

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'adduction en eau potable des villages sud de Kadiria a partir du systeme Koudiat Acerdoune (w. Bouira) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0028-13

APA Citation (APA توثيق):

Chebbi, Yassine (2013). Etude de l'adduction en eau potable des villages sud de Kadiria a partir du systeme Koudiat Acerdoune (w. Bouira)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des systèmes d'Alimentation en Eau Potable.

THEME:

**ETUDE DE L'ADDUCTION EN EAU POTABLE DES
VILLAGES SUD DE KADIRIA A PARTIR DU SYSTEME
KOUDIAT ACERDOUNE
(W.BOUIRA).**

Présenté par :

CHEBBI Yassine

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

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

Septembre- 2013

Remerciements

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »

*Je remercie fortement mon promotrice : M^{me} **Berbache.S** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*

Je tiens à remercier aussi :

-  *Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
-  *Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH*
-  *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

*Passine
Septembre 2013*

dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :

A ma très chère mère et mon père

A mon seul frères Abd Elaziz

A mes chères sœurs Naouel, fouzia, Habiba et Hanane

A mes cousins et cousines

A mes proches amis Saleh, Hicham, mohamed, Ilyes, Ahmed, yacine

A mes amis de Batna et ceux de Blida

et toute ma famille de l'ENSH

A notre Algérie

y. Chebbi

	تاكثيوت،	مياه الشرب	هذه المذكر
		هذه المنطقة.	بلدية القادرية لتحقيق احتياجات السكان
معايير		صهريج	تضاريس
.	وتقييم المبلغ	.	التقني والاقتصادي أنابيب

Résumé

Nous avons étudié dans ce mémoire, les différentes étapes d'étude d'adduction en eau potable des localités Takatiout, Karfala, Beni Maaned et Oulad Laalam commune de Kadiria, afin d'atteindre les besoins de la population dans cette région.

La longueur du cheminement et la topographie de la région, nous ont conduit à projeter, un réservoir, trois stations de reprise et une chaîne d'adduction par refoulement selon des critères d'ordre technique et économique avec des conduites de diamètres adéquats. Ainsi que l'étude de pompage et l'estimation de coût total de projet.

Abstract

In this work, we studied the different stages of supplying the towns of Karfala, Oulad Laalam and Beni Maaned by drinking water, to achieve the needs of the region population.

The length of the pipeline and the topography of the area, give us the chance to project a semi-underground reservoir and three pumping stations and a chaine of pipelines, according to technical and economical criteria with PEHD adequate diameters pipes, as well as a pumping study and project total cost.

Tableau des matières

Introduction générale :.....	1
------------------------------	---

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction :.....	2
I-1. Situation géographique :.....	2
I-2. Situation topographique :.....	3
I-3. Situation démographique :.....	5
I-4. Situation climatologique :.....	5
I-4-1. Température :.....	5
I-4-2. Pluviométrie :.....	6
I-4-3. Humidité Relative :.....	6
I-4-4. Vents :.....	7
I-5. Nature des sols :.....	7
I-6. Situation hydraulique et ressource en eau :.....	7
I-6-1. Réseau existant :.....	7
I-6-2. Ressource en eau :.....	8
Conclusion :.....	10

Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Introduction :.....	11
II-1. Estimation de la population actuelle et future :.....	11
II-2. Catégorie des besoins :.....	12
II-3. Choix de la norme unitaire de la consommation :.....	12
II-4. Les consommations moyennes journalières :.....	12
II-4-1. La consommation moyenne domestique :.....	12
II-4-2. La consommation moyenne des équipements :.....	12
II-5. Equipements existants :.....	13
II-6. Calcul les différentes besoins actuel et future :.....	13
II-6-1. Besoins domestiques :.....	13
II-6-2. Estimation des besoins d'équipement :.....	13

II -7. Récapitulation de la consommation moyenne totale :.....	16
II-8. Majoration de la consommation moyenne journalière :.....	17
II-9. Etude des variations des débits :.....	17
II-9-1. Variation de la consommation journalière :.....	17
II-9-2. Variation de la consommation horaire :.....	18
II-10. Détermination des débits journaliers :.....	19
II-10-1. Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :.....	19
II-10-2. Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :.....	19
II-11. Détermination des débits horaires :.....	20
II-11-1. Débit moyen horaire :.....	20
II-11-2. Détermination du débit maximum horaire :.....	20
II-12. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :.....	20
Conclusion :.....	23

