées à partir du transfert du barrage Deurdeur,

b) Barrage Kodiet Rosfa :

Le barrage de Koudiet Rosfa est le deuxième barrage qui dessert les localités de la zone de projet. Ces localités sont :

Sidi Slimane, Beni Lahcene, Bordj Bou Naama, Boucaid, Lazharia , Larebaa, Lardjem, Tamellahat, Sidi Lantri Maacem, Et Tissemsilt

I.5.2.RESSOURCE EN EAU SOUTERRAINES :

Les eaux souterraines représentent une des ressources en eau de la zone d'étude.

Il s'agit du champ captant de Rechaiga. Ce réseau d'adduction. Le transfert se fait à partir d'une batterie de dix (10) forages dont six (06) sont opérationnels, les autres ayant connu un sérieux rabattement de débit voire même inférieur à 2 l/s.

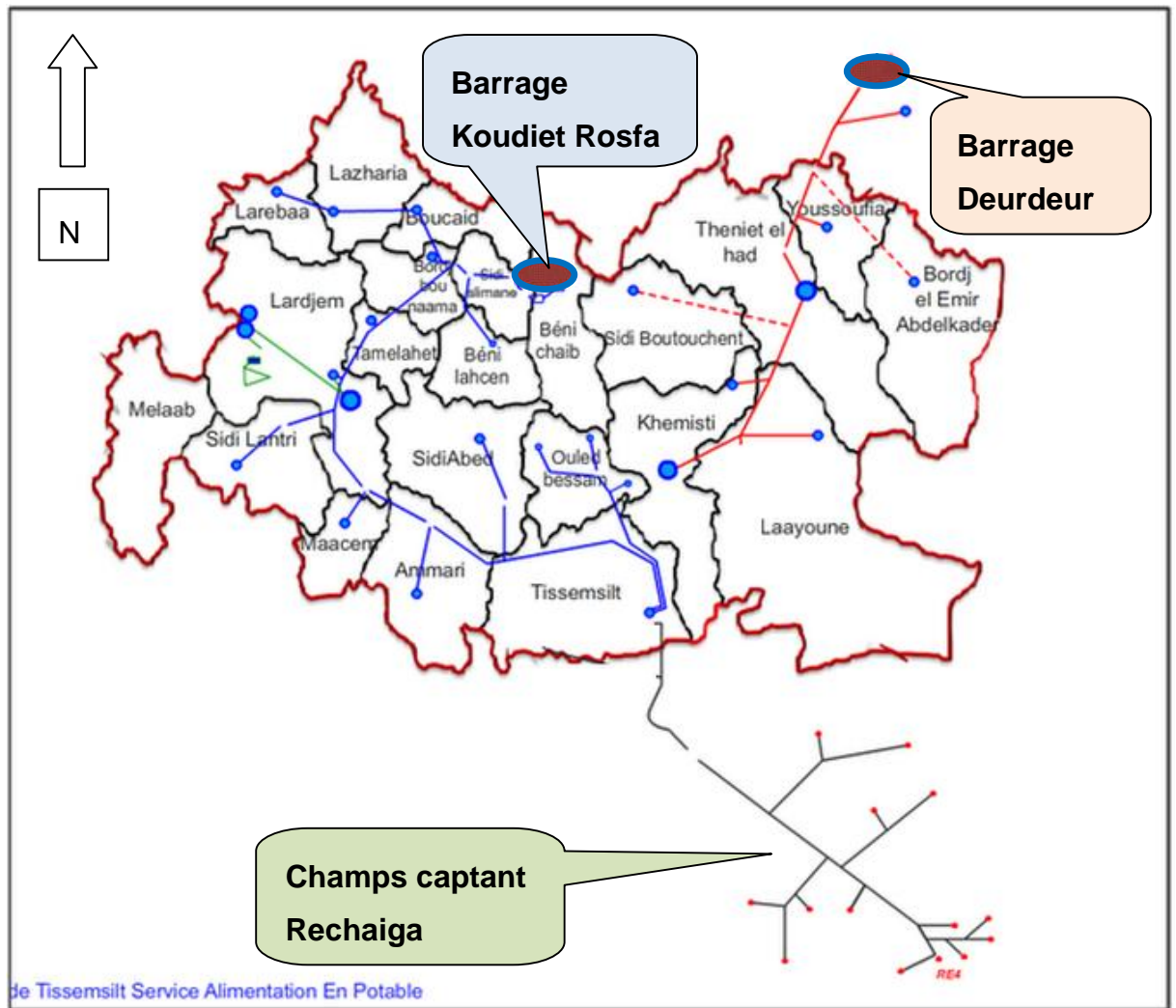


Figure 6: schéma d'adduction AEP de Tissemsilt

(Sourceà : DRE Tissemsilt).

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du

Point de vue topographie, climatologique, démographique

Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet

INTRODUCTION

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs par exemple l'évolution de la population, ce qui entraîne dans ce chapitre le calcul des besoins pour un horizon d'étude de 2045

II.1. Evolution de la population à l'horizon d'étude :

D'après la DHW de la wilaya de Tissemsilt, le taux d'accroissement est de . La population par localités est calculée par rapport à l'horizon 2045 c'est-à-dire 31 ans par la relation :

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

P_n : population à l'horizon de calcul (2045);

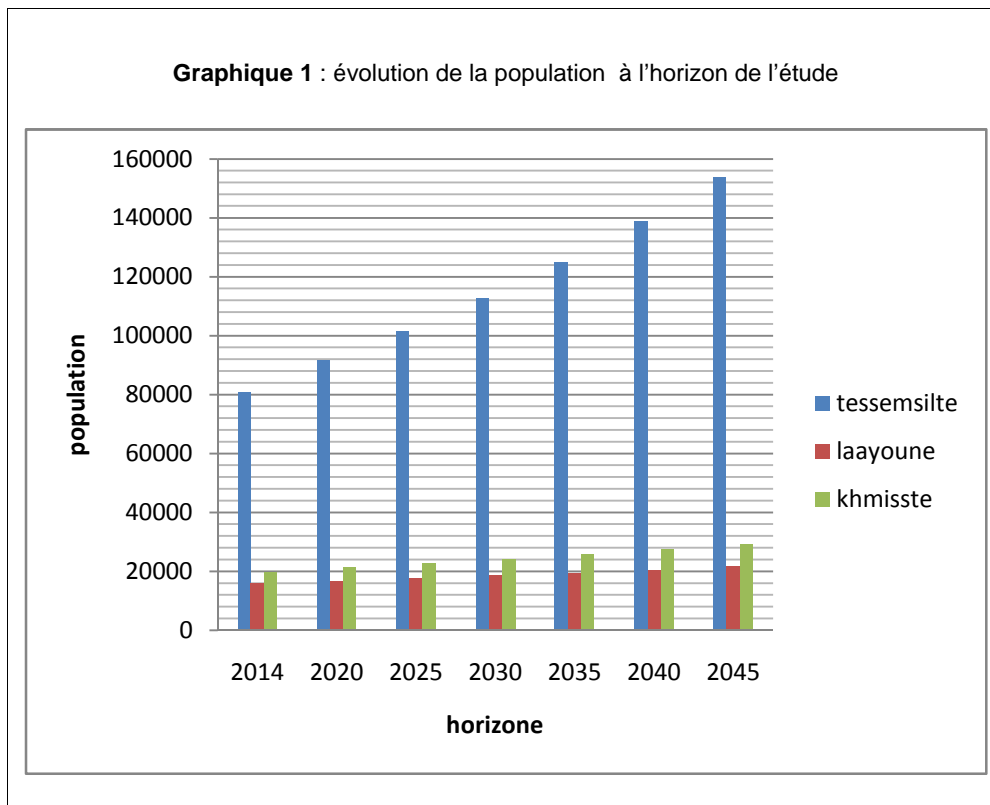
P_0 : population à l'année de recensement 2014 ;

a : taux d'accroissement démographique;(source DHW). Tissemsilt

n : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (31ans)

Tableau II .1: Tableau de répartition de population à l'horizon 2045

Localités	TAUX Acc.	POPULATIONS AUX HORIZONS						
		2014	2020	2025	2030	2035	2040	2045
Tissemsilt	0.021	80767	91481	101499	112613	124945	138627	153807
Layoune	0.01	15793	16765	17620	18519	19464	20456	21500
Khemisti	0.013	19605	21185	22598	24106	25714	27429	29259
		35998	37950	40218	42624	45177	47885	50759



II.2. Evolution des besoins en eau au niveau de la zone d'étude :

II.2.1. Besoins domestique :

Pour l'élaboration des besoins en eau potable de la zone d'étude sur les différents horizons de l'étude, on prendra en considération les types de consommation suivante:

- Consommation domestique
- Consommation administrative et tertiaire
- Consommation industrielle.

Il n'existe pratiquement pas de statistiques sur les consommations d'eau au niveau de la zone d'étude.

Cependant la dotation de consommation en eau potable par habitant caractérisant la zone d'étude, sera prise en fonction du caractère démographique de la zone donnée en fonction du nombre d'habitants.

Pour la population urbaine, la valeur de 150 litres par jour et par habitant est usuellement utilisée, en tant qu'estimation de la consommation en eau potable de la population urbaine.

Elle correspond en outre à la valeur moyenne des valeurs prises en considération dans le PNE(plan nationale de l'eau) pour les agglomérations urbaines de plus de 10 000 habitants.

II.2.2.Autres besoins :

Au vu du manque d'informations détaillées concernant l'implantation exacte de chaque entité, le calcul de la demande en eau dans les secteurs d'activités secondaires et tertiaires, (administration, le commerce et la petite industrie), sera défini en tenant compte des recommandations établies dans le cadre du PNE(plan nationale de l'eau a 1997 selon le type d'agglomérations (urbaine ou rurale) en appliquant des coefficients en pourcentage de la demande domestique.

A noter que le classement selon lequel une agglomération est dite urbaine ou rurale dépend du nombre d'habitants. Une localité comptant plus de 10.000 habitants est classée comme agglomération urbaine tandis qu'au dessous de 10000 habitants celle-ci est dite rurale. Le tableau suivant nous donne les coefficients de majoration à allouer aux différentes entités administratives et économiques :

Type d'agglomération	Administration	Commerce	Industrie
Agglomération urbaine	20%	10%	10%
Agglomération rurale	10%	5%	5%

Tableau II.3 : Majoration de la demande en eau pour l'administration, le commerce et l'industrie

II.2.2.1.l'évaluation de la consommation moyenne journalière :

Pour répondre les sortes de consommation, la dotation moyenne 150l/j/hab pour laayoune et khemesti et 180l/j/hab pour tessemsilt .

Pour le calcul des besoins moyens journaliers, en utilise la formule suivante :

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

$Q_{mo,y,j}$: débit Moyenne journalier

dot: dotation moyenne en (l/j/hab)

N: nombre d'habitants

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des consommations l'agglomération

N°	Localités / Horizons	dotation l/j/hab,	BESOINS EN EAU DOMESTIQUES PAR AGGLOMERATION - m3/j						
			2014	2020	2025	2030	2035	2040	2045
1	Tissemsilt	180	14538,06	16466,58	18296,82	20270,34	22490,1	24952,86	27685,2
2	Layoune	150	2368,95	2514,75	2643	2777,85	2919,85	3068,4	3225
3	Khemisti	150	2940,85	3177,75	3389,77	3615,9	3857,1	4114,35	4388,85
TOTAL 2 et 3			19847,86	22159,08	24329,59	26664,09	29267,05	32135,61	35299,1

Tableau II.4: Tableau récapitulatif des consommations administratif

N°	LOCALITE	dotation m3	BESOINS EN EAU DE L'ADMINISTRATION - M3/J						
			2014	2020	2025	2030	2035	2040	2045
1	Tissemsilt	20%	2907,62	3293,36	3659,34	4054,08	4498,02	4990,52	5537,02
TOTAL1			2907,62	3293,36	3659,34	4054,08	4498,02	4990,52	5537,02
2	Layoune	10%	236,85	251,45	264,3	277,785	291,985	306,84	322,5
3	Khemisti	20%	588,17	635,55	677,94	723,18	771,42	822,87	877,77
TOTAL2			825,065	887,025	942,254	1000,965	1063,405	1129,1	1200,27

Tableau II .5 : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux

N°	LOCALITE	dotation	BESOINS EN EAU DES COMMERCES - M3/J						
		m3	2014	2020	2025	2030	2035	2040	2045
1	Tissemsilt	10%	1453,806	1646,658	1829,682	2027,034	2249,01	2495,286	2768,526
TOTAL1			1453,806	1646,658	1829,682	2027,034	2249,01	2495,286	2768,526
5	Layoune	5%	118,4475	125,7375	132,15	138,8925	145,9925	153,42	161,25
6	Khemisti	10%	294,085	317,775	338,977	361,59	385,71	411,435	438,885
TOTAL2			412,5325	443,5125	471,127	500,4825	531,7025	564,855	600,135

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des besoins industrielles

N°	LOCALITE	dotation	BESOINS EN EAU DESL'INDESTIE - M3/J						
		m3	2014	2020	2025	2030	2035	2040	2045
1	Tissemsilt	10%	1453,806	1646,658	1829,682	2027,034	2249,01	2495,286	2768,526
TOTAL1			1453,806	1646,658	1829,682	2027,034	2249,01	2495,286	2768,526
5	Layoune	5%	118,4475	125,7375	132,15	138,8925	145,9925	153,42	161,25
6	Khemisti	10%	294,085	317,775	338,977	361,59	385,71	411,435	438,885
TOTAL2			412,5325	443,5125	471,127	500,4825	531,7025	564,855	600,135

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des besoins en eau totale

N°	Localités / Horizons	BESOINS EN EAU TOTAL - m3/j						
		2014	2020	2025	2030	2035	2040	2045
1	Tissemsilt	20353,28	23053,21	25615,55	28378,48	31486,14	34934	38759,36
2	Layoune	2842,74	3017,7	3171,6	3333,42	3503,82	3682,08	3870
3	Khemisti	4117,19	4448,85	4745,678	5062,26	5399,94	5760,09	6144,39
	total	27313,21	30519,76	33532,83	36774,16	40389,9	44376,17	48773,75