Chapitre III : ETUDE DE L'ADDUCTION

Introduction :.....	24
III.1. Types d'adduction :.....	24
III.1.1. Adduction gravitaire :.....	24
III.1.2. Adduction par refoulement :.....	24
III.1.3. Adduction mixte :.....	24
III.2. Adduction et types d'écoulement :.....	24
III.2.1. Ecoulement à surface libre :.....	24
III.2.2. Ecoulement en charge :.....	24
III.3. Choix du tracé :.....	24
III.4. Choix du type du matériau de la tuyauterie :.....	25
III.5. Equipements en ligne :.....	26
III.5.1. Les ventouses :.....	26
III.5.2. Les vannes :.....	27
III.5.2.1. Robinet vanne :.....	27
III.5.2.2. Robinet papillon :.....	27

III.5.2.3. Décharge :.....	27
III.5.3. Clapets :.....	27
III.5.4. Les pièces spéciales :.....	28
III.6. Calcul hydraulique :.....	28
III.7. Caractéristiques de l'adduction :.....	30
III.8. Proposition des variantes :.....	31
III.8.1. Etude technico-économique des variantes :.....	34
III.8.3. Choix de nombre de stations de reprise:.....	36
III.8.4. Analyse et choix de la variante :.....	37
III.8.5. Dimensionnement de l'adduction pour la variante choisi :.....	37
Conclusion :.....	46

Chapitre IV : LES RESERVOIRES

Introduction :.....	47
IV-1. Fonction des réservoirs :.....	47
IV -1-1. Fonctions techniques d'un réservoir :.....	47
IV-1-2. Fonctions économiques d'un réservoir :.....	47
IV-2. Classifications des réservoirs :.....	47
IV-2-1. Classification selon le matériau de construction :.....	47
IV-2-2. Classification selon la situation des lieux :.....	47
IV-2-3. Classification selon l'usage :.....	48
IV-2-4. Classification selon la forme géométrique :.....	48
IV-2-5. Les réservoirs en charge (sous pression) :.....	48
IV-3. Choix du type de réservoir :.....	48
IV-4. Emplacement des réservoirs :.....	49
IV-5. Equipements des réservoirs :.....	50
IV-5-1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :.....	51
IV-5-2. Conduite de départ ou de distribution :.....	51
IV-5-3. Conduite du trop-plein :.....	52
IV-5-4. Conduites de vidange :.....	52
IV-5-5. Conduit by-pass:.....	52
IV-5-6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :.....	53

IV-5-7. Les joints d'étanchéité :.....	54
IV-5-8. Système de canalisations :.....	54
IV-6. Caractéristiques du réservoir :.....	54
IV-7. Capacité du réservoir et la station de reprise :.....	54
IV-7-1. Le réservoir :.....	54
IV-7-2. La station de reprise :.....	55
IV-8. Dimensionnements des réservoirs et les stations de reprise :.....	55
IV-8-1. Le réservoir d'alimentation (R) :	55
IV-8-2. La bache de la station de reprise S.RP1:.....	57
IV-8-3. Les baches de stations de reprise S.RP2 et S.RP3 :.....	57
Conclusion :.....	58

Chapitre V : ETUDE DE POMPAGE

Introduction :.....	59
V-1. Classification des pompes :.....	59
V-2. Les turbopompes :.....	59
V-3. Les caractéristiques d'une pompe centrifuge :.....	60
V-4. Choix du nombre de pompe :.....	60
V-4-1. Couplage en série :.....	61
V-4-2. Couplage en parallèle :.....	61
V-5. Choix des pompes :.....	62
V-6. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge :.....	62
V-6-1. La courbe hauteur/débit :.....	62
V-6-2. La courbe de puissance/débit :.....	62
V-6-3. La courbe rendement /débit :.....	62
V-7. Le point de fonctionnement :.....	63
V-8. Etude de la cavitation :.....	66
V-9. Calage de la pompe :.....	68
V-10. Détermination des caractéristiques des pompes :.....	69
V-10-1. Station de reprise Boulerbeh S.RP1 :.....	69
V-10-2. Station de reprise S.RP2 :.....	72

V-10-3. Station de reprise S.RP3 :.....	75
V-11. Bâtiment de la station de pompage :.....	77
V-11-1. Choix du bâtiment :.....	78
V-12. Dimensionnement de bâtiment de station pompage :.....	78
V-13. Choix de l'équipement auxiliaire :.....	81
Conclusion :.....	82