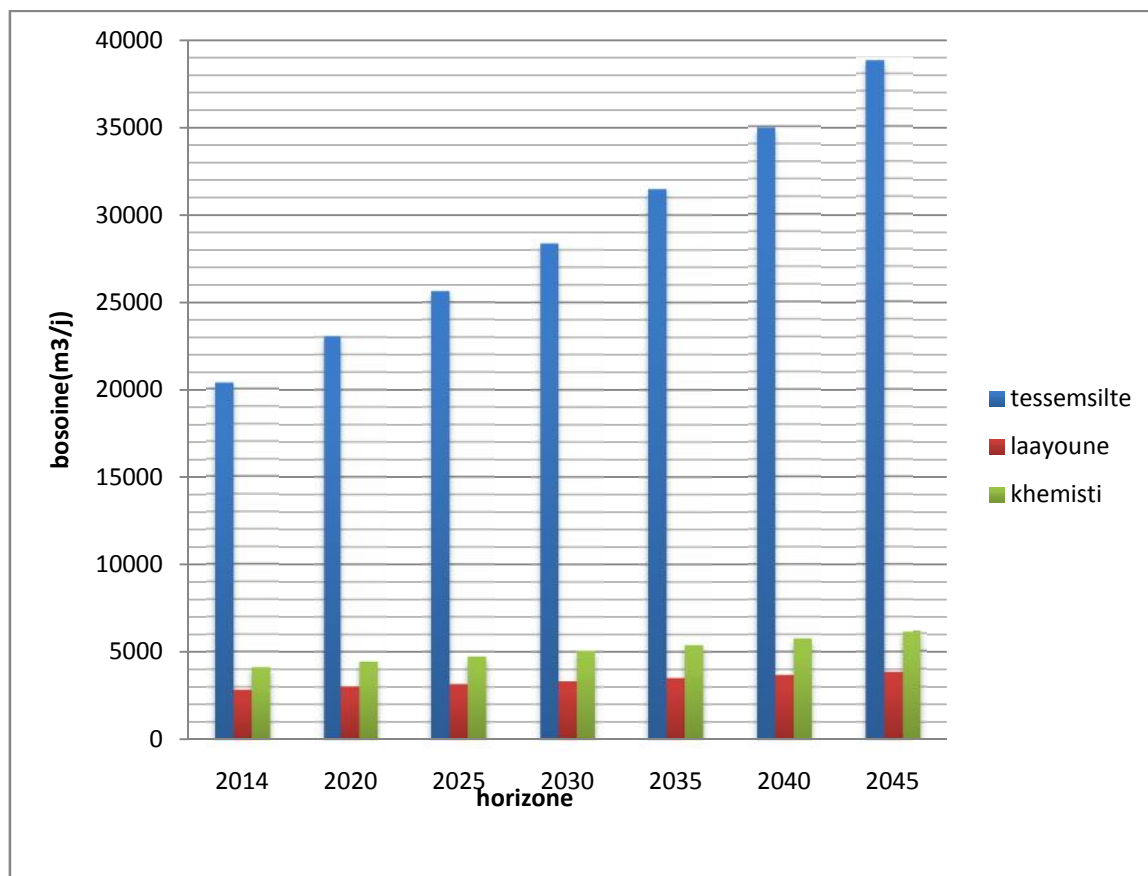


Figure II.3 : Graphique du: Evolution des besoins pour l'horizon de l'étude

II.3 . Variations de consommation maximale et minimale journalière :**II .3. 1 . Consommation maximale journalière :**

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

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

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

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

Avec : $K_{\max j} \in [1,1-1,3]$

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

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

II.3.2. 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:

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

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

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

Avec : $K_{\min.j} \in [0,7 - 0,9]$

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

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

Tableau II.8: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque Localités

N°	Localités	$Q_{\text{moy.j}}$ (m^3/j)	$K_{\text{max.j}}$	$Q_{\text{max.j}}$ (m^3/j)	$K_{\min.j}$	$Q_{\min.j}$ (m^3/j)
01	Tissemsilt	38759,36	1.3	50387.17	0.9	34883.42
02	Layoune	3870	1,3	5031	0.9	3483
03	Khemisti	6144.39	1,3	7987.71	0,9	5529.95

En intégrant les coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum, on garanti la satisfaction des besoins en eau de notre agglomération qui est égal à :

$$=50387.17 \text{ (m}^3\text{/j) c'est-à dire } Q_{\max j}=583.18 \text{ l/s}$$

$$Q_{\max j} \text{ Tissemsilt}$$

$$Q_{\max j} \text{ Layoune}=5031 \text{ (m}^3\text{/j) c'est-à dire } Q_{\max j}=58.23 \text{ l/s}$$

$$Q_{\max j} \text{ Khemisti}=7987.71 \text{ (m}^3\text{/j) c'est-à dire } Q_{\max j}=92.45 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{laayoune.khmesti}}=58.23+92.45=150.70 \text{ l/s}$$

II.4.Variation des débits horaires :

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Etant donné que la zone d'étude comprend sept localités, alors on doit établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour chacune d'elles. A l'horizon 2045, Le nombre d'habitants de chaque commune est entre 10000 et 50000 correspondent à la deuxième colonne de répartition.

Tableau II.9 : Variation du débit horaire pour Khemesti

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=7987.71(m^3/j)$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
(h)				
0-1	1,5	119,8157	1,5	119,8157
01-02	1,5	119,8157	3	239,6313
02-03	1,5	119,8157	4,5	359,447
03-04	1,5	119,8157	6	479,2626
04-05	2,5	199,6928	8,5	678,9554
05-06	3,5	279,5699	12	958,5252
06-07	4,5	359,447	16,5	1317,972
07-08	5,5	439,3241	22	1757,296
08-09	6,25	499,2319	28,25	2256,528
09-10	6,25	499,2319	34,5	2755,76
10-11	6,25	499,2319	40,75	3254,992
11-12	6,25	499,2319	47	3754,224
12-13	5	399,3855	52	4153,609
13-14	5	399,3855	57	4552,995
14-15	5,5	439,3241	62,5	4992,319
15-16	6	479,2626	68,5	5471,581
16-17	6	479,2626	74,5	5950,844
17-18	5,5	439,3241	80	6390,168
18-19	5	399,3855	85	6789,554
19-20	4,5	359,447	89,5	7149
20-21	4	319,5084	93,5	7468,509
21-22	3	239,6313	96,5	7708,14
22-23	2	159,7542	98,5	7867,894
23-24	1,5	119,8157	100	7987,71
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de Khemesti est de $499,38m^3/h$ et survient entre 8h et midi.

Tableau II.10 : Variation du débit horaire pour Laayoune

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}= 5031m^3/j$		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
(h)	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	75,465	1,5	75,465
1-2	1,5	75,465	3	150,93
2-3	1,5	75,465	4,5	226,395
3-4	1,5	75,465	6	301,86
4-5	2,5	125,775	8,5	427,635
5-6	3,5	176,085	12	603,72
6-7	4,5	226,395	16,5	830,115
7-8	5,5	276,705	22	1106,82
8-9	6,25	314,4375	28,25	1421,258
9-10	6,25	314,4375	34,5	1735,695
10-11	6,25	314,4375	40,75	2050,133
11-12	6,25	314,4375	47	2364,57
12-13	5	251,55	52	2616,12
13-14	5	251,55	57	2867,67
14-15	5,5	276,705	62,5	3144,375
15-16	6	301,86	68,5	3446,235
16-17	6	301,86	74,5	3748,095
17-18	5,5	276,705	80	4024,8
18-19	5	251,55	85	4276,35
19-20	4,5	226,395	89,5	4502,745
20-21	4	201,24	93,5	4703,985
21-22	3	150,93	96,5	4854,915
22-23	2	100,62	98,5	4955,535
23-24	1,5	75,465	100	5031
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de Layoune est de $314.44m^3/h$ et survient entre 8h et midi.

Tableau II.11 : Variation du débit horaire pour Tissemsilt

Heures (h)	Consommation totale $Q_{max,j}=50387.17(m^3/j)$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	3,35	1687,97	3,35	1687,97
01-02	3,25	1637,58	6,6	3325,55
02-03	3,3	1662,77	9,9	4988,32
03-04	3,2	1612,38	13,1	6600,71
04-05	3,25	1637,58	16,35	8238,30
05-06	3,4	1713,16	19,75	9951,46
06-07	3,85	1939,90	23,6	11891,37
07-08	4,45	2242,22	28,05	14133,60
08-09	5,2	2620,13	33,25	16753,7
09-10	5,05	2544,55	38,3	19298,28
10-11	4,85	2443,77	43,15	21742,06
11-12	4,6	2317,80	47,75	24059,87
12-13	4,6	2317,80	52,35	26377,68
13-14	4,55	2292,61	56,9	28670,29
14-15	4,75	2393,39	61,65	31063,69
15-16	4,7	2368,19	66,35	33431,88
16-17	4,65	2343,03	71	35774,89
17-18	4,35	2191,84	75,35	37966,7326
18-19	4,4	2217,035	79,75	40183,76
19-20	4,3	2166,64	84,05	42350,41
20-21	4,3	2166,64	88,35	44517,06
21-22	4,2	2116,26	92,55	46633,32
22-23	3,75	1889,51	96,3	48522,84
23-24	3,7	1864,32	100	50387,17
Total	100			

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de Layoune est de 2620,13 m³/h et survient entre 8h a 9h.

II.5. ESTIMATION DES VOLUMES D'EAU A INTERCONNECTER

Afin d'assurer la continuité du service de distribution en cas de panne majeure, il est préconisé de disposer pour chaque réseau de deux ressources d'alimentation distinctes et non interdépendantes dont chacune pourra maintenir le réseau sous pression pour éviter les retours d'eau et subvenir aux besoins de première nécessité des consommateurs. Les interconnexions entre réseaux voisins représentent la meilleure formule d'alimentation de secours. La conception et l'exploitation de ces interconnexions nécessitent toutefois des précautions particulières pour éviter que ces conduites ne créent des zones de stagnation préjudiciables à la qualité des eaux.

Celles-ci sont aujourd'hui nécessaires pour maîtriser la nécessité de continuité du service.

On a plusieurs scénarios que nous allons décrire ci-dessous ont été envisagés avec des hypothèses sur le pourcentage des besoins à satisfaire lors de l'interconnexion.

Le scénario 1 : on considère une interconnexion de 100 % des besoins des localités de la zone de projet

Le scénario 2 : on considère une interconnexion de 50 % des besoins des localités de la zone de projet

Le scénario 3 : on considère une interconnexion de 30 % des besoins des localités de la zone de projet.

Le scénario 4 : on considère une interconnexion de 20 % des besoins des localités de la zone de projet.

Tableau II.11 : récapitulation des besoins à transférer par scénario et horizons de calculs

N°	Localités	Q _{max.j} (m ³ /j)	scénario 1 100%	scénario 2 50%	scénario 3 30%	scénario 4 20%
01	Tissemsilt	50387.17	50387.17	25193.59	15116.15	10077.43

Nous proposons de retenir le scénario 4 avec un débit à transférer correspondant à l'horizon 2045.

II.6. Impact du débit soutiré sur les localités desservies par le même transfert:

L'interconnexion entre les deux systèmes AEP induira bien évidemment un impact par rapport aux besoins des localités d'où seront soutirés les besoins du projet.

Pour Tissemsilt, le débit arrivant de Kodiet Rosfa aux réservoirs de la ville est de 505.22 l/s sans compter les 200 l/s venant du champ de captage de Rechaiga.

Le soutirage d'un débit pour l'horizon 2045 de $Q=116.64$ l/s ne devrait pas en principe perturber l'alimentation en eau potable de Tissemsilt puisque ce débit représente 22.86% de ce qui arrive du transfert Kodiet Rosfa.

Et l'autre débit reste assuré par le barrage de Deur Deur $Q=34.04$ l/s

Concernant Khemisti, le débit arrivant de Deur Deur aux réservoirs de la ville ne nous a pas été communiqué, et de ce fait, on ne peut pas évaluer l'impact induit

Nous proposons de retenir le scénario 4 avec un débit à transférer correspondant à l'horizon 2045.

CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a essayé de calculer et estimer les besoins en eau de chaque commune à l'horizon de calcul, par la suite on a estimée que le débit transférer est 116.64 l/s.

A fin de transférer cette quantité vers les consommateurs il est indispensable de dimensionner les ouvrages de stockage qui est l'objectif du chapitre suivant

Introduction

Les réservoirs sont en général nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable. Dans ce chapitre nous allons déterminer le volume et les dimensions des différents réservoirs (bâches et réservoirs d'alimentation) de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement des réseaux.

III.1. Rôles des réservoirs :

- Rôle de volant c'est-à-dire que le réservoir relie deux régimes différents, régime constant donné par la pompe et variable donné par l'agglomération.
- Rôle d'emmagasinement c'est-à-dire le réservoir est rempli pendant les heures creuses de consommation et se vide pendant les fortes consommations.
- Rôle de réservoir d'équilibre dans le cas où le réservoir principal n'arrive pas à satisfaire l'extension de l'agglomération du point de vue débit et pression.
- Rôle de réserve d'incendie c'est-à-dire que le réservoir jouera un rôle de bache d'incendie.
- Rôle de brise charge généralement dans les agglomérations à distribution étagée.

III.2. Prescriptions sanitaires :

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.

CHAPTTRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

➤ 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 (grillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

III.3. Critères du choix d'emplacement et d'implantation des réservoirs :

Pour le meilleur choix de l'emplacement des réservoirs, nous devons tenir compte de certaines considérations techniques et économiques :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire.
- l'emplacement choisi pour les réservoirs de façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnées une pression suffisante.

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

III.4. Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

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

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

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

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

III.5. Critères de Choix du type de réservoir :

Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré

Le choix du réservoir dépends des :

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

III.6. Equipements du réservoir

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- d'une conduite de départ ou de distribution ;
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein ;
- d'une conduite by-pass

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

(Voire figure III.1)

III.6.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

Cette conduite pourra être alimentée soit gravitairement soit par refoulement.

Dans les deux cas, cette conduite arrive à la cuve soit :

- Par le haut (sur verse) noyée ou dénoyée.
- Par le bas : côte latéral ou par le fond.