Chapitre VI : PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Introduction :.....	83
VI-1. Protection des conduites contre le coup de bélier:.....	83
VI-1-1. Les causes du coup de bélier :	83
VI-1-2. Les Risques dus aux coups de bélier :	83
VI-1-2-1 .Cas de la surpression :	83
VI-1-2-2.Cas de dépression :.....	83
VI-1-2-3.Fatigue de la canalisation :	84
VI-2. Description des phénomènes physiques:	84
VI-2-1.État d'équilibre d'un système hydraulique :.....	84
VI-2-2. Onde élastique et oscillation en masse :.....	84
VI-2-3. Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions :	84
VI-3.Moyens de protection contre le coup de bélier :	85
VI-4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :	85
VI-5.Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :.....	86
VI-5-1.Calcul des réservoirs d'air anti bélier :.....	86
VI-5-2.Calcul de la célérité d'onde C :.....	87
VI-5-3.Calcul des capacités des différents réservoirs d'air anti bélier :.....	88
VI-6. Installation du réservoir d'air anti bélier :.....	89
Conclusion :.....	89

Chapitre IIV : ORGANSATION DE CHANTIER

Introduction :.....	90
VII-1. Différents travaux à entreprendre :.....	90
VII-1-1.Travaux concernant l’adduction :.....	90
VII-1-2.Travaux concernant les stations de pompage:.....	91
VII-2.Calcul des volumes des travaux :.....	91
VII-2-1 .Calcul des volumes des travaux de l’adduction :.....	91
VII-2-2. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :.....	94
VII-3.Evaluation du projet :.....	96
VII-3-1. Devis estimatif :.....	96
VII-3-2.Devis global :.....	97
VII-4.Choix des engins de mise en place de la conduite :.....	97
Conclusion :.....	98
Conclusion générale :.....	99

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I-1 : Populations des villages sud de Kadiria	5
Tableau I-2 : Répartition de la température.....	6
Tableau I-3 : Pluie moyenne mensuelle de la région.....	6
Tableau I-4 : l'humidité relative mensuelle pour les différentes heures de la journée.....	6
Tableau I-5 : Nature et durée des vents suivant la période de l'année	7

Chapitre II : ESTIMATION DE LA POPULATION ET LES BESOINS EN EAU

Tableau II-1: Nombre d'habitants par horizon.....	11
Tableau II-2: Détermination des besoins domestiques.....	12
Tableau II-3: Détermination des Besoins sanitaires.....	14
Tableau II-4: Détermination des Besoins scolaire.....	14
Tableau II-5: Détermination des Besoins socioculturels	14
Tableau II-6: Détermination des Besoins administratifs et sécuritaires	15
Tableau II -7: Détermination des besoins cheptel	15
Tableau II-8 : Détermination des besoins semi-industriels	16
Tableau II-9 : Récapitulation de la consommation en eau totale	16
Tableau II-10 : les valeurs de $_{max}$ en fonction du nombre d'habitants	18
Tableau II-11 : les valeurs de $_{min}$ en fonction du nombre d'habitants	19
Tableau II-12 : Détermination le débit maximum journalière	19

Chapitre III : ETUDE D'ADDUCTION

Tableau III-1 : Frais de pose des conduites.....	29
Tableau III-2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	31
Tableau III-3 : Résultats de calcul des conduites de refoulement pour la variante N°1	34
Tableau III- 4: Résultats de calcul de la conduite gravitaire pour la variante N°1	34
Tableau III- 5: Résultats de calcul des conduites de refoulement pour la variante N°2	34
Tableau III- 6: Tableau récapitulatif des résultats aperçus.....	34
Tableau III- 7: Avantages et inconvénients des variantes proposées.....	35
Tableau III- 8: Résultats de calcul des conduites de refoulement pour la variante N°1	36

Tableau III- 9: Résultats de calcul des conduites de refoulement pour la variante N°2	36
Tableau III- 10: Résultats de calcul des conduites de refoulement pour la variante N°3.	37
Tableau III- 11: Calcul de la hauteur manométrique totale (S.RP1-S.RP2)	39
Tableau III- 12: Calcul des frais d'investissement (S.RP1-S.RP2).....	39
Tableau III- 13: Calcul des frais d'exploitation (S.RP1-S.RP2)	40
Tableau III- 14: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (S.RP1-S.RP2)	40
Tableau III- 15: Calcul de la hauteur manométrique totale (S.RP2-S.RP3)	41
Tableau III- 16: Calcul des frais d'amortissement (S.RP2-S.RP3).....	42
Tableau III- 17: Calcul des frais d'exploitation (S.RP2-S.RP3)	42
Tableau III- 18: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (S.RP2-S.RP3)	42
Tableau III- 19 : Calcul de la hauteur manométrique totale (S.RP3-R).....	43
Tableau III- 20: Calcul des frais d'amortissement (S.RP3-R)	44
Tableau III- 21: Calcul des frais d'exploitation (S.RP3-R)	44
Tableau III- 22: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (S.RP3-R).....	44
Tableau III- 23: Tableau récapitulatif de différentes parties de transfert.....	45

Chapitre IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Tableau IV-1 : Détermination de la capacité du stockage du réservoir R.....	56
Tableau IV-2: Résultat de calcul du volume total de stockage	57
Tableau IV-3 : Les dimensions de la bache de station de pompage S.RP1 existante.	57
Tableau IV-4 : Tableau récapitulatif sur les dimensionnements des réservoirs.....	58

Chapitre V : ETUDE DE POMPAGE

Tableau V-1 : Pression atmosphérique en fonction de la côte	68
Tableau V-2 : Pression de vapeur en fonction de la température.....	68
Tableau V-3 : Les caractéristiques de tronçon S.RP1-S.RP2.....	69
Tableau V-4 : Caractéristiques des pompes type caprarien en fonction de leur nombre (S.RP1-S.RP2)	69
Tableau V-5 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (S.RP1-S.RP2).....	70
Tableau V-6 : Les caractéristiques de tronçon S.RP2-S.RP3.....	72
Tableau V-7 : Caractéristiques des pompes type caprarien en fonction de leur nombre(S.RP2-S.RP3)..	72

Tableau V-8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (S.RP2-S.RP3).....	73
Tableau V-9 : Les caractéristiques de tronçon STR3-R500.....	75
Tableau V-10 : Caractéristiques des pompes type caprarien en fonction de leur nombre (S.RP3-R)	75
Tableau V-11: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (S.RP3-R)	76
Tableau V-12: Choix du type de bâtiment	78
Tableau V-13: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station	81
Tableau V-14: Tableau récapitulatif de choix des pompes et leurs caractéristiques	82

Chapitre VI : PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Tableau VI.1 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction.	87
Tableau VI.2: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction	88
Tableau VI.3: Calcul de volume des différents réservoirs d'air anti bélier de l'adduction.....	88

Chapitre VII :ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VII-1 : Calcul du volume des déblais de l'adduction	92
Tableau VII-2 : calcul du volume du lit de sable	93
Tableau VII-3 : calcul du volume de la conduite	93
Tableau VII-4 :volume des travaux de l'adduction.....	94
Tableau VII-5 : les travaux de la station de pompage.....	96
Tableau VII- :devis estimatifs d'établissement de la conduite d'adduction.....	96
TableauVII-7 : Coût des travaux d'une seule station de pompage	97
TableauVII-7 : Bilan des coûts	97

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure (I-01) : Carte géographique de la zone d'étude.....	3
Figure (I-02) : Situation des villages sud de Kadiria sur la carte d'état majeur.....	4
Figure (I-03) : La population de la zone d'étude en 2008.....	5
Figure (I-04) : Schéma du système de transfert Koudiat Acerdoune	9

Chapitre II : ESTIMATION DE LA POPULATION ET LES BESOINS EN EAU

Figure (II-01): diagramme de consommation en eau pour l'agglomération	22
Figure (II-02): Courbe intégrale	22

Chapitre III : ETUDE D'ADDUCTION

Figure (III-01): Venteuses.....	26
Figure (III-02): Robinet à vanne papillon et opercule.....	27
Figure (III-03): Clapet anti retour.....	27
Figure (III-04):Schéma explicatif de la variante N°1.....	32
Figure (III-04): Schéma explicatif de la variante N°2.....	33
Figure (III-04): Courbe d'optimisation des frais (S.RP1-S.RP2).....	41
Figure (III-04): Courbe d'optimisation des frais (S.RP2-S.RP3).....	43
Figure (III-04): Courbe d'optimisation des frais (S.RP3-R500).....	45