III .6.2. Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques cm (0.15 à 0.2m) au-dessus du radier pour éviter l'entrée des matières en suspension qui éventuellement pourrait se décomposer dans la cuve.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

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

III .6.3 . Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau qui arrive au réservoir. Elle est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement, Cette conduite ne comportera pas de robinet sur son parcours.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

III .6.4 . Conduite de vidange :

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

À cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine, elle est raccordée à la conduite du trop-plein et comporte un robinet vanne.

III .6.5. Conduite by-pass :

Cette conduite relie la Conduite de départ et la Conduite d'arrivée en cas ou le réservoir est unique c'est-à-dire en cas de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

(Voire figure III.1)

III .6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

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 deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie

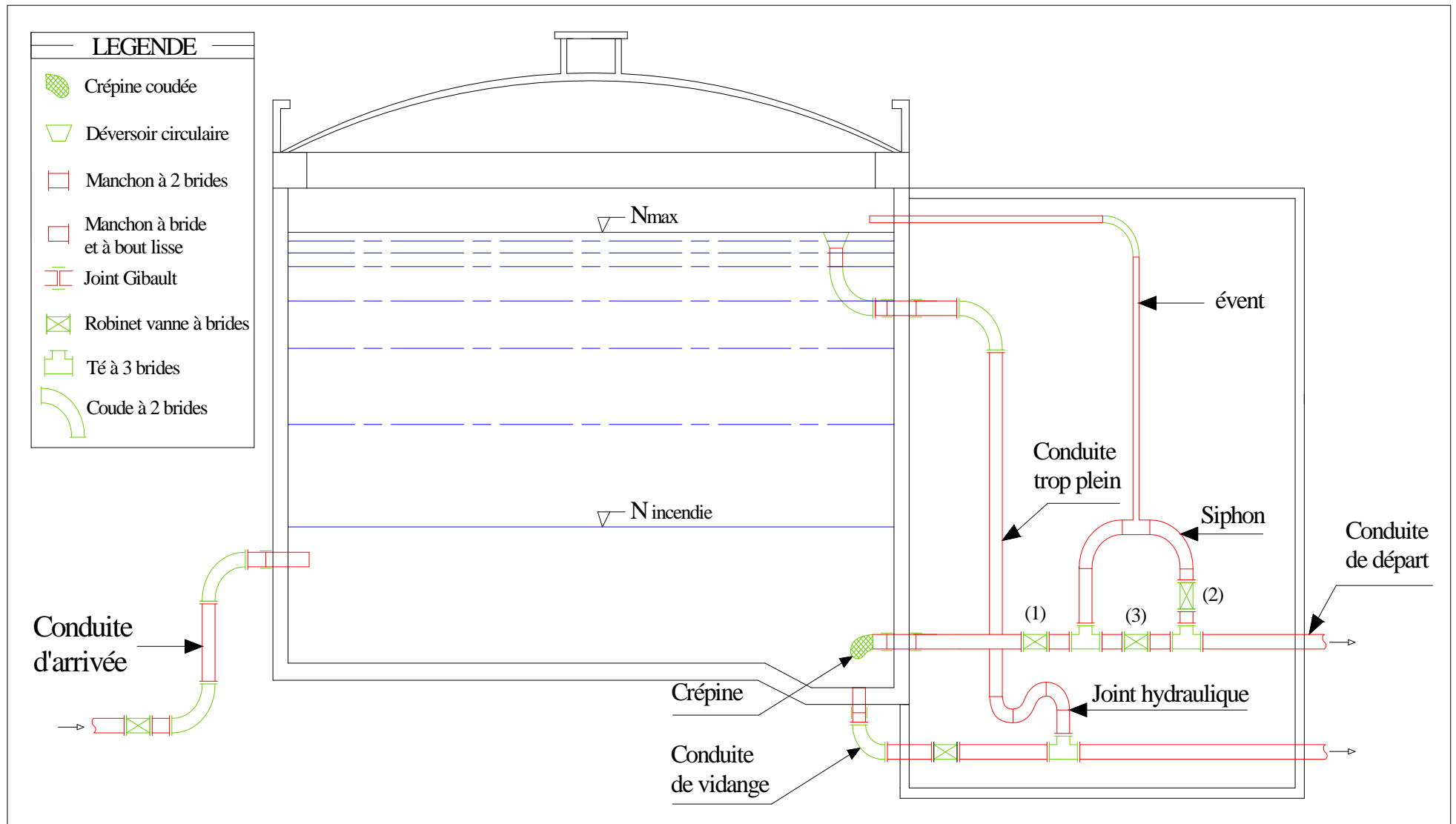


Figure III .1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

III .7. Calcul de la capacité des réservoirs :

Pour notre projet, nous avons projeté (01 bêche et deux réservoirs d'alimentation) et une station du pompage, la capacité des réservoirs est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

-La méthode analytique.

-La méthode graphique

III .7.1.La méthode analytique :

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

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

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

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

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

III .7.2. Méthode graphique :

Cette méthode tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir de coefficients de variation horaires de la consommation, et la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage(baisée sur le traçage des courbes de la consommation et l'apport de la station de pompage), en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

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

CHAPTTRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

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

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

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

Dans notre étude nous utilisons la méthode analytique.

III .7.3 .Estimation de la capacité totale du réservoir d'alimentation par la a)méthode analytique

Calcule le volume du réservoir du khemiste

Le volume du réservoir d'alimentation est calculé d'après le tableau ci-après.

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Deficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	0	1,5	-	1,5	8,5
01-02	0	1,5	-	1,5	7
02-03	0	1,5	-	1,5	5,5
03-04	0	1,5	-	1,5	4
04-05	5	2,5	2,5	-	6,5
05-06	5	3,5	1,5	-	8
06-07	5	4,5	0,5	-	8,5
07-08	5	5,5	-	0,5	8
08-09	5	6,25	-	1,25	6,75
09-10	5	6,25	-	1,25	5,5
10-11	5	6,25	-	1,25	4,25
11-12	5	6,25	-	1,25	3
déc-13	5	5	-	0	3
13 - 14	5	5	-	0	3
14 - 15	5	5,5	-	0,5	2,5
15 - 16	5	6	-	1	1,5
16 - 17	5	6	-	1	0,5
17 - 18	5	5,5	-	0,5	0
18 - 19	5	5	-	0	0
19 - 20	5	4,5	0,5	-	0,5
20 - 21	5	4	1	-	1,5
21 - 22	5	3	2	-	3,5
22 - 23	5	2	3	-	6,5
23 - 00	5	1,5	3,5	-	10
Total	100%	100%	--	--	--

Tableau III .1: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'alimentation

III.7.3.Calcul de la capacité total du réservoir d'alimentation:

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{10 * 13018.87}{100} = 1301.87 \text{m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 1301.87 + 120 = 1421 \text{m}^3$

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

On a un réservoir existe $V=1000 \text{m}^3$ donc le volume de réservoir projeté est $V_{pr}=500 \text{m}^3$

III.8.Dimensions des réservoirs

III .8.1. Forme des réservoirs

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieur à 10000 m³.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les Réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

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

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

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

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

On prend: h = 8 m pour le réservoir d'alimentation et h = 5 pour les bâches

III.8.2.Dimensions du réservoir d'alimentation

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 500}{3,14 * 8}} \Rightarrow D = 8.92 \text{m}, \text{ on prend : } D = 09 \text{m}$$

➤ Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{f * D^2} \quad \text{AN: } h = \frac{4 * 500}{3,14 * 9^2} \Rightarrow h = 7,86 \text{ m}$$

CHAPTTRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

➤ La section de la cuve : $S = \frac{V_n}{h}$

$$\text{AN: } S = \frac{500}{7.90} \Rightarrow S = 63.30 \text{ m}^2$$

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 0,20 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \text{ (III .6)}$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend: R = 0, 20 m

$$\text{AN: } H = 7,90 + 0,20 \Rightarrow H = 8.10 \text{ m}$$

➤ La hauteur de la réserve d'incendie :

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

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \text{ (III .7)}$$

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

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{120}{63.30} \Rightarrow h_{inc} = 1.90 \text{ m}$$

CHAPTTRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

III.9.Calcul le volume de réservoir du tissemsilt :

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	0	3,35	-	3,35	4,95
01-févr	0	3,25	-	3,25	1,7
02-mars	0	3,3	-	3,3	-1,6
03-avr	0	3,2	-	3,2	-4,8
04-mai	5,00	3,25	1,75	-	-3,05
05-juin	5,00	3,4	1,60	-	-1,45
06-juil	5,00	3,85	1,15	-	-0,3
07-août	5,00	4,45	0,55	-	0,25
08-sept	5,00	5,2	-	0,20	0,05
09-oct	5,00	5,05	-	0,05	0
10-nov	5,00	4,85	0,15	-	0,15
11-déc	5,00	4,6	0,40	-	0,55
déc-13	5,00	4,6	0,40	-	0,95
13 - 14	5,00	4,55	0,45	-	1,40
14 - 15	5,00	4,75	0,25	-	1,65
15 - 16	5,00	4,7	0,30	-	1,95
16 - 17	5,00	4,65	0,35	-	2,30
17 - 18	5,00	4,35	0,65	-	2,95
18 - 19	5,00	4,4	0,60	-	3,55
19 - 20	5,00	4,3	0,70	-	4,25
20 - 21	5,00	4,3	0,70	-	4,95
21 - 22	5,00	4,2	0,80	-	5,75
22 - 23	5,00	3,75	1,25	-	7,00
23 - 00	5,00	3,7	1,30	-	8,30
Total	100%	100%	--	--	--

Tableau III.2: Evaluation du volume résiduel du réservoir d'alimentation

III.9.1)Calcul de la capacité totale du réservoir d'alimentation:

Le volume résiduel sera :

$$V_r = \frac{8.30 * 50387.17}{100} + \frac{10 * 10077.70}{100} = 4182.14 + 1007.77 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera : $V_t = 4182.14 + 1007.77 + 120 = 5310 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 5400 \text{ m}^3$.

CHAPTTRE III DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

On a un deux réservoirs existe $V=2000\text{m}^3$ donc le volume du réservoir projeté est $V_r=1400\text{m}^3$

III.9.2. Dimensions du réservoir d'alimentation :

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 1400}{3,14 * 8}} \Rightarrow D = 14.53\text{m}, \text{ on prend: } D = 15.00\text{m}$$

➤ Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{f * D^2} \quad \text{AN: } h = \frac{4 * 1400}{3,14 * 15.00^2} \Rightarrow h = 7.92 \text{ m}$$

➤ La section de la cuve : $S = \frac{V_n}{h}$

$$\text{AN: } S = \frac{1400}{7,92} \Rightarrow S = 176.76 \text{ m}^2$$

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 0,20 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \text{ (III .6)}$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend: $R = 0, 20 \text{ m}$

$$\text{AN: } H = 7,92 + 0,20 \Rightarrow H = 8.12 \text{ m}$$

➤ La hauteur de la réserve d'incendie :

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

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \text{ (III .7)}$$

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

$$\text{AN: } h_{inc} = \frac{120}{176.76} \Rightarrow h_{inc} = 0.68 \text{ m}$$

III.10.2. Dimensions des bâches des stations de pompage :

Le volume des bâches des stations pompage calculé d'après la formule suivant :

$$V_{\text{bache}} = V_R + V_S + V_L$$

V_L = volume nécessaire au signal d'alarme

V_S = Le volume de sécurité

$$V_{\text{Re}} = \frac{Q_{\text{maxj}} * t}{T} \quad (\text{III .4})$$

Q_{maxj} : débit maximal journalier total. ($Q_{\text{maxj}} = 10077.76 \text{ m}^3/\text{j}$).

T : le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20\text{h}$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (on prend $t=0.25 \text{ h}$)

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{maxj}} * t}{T} = \frac{10077.70}{20} \times \frac{1}{4} = 125.97 \text{ m}^3 \Rightarrow V_n = 126 \text{ m}^3$$

$$V_S = Q_o * T' / 2$$

$$T' = 900\text{s}$$

$$V_S = 116.64 * 900 * 0.5 = 52.49 \text{ m}^3$$

$V_L = S * L$ avec une hauteur égal 10cm

$$S = (V_L + V_S) / D = 178.49 / 5 = 35.70$$

Donc le N $V_L = 35.70 * 0.1 = 3.57 \text{ m}^3$

Le volume ajouté est pour la sécurité.

$$V_t = 126 + 52.49 + 3.57 = 182 \text{ m}^3$$

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 182}{3.14 * 5}} \Rightarrow D = 6.80 \text{ m, on prend : } D = 7\text{m}$$

Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 * V_n}{f * D^2}$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 \cdot 182}{3,14 \cdot 7^2} \Rightarrow h = 4.46 \text{ m}$$

➤ La section de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h}$$

$$\text{AN: } S = \frac{182}{4.46} \Rightarrow S = 41.74 \text{ m}^2$$

III.9. Traversée des conduites dans les parois de la cuve :

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 III. 3).