Chapitre IV : ETUDE DES RESERVOIRS

Figure (IV-01): Coupe d'un réservoir circulaire semi enterré.....	49
Figure (IV-02): Coupe transversal d'un réservoir circulaire semi enterré.....	49
Figure (IV-03): Emplacement du réservoir dans une agglomération.....	50
Figure (IV-04): Equipement du réservoir.....	51
Figure (IV-05): Conduite d'arrivée par sur verse.....	51

Figure (IV-06): Conduite de distribution.....	51
Figure (IV-07): La conduite de bay-passe.....	52
Figure (IV-08): Systèmes de l'incendie.....	52

Chapitre V : ETUDE DU POMPAGE

Figure (V-01): les types de roues d'une pompe centrifuge.....	60
Figure (V-02): Couplage en série d'une pompe centrifuge.....	61
Figure (V-03): Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge.....	61
Figure (V-04): La Courbe hauteur débit.....	62
Figure (V-05): La courbe puissance débit.....	63
Figure (V-06): La courbe rendement débit.....	63
Figure (V-07): Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	66
Figure (V-08): Cas d'aspiration en charge.....	67
Figure (V-09): Cas d'aspiration en dépression.....	67
Figure (V-10): Courbes caractéristiques de $NPSH_r$ et $NPSH_d$	68
Figure (V-11): Courbe caractéristiques de la pompe (S.RP1-S.RP2).....	69
Figure (V-12): Point de fonctionnement de la S.RP1.....	70
Figure (V-13): Courbe caractéristiques de la pompe (S.RP2-S.RP3).....	72
Figure (V-14): Point de fonctionnement de la S.RP2.....	73
Figure (V-15): Courbe caractéristiques de la pompe (STR2-R3).....	75
Figure (V-16): Point de fonctionnement de la S.RP3.....	76

Chapitre VI : PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

Figure (VI-01): Schéma d'installation et encombrement du réservoir d'air.....	89
---	----

LISTE DES PLANCHES

PLANCHE N°1 : Tracé de l'adduction des villages sud de Kadiria (W.BOUIRA)

PLANCHE N°2 : Profil en long de la conduite de refoulement (W.BOUIRA)

PLANCHE N°3 : Plan de stations de pompage des villages sud de Kadiria (W .BOUIRA)

PLANCHE N°4 : Plan d'aménagement d'un réservoir R500 M3 projeté a Beni Maaned (W.BOUIRA)

PLANCHE N°5 : Accessoires du système d'adduction (W.BOUIRA)

Listes des abréviations

ADE :	Algérienne Des Eaux
AEP :	Alimentation en Eau Potable
CL :	Chef-lieu
CR :	Cote de Radier
DREW:	Direction des Ressources en Eau de la willaya
DN :	Diamètre nominal
Hab :	Habitant
ML :	Mètre Linéaire
NGA :	Norme Géodésique D Algérie
PDAU:	Plan Directeur d'Aménagement et Urbanisme
PEHD :	Polyéthylène à Haute Densité
PVC :	Polychlorure de Vinyle
R :	Réservoir
RGPH :	Recensement General de la Population et de l'Habitat
RN :	Route National
S.P :	Station de pompage
S.RP :	Station de Reprise
Ve :	Ventouse
Vi :	Vanne de Vidange

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Le développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur de l'hydraulique, puisque celui-ci lié à, toutes les branches de l'économie. Ce secteur basé essentiellement sur l'eau.

Cette ressource vitale devient de plus en plus rare dans le monde entier. En effet, son inégale répartition, la croissance démographique, aux quelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses ont rendu le problème d'eau très crucial ces dernières décennies. Plusieurs pays se sont lancés dès lors à la recherche de nouvelles sources innovatrices pour palier à cette menace notamment notre pays.

C'est dans cette optique que se dresse notre travail, qui consiste à l'alimentation en eau potable des villages, Karfala, Takatiout, Beni Maaned, et Oulad Lalaam commune de Kadiria de la willaya de Bouira.

Cette zone d'étude souffre de manque d'eau malgré le fait qu'elle appartienne à une commune à très fortes potentialités hydriques à savoir l'oued d'Isser, cette situation oblige les habitants de ces localités à s'alimenter par l'exploitation des puits, et des fontaines traditionnelles. Et avec le temps ces ressources ne peuvent plus répondre aux besoins grandissant des habitants, ce qui incita les services locaux à proposer le système transfert Koudiat Acerdoune comme source d'alimentation des ces villages et la conception d'un système d'adduction.