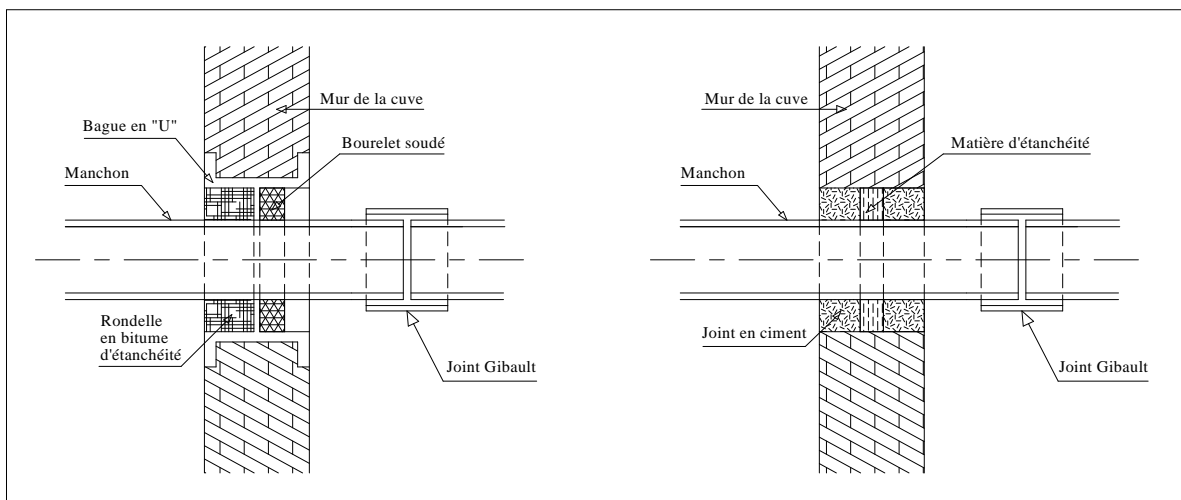


Figure III.2: Traversée des conduites (manchon à bout lisse)

2^{eme} 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

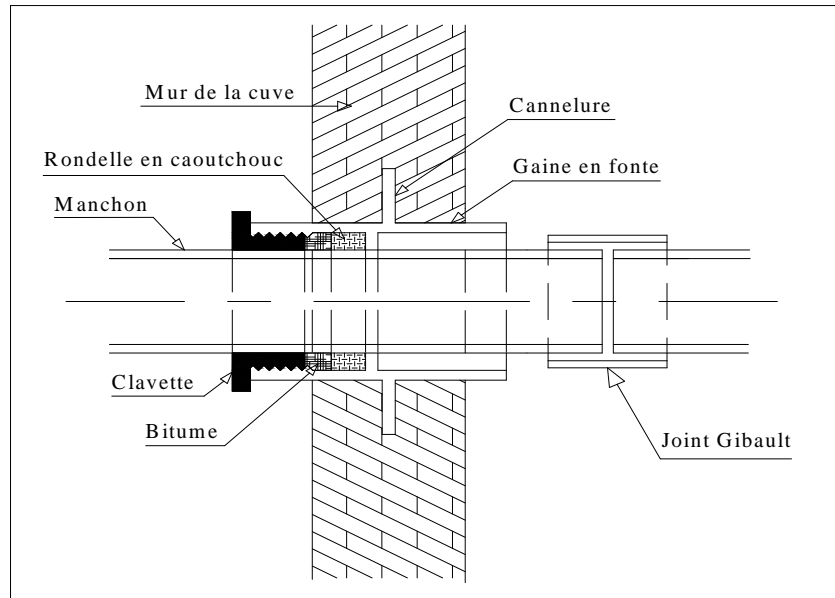


Figure III.3. : Traversée des conduites

Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité de deux réservoirs et de une station de pompage pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations.

Introduction

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction afin de combler le déficit de différentes agglomérations en eau potable.

IV.1. Types d'adduction :

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

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

IV.1.1. Adduction gravitaire :

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

IV.1.2. Adduction par refoulement :

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

IV.1.3. Adduction mixte :

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

IV.2. Choix des matériaux de canalisation :

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc.

Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

IV.2.1. Fonte :

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

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

IV.2.2.Acier :

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

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

IV.2.3.PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) :

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées en Europe dans ce type d'application.

IV.2.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

Conclusion

Dans notre cas, on opte pour des conduites en fonte pour tous les tronçons du projet, vu les avantages qu'elles présentent à savoir:

- souple et plus résistante.
- supporte des pressions de service atteignant 50 bars.
- une épaisseur de conduite voisine du $1/20^{\text{ème}}$ du rayon.
- des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre de 800mm.
- différents types de joints sont utiliser pour assembler ces conduites.

IV .3.Proposition des variantes :

L'itinéraire du transfert de la conduite ambivalente des eaux du réservoir tessemsilt en cours de réalisation vers le réservoir 500 m3 de Khemisti et vice versa peut être effectué suivant plusieurs alternatives de tracés.

En tenant compte des contraintes énoncées ci-dessus, trois (03) variantes de tracé ont été envisagées.

Toutes les variantes proposées ont un point commun, à savoir ne pas longer la route RN14 – en allant vers Khemisti - avant d'arriver à la STEP. Cette disposition est prise pour ne pas poser la conduite dans un terrain marécageux.

Toutes ces possibilités de tracé sont décrites dans les pages qui suivent :

VI.4.Chois du variante :

A).Variante1 :

Elle prend naissance à partir du réservoir du tessimsilt en cours de réalisation. Elle longe l'oued en contournant le village aval (Ain El Kerma) par l'ouest. Elle passe à droite de la STEP(station d'épuration) de Tissemsilt jusqu'aux habitations (Mekbarat Chouhada – Ain Sfa), puis suit le tracé de la conduite de gaz, en passant à sa droite. Elle traverse la route RN 14, pour longer encore la conduite de gaz.

Avant l'entrée de Khemisti, la conduite monte vers les réservoirs de Khemisti en suivant une ruelle de la v



Figure IV 1: vue en plan et profil variante 1

Le profil en long établi montre que le tracé est descendant de Tissemsilt sur 11.8 km, redescend sur 1.8 km et remonte vers les réservoirs de Khemisti sur environ 2.5 km. Le linéaire de cette variante est 16100 ml

B) Variante2 :

Elle prend naissance à partir du réservoir Tissemsilt en cours de réalisation. Elle longe l'oued en suivant une piste du village aval (Ain El Kerma). Elle passe à droite de la STEP(station d'épuration) de Tissemsilt jusqu'aux habitations (Mekbarat Chouhada – Ain Sfa), puis suit le tracé de la conduite de gaz, en passant à sa droite. Elle traverse la route RN 14, pour longer encore la conduite de gaz.

Avant l'entrée de Khemisti, la conduite passe à droite du centre de compression de gaz Sonelgaz, en déviant à gauche pour remonter vers les réservoirs de Khemisti en contournant la ville par l'ouest.



Figure IV 2: vue en plan et profil variante 2

Le profil en long établi montre que le tracé est descendant de Tissemsilt sur 11 km, redescend sur 2.9 km et remonte vers les réservoirs de Khemisti sur environ 2.2 km. Le linéaire de cette variante est 16 100 ml.

C) Variante3 :

Le tracé est différent des autres du fait qu'il passe à l'est du réservoir en suivant une piste. Elle suit le tracé de piste pour rejoindre les réservoirs de Khemisti toujours par l'est.

Le profil en long établi montre que le tracé est descendant de Tissemsilt sur 3.2 km, ascendant sur 9.3 km. La conduite redescend sur 2.3 km et remonte

finalement vers les réservoirs de Khemisti sur environ 2.1 km. Le linéaire de cette variante est 18 900 ml.



Figure IV 3: vue en plan et profil variante 3

IV.5: Comparaison technique des variantes de tracés proposées

Pour le choix de la variante la plus adéquate pour le raccordement entre les deux réservoirs, une comparaison technico économiques est élaborée.

En termes de linéaires, la situation par variante se présente comme suit :

Variante	1	2	3
Linéaire (m)	16 100	16 100	18 900

Le tableau ci – dessous que les variantes 1 et 2 ont les mêmes linéaires et ont des valeurs plus faibles par rapport aux autres variantes

Les avantages et inconvénients des variantes sont les suivants :

Variantes	Avantages	Inconvénients
1	<ul style="list-style-type: none"> - Faible linéaire - Tracé longe la conduite de gaz 	<ul style="list-style-type: none"> - Passe par un terrain rocheux à l'aval de R Tissemsilt - Passe au milieu du tissu urbain de Khemisti, ce qui risque de compliquer les travaux de réalisation.
2	<ul style="list-style-type: none"> - Faible linéaire - Tracé longe la conduite de gaz 	<ul style="list-style-type: none"> - Passe par un terrain rocheux lors du contournement de la ville de Khemisti - Conditions géologiques difficiles - Passe à la limite du tissu urbain à Khemisti, avec présence de beaucoup de réseaux -
3	<ul style="list-style-type: none"> - Tracé évitant la zone de marécage - Le tracé est loin de la conduite de gaz 	<ul style="list-style-type: none"> - Linéaire important - Passe à la limite du tissu urbain à Khemisti, avec présence de beaucoup de réseaux - Conditions géologiques difficiles

Tableau 1 : avantages et inconvénients des variantes proposées

Conclusion

Vu ses avantages, la variante N° 1 est le meilleure du point de vue technico-économique

IV.6. Etude technico-économique d'adduction:

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet

IV.6.1.cas de refoulement

A) calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements :

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

-formule de Bresse : $D = 1,5 * \sqrt{Q}$ (iv-1)

-formule de Bonin : $D = \sqrt{Q}$ (iv-2)

q: débit a élever en m³/s.

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

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

B) Calcul des pertes de charge :

a) Pertes de charge linéaires :

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

-Diamètre D de la conduite en (m);

-Débit Q en (m³/s);

-La rugosité absolue K s exprimée en mm

la longueur du tronçon l en (m) ;

$$\Delta H_l = I * L = \left\} \frac{L V^2}{D 2g} \text{ (IV-3)}$$

ΔH_l : pertes de charge linéaires en (m)

i: gradient hydraulique en (m/m)

v: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

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

$$\text{avec : } \left\} = \left(1,14 - 0,86 Ln \frac{V}{D}\right)^{-2} \text{ (formule de nikuradzé) (IV-4)}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\left\}} = -2 * \text{Log} \left(\frac{v}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\left\}} \right) \text{ (Formule colebrook) (IV-5)}$$

Re: nombre de Reynolds, est calcule

$$R_e = \frac{V * D}{\epsilon}$$

ν : viscosité cinématique de l'eau

$$\epsilon = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)}$$

Donnée par la formule de STOCS :

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: $\nu=0.01$ Stocks = 10^{-6} m²/s.

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

$$k_s = k_0 + t$$

k_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs

: le coefficient de vieillissement de conduite (= 0,04 mm/an)

t: temps de service (t = 31 ans).

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 * 31 = 2.08$ mm

b) Pertes de charge singulières :

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

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l \text{ (IV-6)}$$

c) Pertes de charge totales (H_t) :

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

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,1 * \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,1 * \Delta H_l$$

C) Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique : $HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t$ (IV-7)

H_g : la hauteur géométrique

H_a : pertes de charge à l'aspiration

H_r : pertes de charge au refoulement

D) Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot HMT}{\eta} \quad (\text{IV-8})$$

η : rendement de la pompe en (%)

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

γ : pesanteur (9.81 m/s²)

E) Energie consommée par la pompe :

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

t : c'est le temps de pompage par jour en (heure)

P : puissance de la pompe en (kW)

F) Frais d'exploitation :

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

$$F_{ex} = E \cdot e \text{ [DA]} \quad (\text{IV-11})$$

E : énergie consommée par la pompe en (Kw h))

e : prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONEGAS. ($e=3.12$ DA)

J) Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$\mathbf{Fam = Prc * A \quad [DA](IV-12)}$$

Prc: prix de ml de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule (IV-13):

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad \mathbf{(IV-13)}$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 31 ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{31} - 1} + 0,08 = 0,0875 = 8.75 \%$$

IV.6.2) CAS GRAVITAIRE :

A) Détermination du diamètre avantageux :[2][4]

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^5}{D_{av}^m} \quad \mathbf{(IV-14)}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_v} \quad \mathbf{(IV-15)}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_v} : 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.

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,1 * L_g$$

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) ;

s : 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 ci-après :

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

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

déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^s}{\Delta H_i}} \quad (\text{IV-16})$$

Dans notre cas, on prend : K' = 0,00179; S = 2 ; m = 5.3 ;(matériau fonte)

IV.8. Dimensionnement de l'adduction

IV.8.1. Détermination du diamètre avantageux

Le calcul du tronçon (R Tissemsilt en cour du constriction– SP) se fait de telle façon que le tronçon véhicule en 20 heures la totalité du débit refoulé par les pompes installées au niveau de la station de pompage, qui fonctionne 20h/24h.

Puisque le tronçon fonctionne en gravitaire, il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est calculée en faisant la différence entre la côte piézométrique de la bache de la station de pompage et la cote du radier du réservoir en cour du construction du Tisemssilt.

Pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la côte piézométrique la bache de la station de pompage est de **893mNGA**, on procède par un tâtonnement, tel que :

- On détermine la longueur géométrique de la conduite et la charge disponible entre le réservoir et la station de pompage projetée;
- On détermine le diamètre avantageux moyennant la formule (IV-16) ;
- On choisit la côte nous donnant un diamètre normalisé.

Les résultats de calcul figurent dans le tableau ci-après

Tableau IV.2: Détermination du diamètre de la conduite gravitaire

Côte d'arrivée	Perte de charge totale	Longueur géométrique	Longueur totale	Diamètre calculé
(mNGA)	(m)	(m)	(m)	(mm)
954.62	61.62	8420.63	9161.60	0.346
893				

Donc le diamètre normalisé est de **350mm**.

A) La vitesse d'écoulement

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

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

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).

$$\text{A.N: } V = \frac{4 * 116.64 * 10^{-3}}{3,14 * 0.347^2} \Rightarrow V = \mathbf{1,23 \text{ m/s}}$$

B) Les frais d'investissement

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le tableau ci-après :

Tableau IV.3:Frais d'investissement de la conduite gravitaire

Diamètre	Prix du ml	Longueur	Prix total	Annuité	Investissement
(m)	(DA)	(m)	(DA)	(DA)	(DA)
350	6000	8420.63	50523780	0.0875	4420830.75

Conclusion

Avec un diamètre **DN = 350mm**, la vitesse d'écoulement dans l'adduction gravitaire (**V= 1,23m/s**) est admissible.

Ainsi le réservoir de la station de pompage doit être implanté d'une manière à ce que sa côte piézométrique soit de **893mNGA**.

IV.8.2. Détermination des diamètres économiques de la conduite de 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.

Les stations de pompage sont appelées à refouler le débit d'exploitation vers le réservoir d'alimentation. Le régime de fonctionnement des stations est de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

On va calculer un diamètre économique en utilisant la méthode qui se base sur la création de la courbe d'optimisation

IV.8.2.1. Tronçon station de pompage –réservoir khmesti

Débit d'exploitation de la station de pompage est calculé comme suit :

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

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{\text{max},j} = 10077.43 \text{m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20$ h.

$$\text{A.N : } Q_{\text{exp},SR1} = \frac{10077.43}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp}} = 0.1399 \text{m}^3/\text{s} ;$$

Le diamètre économique moyennant la relation (IV.2) est de :

$$D_{\text{ec}} = 374 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **250 et 500mm**.