Ainsi, pour étudier ce système, nous allons procéder au développement des points suivants :

Une description générale du site de l'étude suivie d'un aperçu démographique, en suite nous procéderons à l'estimation des différents besoins en eau, aux divers horizons, en se basant sur le nombre d'habitant et sur les équipements existants, et par confronter les besoins aux ressources.

Par la suite, nous passerons au calcul hydraulique par le dimensionnements de la chaine d'adduction et ses équipements.

En fin, nous terminerons par une vérification de la protection des conduites contre le coup de bélier (calculer et placer des ouvrages anti-bélier sur les tronçons qui nécessitent la protection) ; ainsi que l'estimation de cout de projet.

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet.

Cette étude consiste à connaître la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

I-1/ Situation géographique :

La présente étude concerne les villages sud de Kadiria qui dépend administrativement de la wilaya de Bouira, Daïra de Kadiria, commune de Kadiria dont elle est le chef lieu.

Les villages sud de Kadiria concernaient par cette étude sont :

- 1- Ouled Laalam ;
- 2- Beni Maaned ;
- 3- Kerfala ;
- 4- Taktiout.

La zone d'étude est située environ 4 km au Sud-ouest du chef lieu de la commune de Kadiria.

Cette dernière est située à 30 Km au Nord-Ouest du chef lieu de la wilaya de Bouira. Elle est limitée :

- ❖ Au Nord, par la commune de Tizi Ghennif (wilaya de Tizi Ouzou) ;
- ❖ Au Sud, par la commune de Djebahia et El Madjen ;
- ❖ A l'Est, par la commune d'Aomar ;
- ❖ A l'Ouest, par la daïra de Lahkdaria et la commune de Maala.

La commune de Kadiria s'étend sur une superficie de 9343 Ha elle compte 22153 habitants au dernier recensement de 2008.