III.9 accessoire nécessaire pour l'adduction

a) Calcul des frais d'exploitation

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

Moyennant les formules (IV.3), (IV.6) et (IV.7), on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres et sont présentées dans le tableau IV.4.

Tableau IV.4: Variation des HMT en fonction du diamètre

Diamètre	Longueur	Débit	Vitesse	λ	ΔH_{lin}	ΔH_{tot}	Hg	HMT
(mm)	(m)	(m ³ /s)	(m/s)		(m)	(m)	(m)	(m)
0,25	7804,78	0,13996	2,853	0,0362	468,26	515,09	129	644,09
0,3	7804,78	0,13996	1,981	0,0341	177,44	195,19	129	324,19
0,35	7804,78	0,13996	1,455	0,0325	78,22	86,04	129	215,04
0,4	7804,78	0,13996	1,114	0,0312	38,51	42,36	129	171,36
0,45	7804,78	0,13996	0,880	0,0301	20,63	22,69	129	151,69
0,5	7804,78	0,13996	0,713	0,0292	11,81	12,99	129	141,99
0,55	7804,78	0,13996	0,589	0,0284	7,13	7,84	129	136,84

Tableau IV.5: Variation des frais d'exploitation en fonction du diamètre

Diamètre	Débit	HMT	Puissance	Consommation	Frais
(mm)	(l/s)	(m)	(KW)	Annuelle	D'exploitation
				(KWh)	(DA)
0,25	139,96	644,09	1274,257	9302074,60	29022472,76
0,3	139,96	324,19	634,968	4635265,19	14462027,41
0,35	139,96	215,04	395,519	2887286,37	9008333,47
0,4	139,96	171,36	315,176	2300783,16	7178443,46
0,45	139,96	151,69	278,994	2036652,84	6354356,86
0,5	139,96	141,985529	259,930	1897486,18	5920156,88

b) Calcul des frais d'investissement

Les dépenses d'investissement correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau IV.6.

Tableau IV.6: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Famort (DA)	Annuité	F _{amort} (DA)
250	3749,3	7804,78	29262461,65	0,0875	2560465,395
300	5250	7804,78	40975095	0,0875	3585320,813
350	6000	7804,78	46828680	0,0875	4097509,5
400	6580	7804,78	51355452,4	0,0875	4493602,085
450	7014,35	7804,78	54745458,59	0,0875	4790227,627
500	8215	7804,78	64116267,7	0,0875	5610173,424

c) Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

Le bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement figure dans le tableau IV.7.

Tableau IV.7.: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

DN						
(mm)	250	300	350	400	450	500
Investis						
(DA)	2560465,39	3585320,81	4097509,50	4493602,09	4790227,63	5610173,42
Exploit						
(DA)	29022472,76	14462027,41	9008333,47	7178443,46	6354356,86	5920156,88
TOTAL						
(DA)	31582938,16	18047348,22	13005842,97	11172045,55	11144584,49	11730330,31

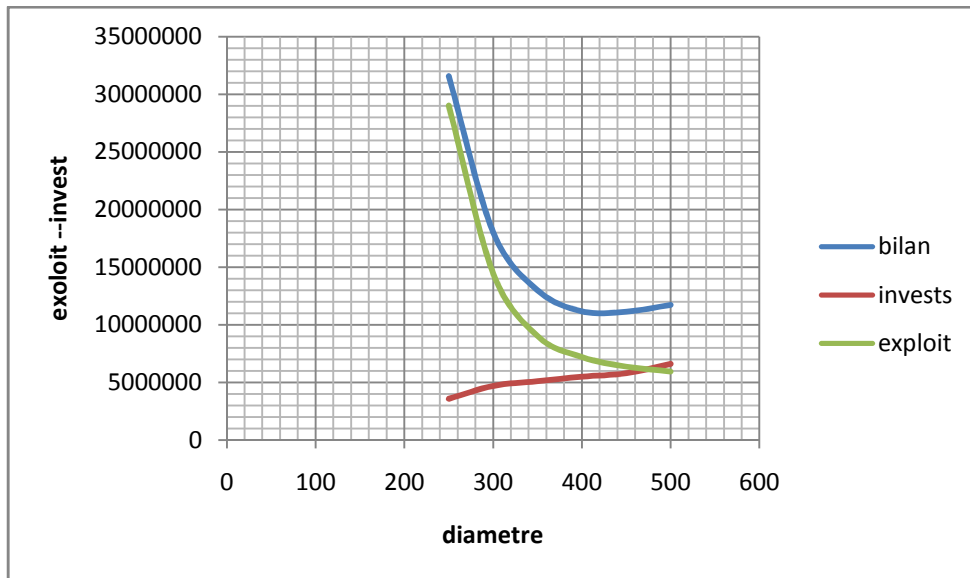


Figure IV.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Conclusion

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 400** dont la vitesse est de **1.114m/s**.

IV.9. Accessoires nécessaires pour l'adduction :

Chaque tronçon du transfert doit être équipé de :

- Vanne papillon (à la sortie).
- Clapet anti retour (à la sortie).
- Vanne de sectionnement.
- Réservoir anti bélier (juste à la sortie de la station).
- Vane à fermeture lente (avant le réservoir).
- Vane de vidange.
- Vane à fermeture rapide (juste à la sortie de la station).
- Organes de raccordement.
- Organes de mesure.
- Crépine.
- By-pass.

Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit : l'adduction sera composée d'une partie gravitaire de **8356.6 m** de longueur et de **350 mm** de diamètre avec une vitesse de **1,23m/s** et d'une partie refoulement de **7804.78 m** et un diamètre de **400 mm** avec une vitesse égale **1,114m/s**,

Introduction

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

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

V.1.Définition:

Les pompes sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à élever le débit d'un point bas à un point haut.

Les pompes sont classées en deux grandes familles :

- Les pompes volumétriques ;
- Les pompes dynamiques (turbopompes).

V.2. Différents types de pompes et leurs caractéristiques :**V.2.1. Pompes volumétriques:**

Elles sont caractérisées par un déplacement de liquide du point d'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de :

- Translation ;
- Rotation ;
- Mixte (translation et rotation).

Elles sont destinées au pompage des fluides visqueux, elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées, on distingue :

- Les pompes volumétriques rotatives ;
- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenage.

V.2.2.Les turbopompes :

Une turbopompe est essentiellement constituée par un organe mobile ou une roue munie d'aubes ou d'ailettes animées d'un mouvement de rotation qui permet l'augmentation de l'énergie de fluide. Elle est précédée d'une entrée et suivie le plus souvent d'un diffuseur dans lequel une partie de l'énergie cinétique du fluide se transforme en pression. Ce sont les plus utilisées, on distingue :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes à hélices ;
- Les pompes hélico-centrifuges.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi radiales, axiales). Les pompes centrifuges sont les plus utilisées pour des hauteurs d'élévations importantes (plusieurs dizaines de mètres). Les pompes à hélices élèvent des débits importants à des hauteurs faibles.

Les pompes centrifuges qui font partie de la famille des pompes dynamiques sont plus universellement utilisées. Le développement de ces dernières a été très rapide grâce au progrès réalisé dans l'emploi de la force motrice électrique, accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement.

V.3.Critères de Choix du type de pompe

Les hauteurs manométriques en fonctions de débits sont données par des courbes caractéristiques de divers groupes centrifuges, ces caractéristiques permettent de choisir les types des pompes.

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

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

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

V.4.Exigences principales soumises à la station de pompage

Tout projet de station de pompage doit tenir compte des recommandations suivantes :

- ☛ Diminution possible du cout de génie civil.
- ☛ Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- ☛ Utilisation des matériaux de conception récente.
- ☛ Normalisation des solutions techniques.
- ☛ Utilisation des projets-type.
- ☛ Eviter les zones instables (sismiques et inondables).

V.5.Choix de l'emplacement de la station de pompage :

- ☛ L'emplacement et le type de la station de pompage est établie suivant des principaux techniques et économiques :
- ☛ Assurant l'accès des engins, des voitures, à tout le bâtiment et à tout ouvrage (visite et réparation).
- ☛ Elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique, des conditions géologiques.
- ☛ Prévoir les moyens de dérivation des eaux pluviales.
- ☛ Prévoir de la verdure autour de la station.
- ☛ La station de pompage doit être située au mieux par rapport aux besoins à satisfaire:
 - a) A la source en eau.
 - b) Aux conditions liées à la nature de la ressource en eau.
 - c) En notamment : (des plus basses eaux, des plus hautes eaux).

V.6.Type de bâtiment de la station :

Le bâtiment de la station de pompage est construit pour abriter l'ensemble des installations suivantes :

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

Le Type de bâtiment choisi devra en premier lieu satisfaire aux facteurs suivants:

- Mode de raccordement prise d'eau –station de refoulement.
- Le but de la station de pompage (AEP, Assainissement ou irrigation).
- Les matériaux de construction et leur disponibilité.
- Conditions naturelles de la région (climat, relief, géologie, ...).
- L'encombrement du à la pompe et ses accessoires.

D'après ces conditions, on distingue les types des bâtiments suivants:

- Ñ Bâtiment Type bloc.
- Ñ Bâtiment Type bâche sèche.

Ñ Bâtiment Type bache mouillée- pompe semblable.

Ñ Bâtiment Type enterré.

Ñ Bâtiment Type semi enterré.

Ñ Bâtiment Type de surface.

Ñ

Donc le choix de type de Bâtiment est représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.1.Tableau de choix du type de bâtiment

paramètres	Type de bâtiment			
	bloc	Bâche sèche	Bâche mouillé	Surface
Débit Q(m3/s)	>2	<2	<6	<1,5
Type de pompe	Axiale a axe verticale ou horizontale	Pompe centrifuge	A axe verticale noyé	Pompe centrifuge
Hauteur admissible a l'aspiration (m)	-	<0 >0	<0 >0	aspiration
D : variation du plan d'eau de la rivière (m)	1-2	1-3	-	importante

V.7.Les équipements d'une station de pompage :

- 1) Appareillage de contrôle du débit et de mesure de la pression.
- 2) Scellement du groupe électropompe.
- 3) Système de ventilation.
- 4) Système de drainage: il existe deux Systèmes qu'ils sont :
 - ☛ Caniveau: cas d'une station de pompage est proche de l'oued.
 - ☛ Puisard: cas ou la station de pompage est loin de l'oued.
- 5) Système d'éclairage, soit électrique soit de surface.
- 6) Système de levage: Pont roulant.

7) Système de protection contre l'incendie : Sacs de sable, Bouche d'incendie, pompe d'incendie, Extincteur....etc.

8) By-pass : anti bélier, réglage de débit, l'amorçage de la pompe.

9) Protection anti bélier.

V.8. 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.9. Choix du nombre de pompe secours :

D'après le choix du nombre de pompe, on détermine le nombre de pompe secours.

Les intervalles de nombre de pompe est comme suit :

Si :

- Nombre de pompe **n = 1** une seule pompe de secours
- Nombre de pompe **2 ≤ n ≤ 5** deux pompes de secours
- Nombre de pompe **n ≥ 6** trois pompes de secours
-

V.10. Choix du nombre de pompe:

Le choix du nombre de pompe repose sur les critères suivants :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé 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

V.10.1. Refoulement : Station de pompage- réservoir (khmesti)

Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes sont résumées dans le tableau V.2:

Tableau V.2.: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
2	69.98	171,36	RM150/7C	79	179	1450	7	200	2.52	150
3	46.65	171,36	PM100 /3A	77	176	2900	3	132	3.09	125
4	34.99	171,36	PM125 /10D	75.8	173	1450	10	98	1.71	125
5	27.99	171,36	PM125/4A	76.3	179	2900	4	64.7	3.34	80
6	23.32	171,36	HMU40-1/7E	68.20	175	1450	7	60.4	1.91	40

A partir du tableau V.2, on déduit que la variante de trois (03) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion:

On opte pour un nombre de pompe de trois (03) en plus d'une (01) pompe de secours. Ces (04) pompes sont identiques de type **RM100/3D**.

V.11.Choix du moteur électrique

V.11.1.Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

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

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

V.11.2.Refolement : Station de pompage- réservoir du khemesti

a)Caractéristiques du moteur

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

V.12. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques des pompes $[H-Q]$, $[P_{\text{abs}} - Q]$, $[\eta-Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$. Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.1) pour la e station de pompage,

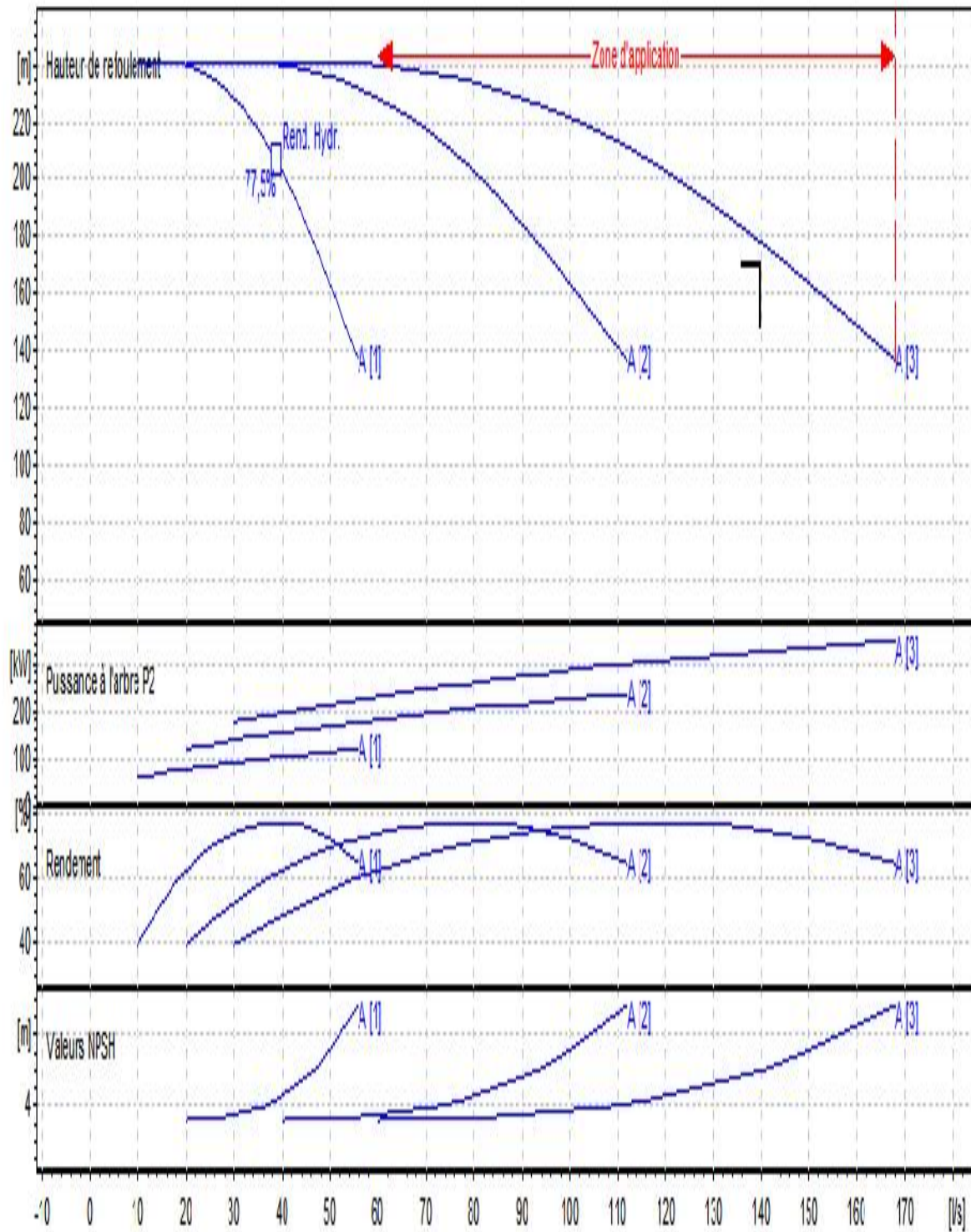


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe (SP) de type RM100/3D

V.13. Point de fonctionnement d'une pompe :

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 [Hc-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.