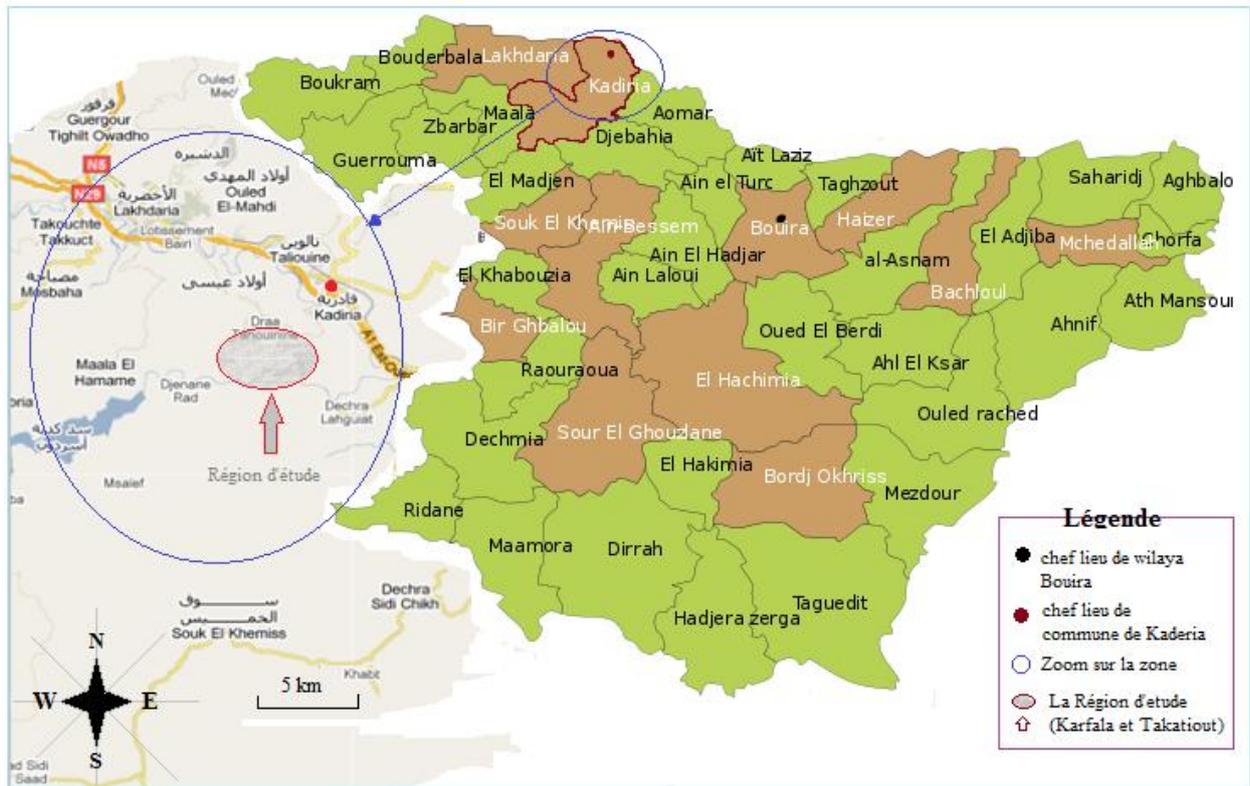


Figure (I-01) : Carte géographique de la zone d'étude.

I-2/ Situation topographique :

Le relief de la commune est de type montagneux, avec des pentes escarpées et ravinées assez prononcées ; surtout du côté Nord où le col de begas culmine à 949 m d'altitude. Du côté Sud, les pentes sont moins abruptes. Le chef lieu de la commune se situe à 176 m d'altitude.

La zone d'étude est caractérisée par des collines dont l'altitude varie entre 350 et 750 m et repose sur un relief quasiment montagneux de pente de terrain dépassant les 7%.



Figure (I-02) : Situation des villages sud de Kadiria sur carte d'état majeur.

I-3/ Situation démographique :

D'après le dernier recensement général de la population et de l'habitat, effectué en juin 2008, la population de la zone d'étude est donnée par le tableau suivant :

Tableau (I-01) : Populations des villages sud de Kadiria

VILLAGES SUD	Nbr habitants RGPH 2008
OULED LAALAM	1020
BENI MAANED	880
KERFALA	1698
TAKTIOUT	2061
TOTAL	5659

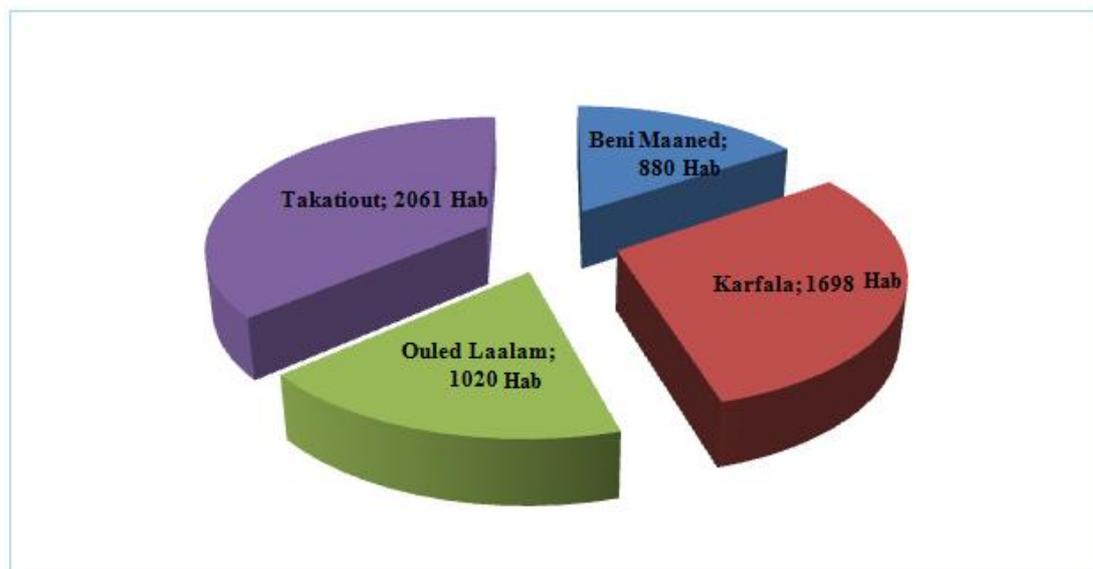


Figure (I-03) : La population de la zone d'étude en 2008

I-4/ Situation climatologique :**I-4-1 Température :**

Le climat de la région de kadiria se caractérise par des écarts importants, d'une part entre hiver et été, et d'autre part entre la vallée et les montagnes.