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

V.14. Courbe caractéristique de la conduite

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

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

- H_g : hauteur géométrique (m) ;

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

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

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

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

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

- $\}$: Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement;

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

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

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

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

V.14.1. Refoulement : Station de pompage- réservoir du khemesti

Tableau V .3 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q	3Q	3Q	Hg	L _{ref}	D _{ec}	λ	ΔH_{lin}	ΔH_{tot}	H _c
	(m ³ /h)	(m ³ /h)	(m ³ /s)	(m)	(m)	(mm)		(m)	(m)	(m)
1	0	0	0,000	129	7804,78	0,4	0,0312	0,000	0,00	129,00
2	50	150	0,042	129	7804,78	0,4	0,0312	3,415	3,76	132,76
3	100	300	0,083	129	7804,78	0,4	0,0312	13,659	15,02	144,02
4	150	450	0,125	129	7804,78	0,4	0,0312	30,732	33,81	162,81
5	200	600	0,167	129	7804,78	0,4	0,0312	54,635	60,10	189,10
6	250	750	0,208	129	7804,78	0,4	0,0312	85,368	93,90	222,90

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (V.2).

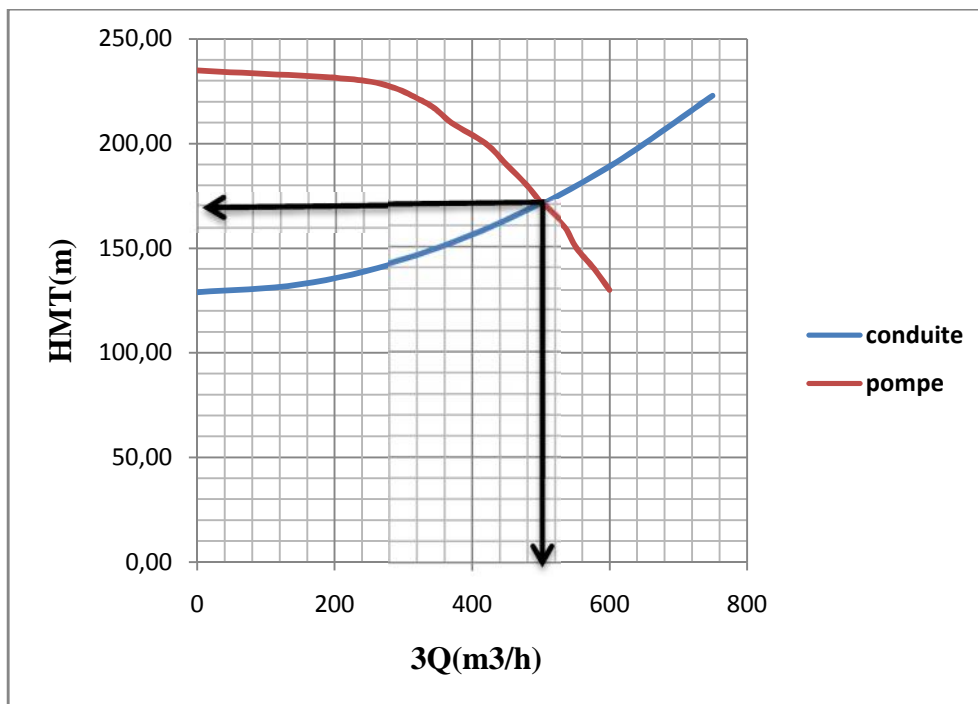


Figure N°V.2: Point de fonctionnement de la pompe (SR)

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 506m^3 / h > Q_{app} = 503.86m^3 / h \\ H_{Pf} = 170m < H_{app} = 171.36m \end{cases}$$

Le débit demandé se trouve dans la plage de bon fonctionnement ($\pm 10\%$ du débit de point de fonctionnement).

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est inférieure à la hauteur manométrique appelée mais on remarque qu'ils sont presque identique

V.15. Modes de réglage

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

V.15.1. Débit disponible > Débit appelé

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

V.15.1.1. 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.

V.15.1.2. Réglage quantitatif : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

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

- $y_{ap,van}^{inst}$: rendement de l'installation après le vannage (%) ;

- $y_{av,van}^{inst}$: rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

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

- h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée ;

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

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

V.15.1.3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

V.15.1.4. 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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (\text{V.6})$$

- t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

V.15.1.5. Changement du type de la pompe : si cela est possible.

V.15.1.6. Rognage : C'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

6.1 Détermination du rendement de rognage :

q : débit appelé par la pompe

Q : débit du point de fonctionnement

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

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

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

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

$$H_{mt} = a \cdot Q$$

En outre

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

Avec :

q : débit appelé par la pompe (m³/s)

Q : débit du point de fonctionnement (m³/s)

d : diamètre de la roue à rogner (mm)

D : diamètre de la roue après rognage (mm)

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

Avec:

m : coefficient de rognage

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

V.15.2. Débit disponible < Débit appelé

V.15.2.1. Qualitatif : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.

V.15.2.2. Changement de type de pompe

V.16. Etude de la cavitation :

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

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

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

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

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

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

On prend : $r = 0,5 \text{ m}$.

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

Dans notre cas, on a 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 :

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (\mathbf{V.9})$$

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

- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; $P_{at} = 10,33-0,00139*H$

Avec : H : altitude de la station.

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

Tableau V.4: 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.

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

- Δh_{asp}^{lin} elle sera estimée par : $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000}$

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

- D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2-1,5) * DN_a \quad (\mathbf{V.11})$$

Avec : D_{Na} : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

V.17. 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, et pour les conduites d'aspiration.

Pour les installations en charge : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (\mathbf{V.12})$

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

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

1) Refoulement : Station de pompage- réservoir khmesti :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1.71m$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33-0,00139*892=9,10 m$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^{\circ}=20^{\circ}C$: $T_v = 0,24 mce$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a$

Donc : $D_a = 1,5 * 150 \Rightarrow D_a = 225mm$

-La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 167.95}{3,14 * 0.225^2 * 3600} \Rightarrow V_a = 1.173m/s$ (la vitesse n'est pas vérifiée)

$D_a = 250mm$ $V_a = (0.7 \div 1m/s)$ donc il faut augmenter le diamètre et on trouve pour $D_a=250mm, V_a=0.95m/s$, la vitesse est vérifiée.

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

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 10}{1000} = 0.1m$$

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,1 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,11m$

-La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{adm}^{asp} = 3.09 + 0,5 + 0.24 + \frac{0.95^2}{2 * 9.81} - 9,10 + 0,11 \Rightarrow h_{adm}^{asp} = -5.114 m$$

- changement de type d'installation.
- -Installation en aspiration :

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

$$h_{adm}^{asp} = 9.10 - 1.71 - 0.24 - \frac{0.95^2}{2 * 9.81} - 0.5 - 0,11 = 5.114m$$

- La côte de l'axe de la pompe : $\nabla_{axe} = 892 + 5.11 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 897.10m$

V.18. Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :

Suivant le schéma ci-dessous nous allons définir chaque accessoire

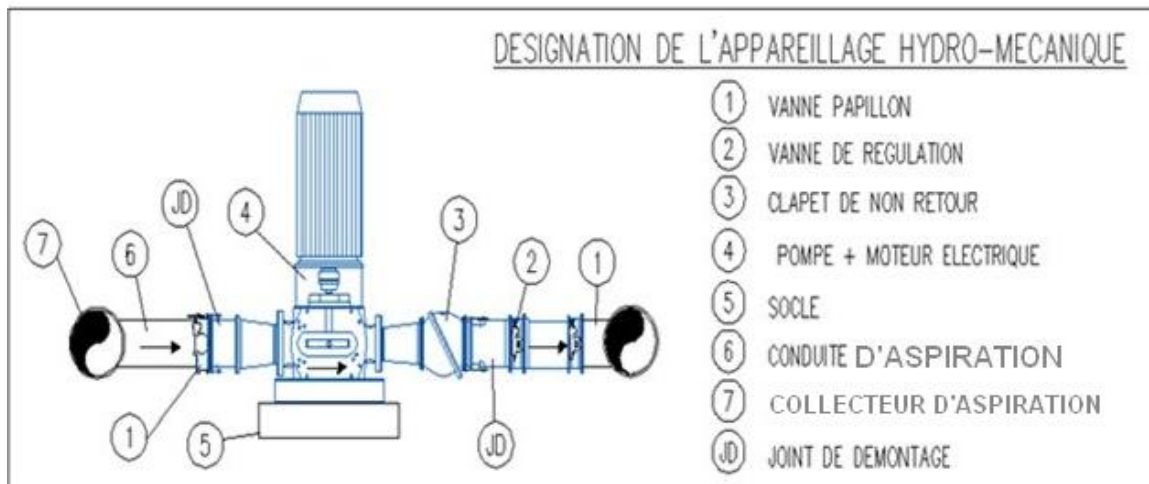


Figure V.3 : Équipements en amont et en aval de la pompe.

V.19. Équipements en amont de la pompe :

➤ Conduite d'aspiration :

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

➤ Joints :

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

➤ Joint de démontage :

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

➤ Convergent d'aspiration :

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

➤ Vanne papillon :

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

- Les ventouses :

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

V.20.Équipements en aval de la pompe :

- divergent :

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

- clapet de non-retour :

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

- Joint de démontage :

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

- Vanne de régulation :

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

- Vanne papillon :

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

- Conduit de refoulement :

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

- Collecteur de refoulement :

Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique.

- Le by-pass :

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

- Soupape de décharge :

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

V.21. Dimensions du bâtiment :

On a suivi les étapes suivantes

V.21.1. Bâtiment de Station de pompage

V.21.1.1. Longueur du bâtiment :

$$L_b = n_p \times l + l_{int} + l_{pf} + l_R + l_p \text{ (V.13)}$$

n_p : nombres de pompes, $n_p = 4$.

l : longueur de la pompe + moteur, $l = 2.250\text{m}$

l_{int} : distance entre deux pompes, $l_{int} = 1\text{m}$

l_{pf} : longueur de la plateforme, $l_{pf} = 4\text{ m}$.

l_R : longueur de l'armoire électrique, $l_R = 3\text{ m}$

l_p : longueur du bureau du personnel, $l_p = 4\text{m}$

Donc : $L_b = 4 \times 2.25 + 1 + 4 + 3 + 4 = 21.0\text{ m}$.

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

V.21.1.2. Largeur du bâtiment:

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s \text{ (V.14)}$$

S : épaisseur du mur, $s = 0.4\text{ m}$.

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,3\text{m}$.

l_2 : distance entre les tubulures, $l_2 = 0.507\text{ m}$.

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

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 1,51\text{m}$.

l_{asp} : longueur d'aspiration, $l_{asp} = 3\text{ m}$.

l_{tr} : longueur de tubulaire de refoulement, $l_{tr} = 0,63\text{ m}$.

l_c : longueur du convergent, $l_c = 0.3\text{ m}$.

l_j : longueur des joints, $l_j = 0,5\text{ m}$.

Donc : $l_b = 0.3 + 0.507 + 1,51 + 3 + 0,63 + 0.3 + 0,5 + 0.4 * 2 = 7.674\text{m}$

Donc La station de pompage aura une largeur de **8 m**.

V.21.2.3.Hauteur du bâtiment:

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

$$h_5 = h_{\text{reserve}} + h_{\text{socle}} + h_p.$$

$$h_{\text{reserve}} = 0.5 \text{ m.}$$

$$h_{\text{socle}} = 0.16 \text{ m.}$$

$$h_p = 0,696 \text{ m.}$$

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, $h_9 = 0.5 \text{ m}$.

Donc : $H_b = 1,336 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5,14 \text{ m}$.

Donc: La station de pompage aura une hauteur de **5,20m**.

V.21.2.4.Dimensions des portes

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

V.21.2.5.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.

$$\sum S_f = 0,125 * 21 * 8 \Rightarrow \sum S_f = 21 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f}$$

n : nombre de fenetres ;

Sf : surface d'une seule fenêtre, Sf = (1,5 * 2,5) ;

$$\text{A.N : } n = \frac{21}{1,5 * 2,5} \Rightarrow n = 5 \text{ fen\^etres.}$$

Conclusion

On a opté pour des pompes centrifuges multicellulaires a axe horizontales type CAPRARI pour les stations de pompage .Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous tenant en compte l'effet de la cavitation, donc nous somme astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

D'après l'étude des stations de pompage, on a opté pour :

- La station de pompage équipée de trois (03) pompes principales, plus une seul pompe de secoure, ces pompes sont de marque CAPRARI de type :
RM100/3A

CHAPITRE VI PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Introduction

Le but de ce chapitre est la Protection des conduites d'adduction (adduction mixte) contre le coup de bélier, et nous avons la définition de ce phénomène.

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.

Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites de refoulement contre ce phénomène.

VI.1. Les causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture 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.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.

VI.1.2. Les 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.

VI.1.3. 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

VI.1.4. 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 inférieur à 10mce, il se produira une poche de

CHAPITRE VI PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

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.

VI.1.5. 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. Description des phénomènes physiques:

VI.2.1. 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 elles 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.

VI.2.2. 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.

Dans notre projet on est dans le premier cas c'est-à-dire un système fermé, donc on est obligé de projeter un réservoir d'air pour la protection de la conduite de refoulement.

VI.2.3. 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.

CHAPITRE VI PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

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.3. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti- bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

1) 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.

2) 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.

3) Soupape de décharge : Ces 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.

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

Remarque :

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

VI.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

CHAPITRE VI PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

La protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier est basée sur la 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 :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ à 20° c.

VI.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier et dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

Calcul des réservoirs d'air anti bélier

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

1) Méthode de PEUH et MEUNIER

2) 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.

3) Méthode de BERGERON

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

VI.5.1. Dimensionnement du réservoir d'air

Pour tenir compte de l'effet du sol sur la conduite, **Pr.B.SALAH** trouve et publie la formule suivante qu'à utiliser (donnant la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée):

CHAPITRE VI PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\dots}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \hat{\nu}_m^2) \cdot (1 - \hat{\nu}_s)}{(1 - \hat{\nu}_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \hat{\nu}_s)}}} \quad \text{(VI.2)}$$

Avec :

C : Célérité en [m/s]

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

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

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

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

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

E_s : Module de Young du sol considéré $E_s = 2,10^8$ Pascal


 La charge tenant compte du coup de bélier:

La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z_{\max} = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad \text{(VI.3)}$$

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

g: l'accélération de pesanteur.

 La charge statique absolue: $Z_0 = Hg + 10$

 La charge maximale absolue:

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

$$\text{D'où : } \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe 4})$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad \text{(VI.4)}$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air anti bélier.

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VI.1: Les caractéristiques des tronçons de l'adduction de refoulement

CHAPITRE VI PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/S)	L (m)	Hg (m)
SP	font	400	0.125	1,11	7804.77	129

VI.5.2. Calcul de la célérité d'onde C

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

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

Adduction	K (Pa)	ρ (Kg/m ³)	a	ν_m	ν_s	E _s (Pa)	E _m (Pa)	e _m (m)	C
	(x 10 ⁹)		(m)			(x 10 ⁸)	(x 10 ¹¹)		(m/s)
SP-R alimentation	2.07	1000	0.20	0.3	0.33	2	1,0	0.0061	984.84

VI.5.3. Calcul des capacités réservoirs d'air

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

N° de station	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	g (m/s ²)	h ₀ (m)	h ₀ /Z ₀ (x10 ⁻⁴)	U ₀ /L*S (x10 ⁻⁴)	Z _{min} /Z ₀	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)
SP	139	249.30	1,12	9,81	0,0627	4.51	35.0	0.73	3.41	4.67

Le réservoir d'air anti bélier est 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.

CHAPITRE VI PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons cité les différents moyens de protection contre le phénomène du coup de bélier ainsi que les méthodes de calcul de réservoir d'air, et nous avons déterminé les volumes de ces réservoir d'air anti bélier, et on prévoit l'installation juste à la sortie de la station de pompage,

Introduction

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

VII.1. Différents travaux à entreprendre**VII.1.1. Travaux concernant l'adduction**

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

a) Exécution des tranchées

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

b) Pose du lit de sable

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

c) Pose des conduites

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

d) Epreuve de joint et de la canalisation

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

e) Remblayage des tranchées

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

f) Nivellement et compactage

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

VII.1.2.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.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

VII.2.Calcul des volumes des travaux de l'adduction**VII.2.1.Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers
Sachant que :

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

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;
 b : largeur de la tranchée;
 h : profondeur de la tranchée ;

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

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;
 L : distance entre deux coupes consécutives.

VII.2.1.1.La profondeur de la tranchée

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

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

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).
 D : diamètre de la conduite (m).
 h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.
 h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

VII.2.1.2.Largueur de la tranchée

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

$b = D + 0,6 \text{ m}$.

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

Tableau VII.1: calcul du volume du lit de pose

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	V _D (m ³)
350	8356	0,95	0,15	1189.10
400	7804.77	1.00	0,15	1170.72
volume Total				2359.82

Tableau VII.2: calcul du volume à excaver

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	V _D (m ³)
350	8356	0,95	1.50	11890.96
400	7804.77	1.00	1.55	12097.39
volume Total				23988.35

VII.2.3.Remblais compacté

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \tag{VII.4}$$

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.

VII.2.4.Volume de la conduite

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

$$S_c = \frac{f * D^2}{4} \tag{VII.5}$$

S_c : section de la conduite (m²) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad \text{(VII.6)}$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Tableau VII.3: calcul du volume du remblai de l'adduction

D (mm)	L(m)	S _{cond} (m ²)	V _{cond} (m ³)	V _s (m ³)	V _D (m ³)	V _r (m ³)
350	8344,53	0,096163	802,4309	1189,1	11890,96	9899,429
400	7804,77	0,1256	980,2791	1170,72	12097,39	9946,391
Volume Total						19845,82

Tableau VII .4. : Frais total des travaux d'adduction

Travaux	Quantité (m3)	prix unitaire(DA)	prix total (DA)
Déblai	23988,35	348	8347946
remblai	19845,82	400	7938328
lit de pose	2359,82	1000	2359820
volume Total			18646094

VII.3.Les dimensions des stations de pompage :

VII.3.1.Les dimensions de la première station de pompage :

- Longueur de la station : **L= 21m**
- Largeur de la station : **B=8m**
- Hauteur de la station : **H=5,20m**

VII.4.Calculs et résultats

VII.4.1.Station de pompage:

C'est un ouvrage construit en briques et en béton où les pompes sont installées à l'intérieur, permet le transfert d'eau par une conduite de refoulement.

VII.4.1.1 Détermination du volume de déblais :

Le volume de déblais de chaque semelle peut être calculé de la manière suivante :
 $V_s = 1.5 \times 1.5 \times 1.5 = 3.375 \text{ m}^3$

Nous avons 18 fouilles donc: $V_{st} = 60.75 m^3$

VII.4.1.2. Détermination du volume de décapage:

$$V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} \text{ et } S_{dec} = L' \times B'$$

Avec: $L' = L + 0.55 + 0.55 = 21 + 0.55 + 0.55 = 22.10m \Rightarrow L' = 22.10m.$

$B' = B + 0.55 + 0.55 = 8 + 0.55 + 0.55 = 9.10m \Rightarrow B' = 9.10m.$

D'où: $S_{dec} = 9.10 \times 22.10 = m^2 \Rightarrow S_{dec} = 201.11m^2$

On aura alors: $V_{dec} = S_{dec} \times h_{dec} = 201.11 \times 0.1 = 20.11 m^3 \Rightarrow V_{dec} = 20.11m^3$

VII.4.1.3 .Détermination du volume du béton de propreté :

Le volume du béton de propreté des semelles est d'une épaisseur 10cm

Volume du béton de propreté des semelles (épaisseur de notre béton de propreté = 10cm)

$V_{bp} = (1.5) \times (1.5) \times (0.1) \times 18 = 4.05m^3 \Rightarrow V_{bp} = 4.05m^3.$

VII.4.1.4. Volume du béton armé des semelles:

$V_{bas} = (1.5) \times (1.5) \times (0.3) \times 18 = 12.15m^3 \Rightarrow V_{bas} = 12.15m^3.$

VII.4.1.5. volume du béton des demi-poteaux :

$V_{dp} = (0.4) \times (0.4) \times (1.7) \times 18 = 4.08m^3 \Rightarrow V_{dp} = 4.08m^3.$

VII.4.1.6. volume du béton des poteaux :

$V_P = (0.4) \times (0.4) \times 5.2 \times 18 = 14.98m^3 \Rightarrow V_P = 14.98m^3.$

VII.4.1.7. Volume du béton de la ceinture inférieure (longrines):

$V_{cein-i} = ([0.4 \times 0.5 \times 21 \times 3] + [0.4 \times 0.5 \times 8 \times 6]) - (0.4 \times 0.4 \times 0.5 \times 18) = 20.76m^3$

$\Rightarrow V_{cein i} = 20.76m^3$

VII.4.1.8. Volume du béton de la ceinture supérieur:

$V_{cein-s} = ([0.4 \times 0.5 \times 21 \times 3] + [0.4 \times 0.5 \times 8 \times 5]) - (0.4 \times 0.4 \times 0.5 \times 18) = 20.76m^3$

$$\Rightarrow V_{\text{cein sup}} = 20.76\text{m}^3$$

VII.4.1.9. Volume du béton de la chape inférieure:

$$V_{\text{chinf}} = (3.40 \times 3.72 \times 10) \times 0.07 = 8.85\text{m}^3 \Rightarrow V_{\text{chinf}} = 8.85\text{m}^3.$$

VII.4.1.10. Volume du béton de la chape supérieure :

$$V_{\text{ch sup}} = (21) \times (8) \times (0.07) = 11.76\text{m}^3 \Rightarrow V_{\text{ch sup}} = 11.76\text{m}^3.$$

VII.4.1.11. détermination des maçonneries:

On détermine la surface de maçonneries:

$$S_m = [(8-0.4 \times 3 + 21-0.4 \times 6) \times 5,2] \times 2 = 264.16 \text{ m}^2 \Rightarrow S_m = 264.16\text{m}^2.$$

$$S_{PT} = (3.72 \times 3,4 \times 10) = 126.48\text{m}^2 \Rightarrow S_{PT} = 126.48 \text{ m}^2.$$

Quantité des briques utilisées dans la construction des murs est :

On utilise des murs simples sous la ceinture supérieure en briques de 30-20-15, et un double cloison sur la ceinture en briques de 30-20-10.

La surface d'un seul parpaing est :

$$s_p = 0,4 \times 0,2 = 0.08 \text{ m}^2 \text{ (surface de parpaing de 40-20-15)}$$

D'où le nombre des parpaings utilisés sera

$$N_p = \frac{S_{mi}}{S_p} = \frac{126.48}{0.08} = 1581 \Rightarrow N_p = 1581 \text{ parpaings}$$

$$S_b = 30. 20 = 600 \text{ cm}^2 = 0.06\text{m}^2 \text{ et On a } S_m = 266,2\text{m}^2$$

Surface de brique de 30-20-15 et 30-20-10:

$$N_b = \frac{S_m}{S_b} = \frac{264.16}{0.06} * 2 = 8805 \Rightarrow N_b = 8805 \text{ briques}$$

VII.4.1.12. Détermination du volume de remblais :

Puisque notre station de pompage est élevée de la terre d'une hauteur de 0,5m pour éviter tout risque d'inondation, donc il faut remplir les cases par le remblai et de préférence on utilise les dépôts des fouilles, et les terres qu'on les excavées

➤ Volume des Remblais des fouilles:

$$V_{rf} = 18 \times [(1.5 \times 1.5 \times 1.1) - (1.1 \times 0.4 \times 0.4)] = 41.38 \text{m}^3 \Rightarrow V_{rf} = 41.38 \text{m}^3$$

➤ Volume des Remblais des cases :

$$V_{cas} = (21 \times 8) \times 0.5 - (20.04 + 8.85) = 55.11 \text{m}^3 \Rightarrow V_{cas} = 55.11 \text{m}^3$$

Tableau VII.5.: Devis des différents travaux de la station de pompage

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	Unité	Quantité	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Décapage	m ³	20,11	142	2855,62
2	Déblai	m ³	60,75	348	21141
3	Remblai	m ³	96,49	400	38596
4	Béton de propreté	m ³	4,05	656	2656,8
5	Béton armé	m ³	93,34	32000	2986880
6	Murs en briques de 30-20-10	Unité	8805	23	202515
7	Murs en briques de 30-20-15	Unité	8805	25	220125
8	Murs en parpaings de 40-15-10	Unité	1581	27	42687
Total					3517456,4

VII.5.Choix des engins de terrassement

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;

- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

1) Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu.

Dans notre projet on utilise une pelle équipée en rétro



Figure VII.1 : Pelle hydraulique

2) Bulldozer

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

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

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

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



Figure VII.2 : Bulldozer

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.3: Chargeur

4) Compacteur

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VII.4 : Compacteur

5) Camion malaxeur

Son rôle est de transporter le béton prêt à partir de la centrale à béton aux ouvrages à construire.



Figure VII.5 : camion malaxeur

VII.6. Détermination du coût total des travaux:

- Coût des stations de pompage: **3517456,4DA**
- Coût de la pose des conduites **18646094DA**

D'où le devis total des conduites et leurs accessoires et les stations de pompage sera :

$$D_{\text{total}} = 18646094 + 3517456,4$$

Donc le cout total du projet est :

$$C_{\text{total}} = 22163550.40DA$$

VII.7. Planification des travaux :

La planification consiste à chercher la meilleure façon d'utiliser avec économie sur la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

VII.8.1. Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches
- Détermination des tâches antérieures
- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels-Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- Construction finale

VII.9 Définitions des tâches et leurs durées

VII.9.1 La durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V_{exc}}{R_p} \text{ jours} \quad \text{AN : } T = \frac{23899.35}{960} = 25 \text{ jours} = 25 \text{ jours}$$

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VII.6, Avec :

Pose des conduites : 1 km / jour.

Lit de sable : 1,5 km/jour

Epreuve de joint et de la canalisation : 1 km/jour

Remblais : 4 jours/km

Compactage : 2 jours/km.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	25
B	Lit de sable	11
C	Pose de conduite	16
D	Epreuve de joint et de la canalisation	16
E	Remblais	65
F	Compactage	33

Tableau VII.6 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Donc le réseau à nœud de ces tâches est représenté comme suit :

Elaboration du réseau selon la méthode CPM

Les principales tâches sont:

- Excavation de la tranchée - Ex
- Lit de sable - LS
- pose de conduite - PC
- Remblais - R
- Compactage

Donc le réseau à nœud de ces tâches est représenté comme suit :

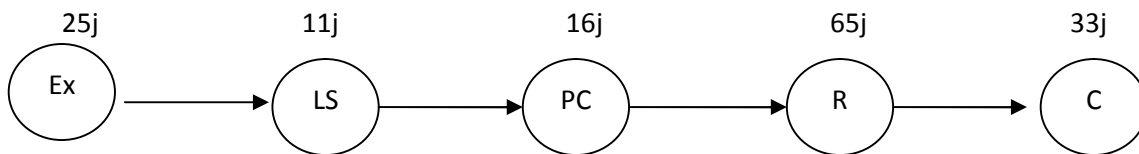


Figure VII.6 Réseau à nœuds pour la pose des conduites

Donc la durée totale du projet est de 150 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

CONCLUSION

Grâce à une bonne organisation du chantier on arrivera à achever les travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais avec la meilleure sécurité, ceci en choisissant les engins convenables aux différentes opérations de réalisation et en les planifiant de façon adéquate. Enfin nous estimons une durée de projet de 22 semaines et un cout total de **22163550.40 DA** pour la pose des conduites.

Introduction

L'organisation du chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions possibles et dans les plus brefs délais avec le maximum de sécurité.

VIII-1. Les causes des accidents de travail dans un chantier :

Comment établir l'arbre des causes On écrit sur un graphique toutes les causes de l'accident : certaines découlent les unes des autres et donc s'enchaînent linéairement et forment une branche, certaines sont indépendantes mais provoquent l'accident par leur réunion et forment donc plusieurs branches.

Chaque élément de chaque branche est un facteur potentiel et une cible pour la prévention : si on coupe une seule des branches principales, l'accident ne peut pas se produire ou se reproduire. La survenue d'un accident de travail regroupe par conséquent plusieurs facteurs

- humain,
- l'organisation du travail : ambiance physique, facteurs sociaux...,
- la tâche et ses exigences,
- Le matériel

VIII.1.1. Facteurs humain

- Manque de contrôle et négligence ;
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables ;
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Erreurs de jugement ou de raisonnement ;
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.1.2. Facteurs matériel

- Outillage, engins, et machines de travail ;
- Nature des matériaux mis en œuvre ;
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail ;
- Les installations mécaniques et électriques.

VIII.1.3. Conditions dangereuses

- Installations non protégées ;
- Installations mal protégées ;
- Outillages, engins et machines en mauvais état ;
- Protection individuelle inexistante ;
- Défaut dans la conception, dans la construction ;
- Matières défectueuses ;
- Stockage irrationnel ;
- Mauvaise disposition des lieux ;
- Eclairages défectueux ;
- Facteurs d'ambiance impropres ;
- Conditions climatiques défavorables.

VIII.1.4 Actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation,
- Neutraliser les dispositifs de sécurités ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin ;
- Importance durant les opérations de stockage ;
- Adopter une position peu sûre ;
- Travailler dans une altitude inappropriée ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;
- Plaisanter ou se quereller.

VIII.2. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

VIII.2.1. Protection individuelle

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.)

VIII.2.2. Protection collective

Le chef de chantier ou l'entrepreneur, en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

a) Engin de levage

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail ou la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable à :

- Affecter du personnel compétent.
- 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) Appareillage électrique

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doit pas être placée que par des électriciens qualifiés.

Conclusion

À travers ce chapitre, on peut conclure que Pour une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est nécessaire de savoir les causes des accidents et évité les actions dangereuses. Ainsi donc on peut offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des Engins.

A la fin du projet les accidents peuvent survenir lors des travaux d'entretien des pompes et des différentes installations.

Aussi il est important de prendre l'ensemble des mesures nécessaires afin d'éviter les éventuels risque.

Conclusion générale

L'adduction des eaux potables à partir du barrage DeurDeur et Kodiata Rosfa situés a la wilaya du Tissemsilt pour satisfaire les besoins en eau des communes Tissemsilt, KHmessti et Layoune, est composée d' une station de pompage équipée de trois pompes principales identiques de type **RM 100/3D** plus d' une de secours,.

Le tronçon de la conduite reliant la station du pompage au réservoir de KHmisti est de 8356 m de longueur et 400 mm de diamètre, celui-ci assure le refoulement de la station pompage vers le réservoir de stockage.

Le réservoir de KHmisti permet d'interconnecter les eaux des deux barrages, son volume est de 500m³.

La conduite gravitaire transférant l'eau à partir du réservoir de Tissemsilt est de 7804m de longueur et de 350 mm de diamètre.

Pour toute l'adduction nous avons opté pour le fonte comme matériau et nous avons tenu compte de l'aspect technico-économique pour tous les calculs.

La période de réalisation des différentes adductions est estimée a 22 semaines dans les meilleures conditions de sécurité.

En fin nous estimons que notre étude peut servir de guide technique pour les entreprises de réalisation du projet.

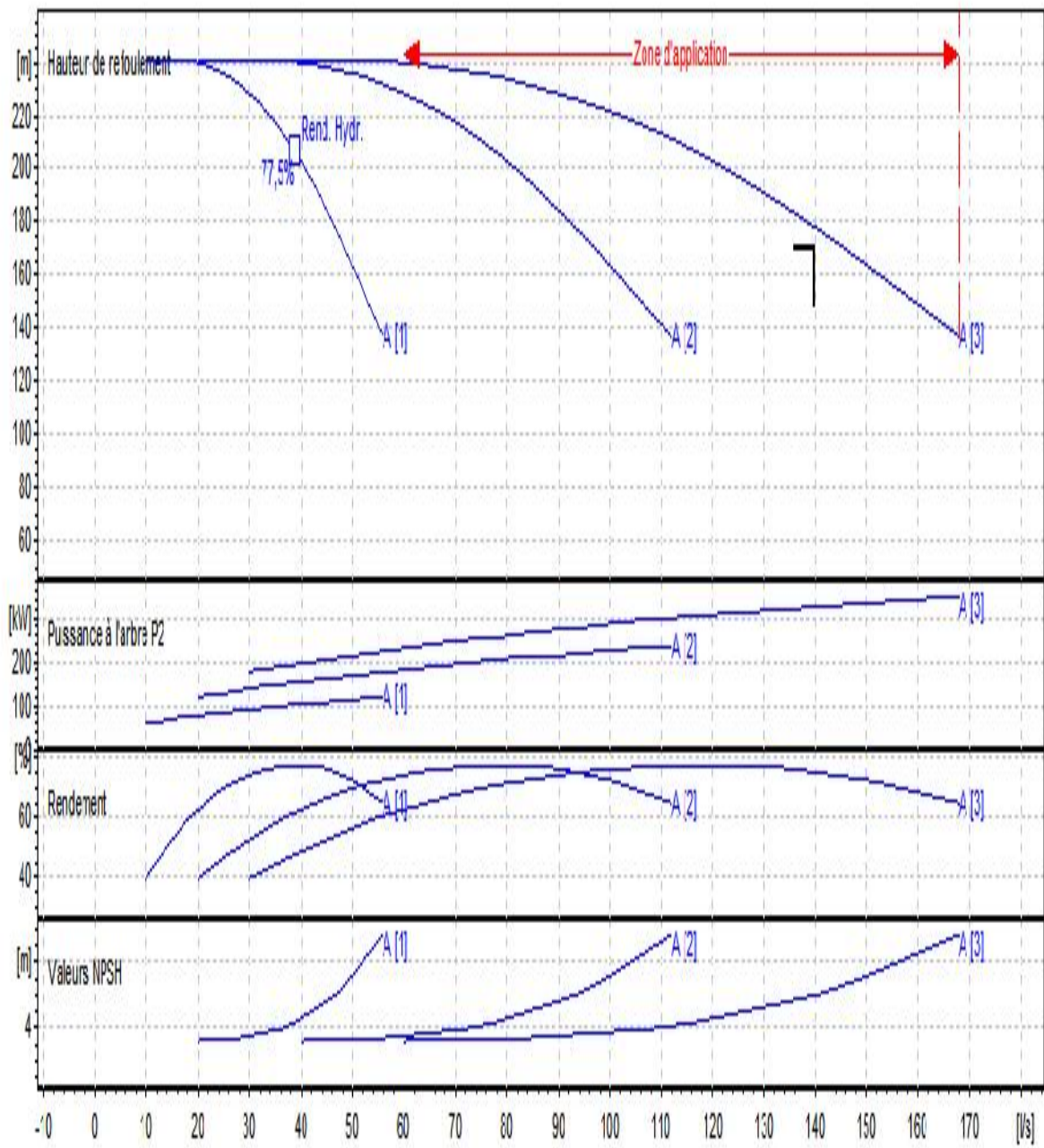
Nous recommandons aux services veillant sur l'approvisionnement en eau potable une meilleure exploitation et gestion de ce projet avec un control et une maintenance continue des différents ouvrages jusqu'à l'horizon 2045.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **A. DUPONT** :Hydraulique urbaine, Tome II, édition Enrôles, Paris **1977** p.237, 260,267, 275,280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [2] **B.SALAH** :polycopie d'Alimentation en Eau Potable1992, p.11, 27, 29,72, 78, 140
- [3] **ALALOU Saïd**, Mémoire de fin d'étude : ETUDE DE L'ADDITION A PARTIR D'UN PIQUAGE POUR L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE SEPT COMMUNES DE LA WILAYA DE BOUMERDES ENSH 2011,
- [4] **M. CARLIER** :Hydraulique générale et appliquée, édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [5] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 –10, 16, 18, 25.
- [6] **A.G.H.T.M** Paris 1982 « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, p.101.
- [7] **A. LENCASTRE** :Hydraulique générale, édition Eyrolles , Paris 1983 p.349.
- [8] **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL
- Logicielle**
- [9] **CAPRARI** : pompes multicellulaires à haute pression.

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

ANNEX.1: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants



ANNEX.2: Les courbes caractéristiques de la pompe (SP) de type **RM100 /3D**

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

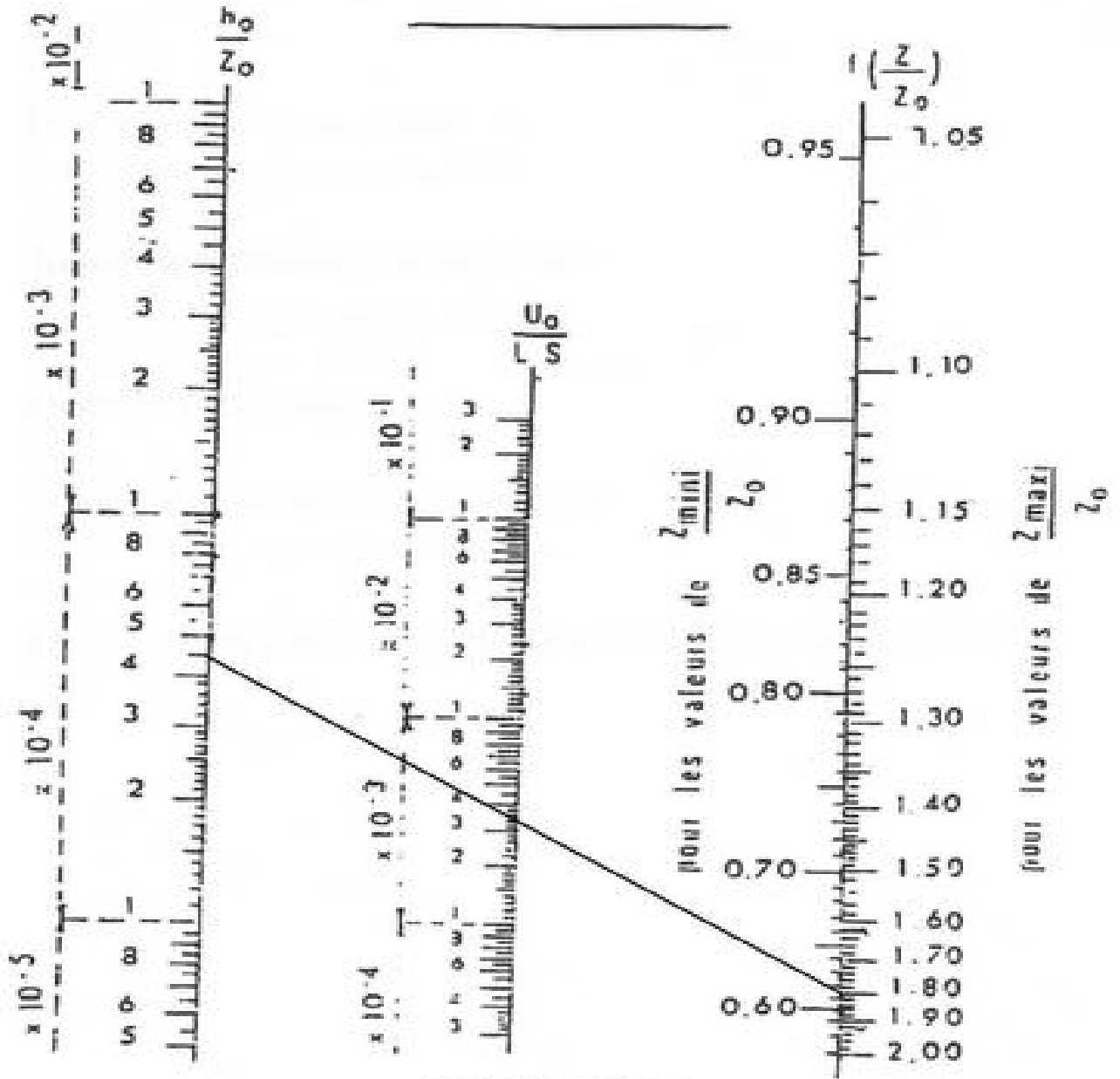


PLANCHE XXVII

ANNEX.3: Abaque de VIBERT