En hiver, le climat est assez froid en zone de montagne et relativement doux dans la vallée. Par contre, en été, le climat est sec et chaud dans la partie sud et plus fraîche au nord de la commune.

La température moyenne peut atteindre 8° en hiver et 28° en été :

- ❖ Hiver : 4 à 12°C en décembre et janvier;
- ❖ Eté : 22 à 30°C en juillet et août.

Tableau (I-02) : Répartition de la température

mois T°C	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fev.	Mars.	Avril.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Sept
T°max	26.6	25	15.2	12.1	13.1	14.9	18.1	20.3	25.3	31.9	36.2	35.4
T°min	13.9	9.4	4.4	4.1	5.1	6.9	6.5	7.9	12.3	16.9	19.8	20.6
T°moy	21.75	17.2	9.8	8.1	9.1	1.9	12.3	14.1	18.8	24.4	27.5	28

I-4-2 Pluviométrie :

Les données ayant servi à l'étude de ce volet, nous ont été fournies par la station météorologique de la ville de Bouira, distante de 35 km du chef lieu de la commune. Ce relevé concerne les années 1997 à 2007.

Les observations des précipitations, durant 10 ans, sont représentées dans le tableau (I-02)

Tableau (I-03) : Pluie moyenne mensuelle de la région

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fev.	Mars.	Avril.	Mai.	Juin	Juil.	Août	Total Annuelle
(mm)	30.8	37.8	67.3	87.4	94.4	49.0	32.0	48.7	45.4	10.9	2.9	15.7	663.6

Source : ARNH Blida

I-4-3 Humidité Relative :

L'humidité relative représente le degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

Le tableau suivant résume la répartition mensuelle relative observée à la station de Bouira à 7H, 15H, et à 18H.

Tableau (I-04): l'humidité relative mensuelle pour les différentes heures de la journée

MOIS	J	F	M	A	M	J	JU	A	S	O	N	D	AN
7H	87	89	81	78	70	60	57	62	71	81	84	86	75
15H	62	58	51	50	44	40	35	37	41	47	63	63	48
18H	74	70	66	62	65	47	39	45	56	63	64	74	60

I-4-4 Vents :

Les vents dominants, varient suivant la période de l'année :

- ❖ En hiver, ce sont les vents du nord qui prédominent avec des vitesses extrêmes pouvant atteindre 100 km/h pendant les mois de janvier et le mois de mars et causant des dégâts importants à l'arboriculture et aux infrastructures;
- ❖ En été, par contre, c'est le sirocco qui domine pendant le mois de juin, et même le mois d'août ce qui provoque des dégâts aux cultures maraîchères (flétrissement du feuillage, chute des fruits etc.) et cela à cause de l'élévation de l'évapotranspiration des cultures.

Tableau (I-05) : Nature et durée des vents suivant la période de l'année

Nature durée et période	Gelée	Vents violents	Sirocco	Neige
Nombre de jours	15	30	10	04
Période	janvier à mars	novembre à avril	juin à août	Janvier et février

I-5/ Nature des sols :

En l'absence d'étude pédologique disponible au niveau de la D S A, nous sommes basés sur l'étude visuelle de la nature des sols, et qui se présente comme suit :

- ❖ Les sols montagneux se caractérisent par une structure argilo-calcaire avec une profondeur faible ;
- ❖ Les collines et piémonts ont des sols argileux, peu profond et au ressuyage lent ;
- ❖ La vallée de l'oued, par contre se caractérise par des sols argilo limoneux à limoneux calcaire, profond, et qui sont les plus fertiles.

I-6/ Situation hydraulique et ressource en eau:**I-6-1 Réseau existant :**

Les localités d'étude, karfala, Beni Maaned et Oulad Laalam ne sont dotées d'aucun système de distribution ou de captage d'eau collectif, la seule source d'approvisionnement se fait par des captages individuels à travers des puits et fontaines. Le village qui dispose un réseau d'AEP dans la zone d'étude est seulement Taktiout.

La région de Taktiout est alimentée par un forage. Le réseau d'AEP (d'adduction et distribution) est en acier et dépassant les 30 ans, par conséquent il est vétuste, il ne répond plus au besoin de satisfaction des abonnés, Cette situation exige la construction de ce projet.

Concernant les ouvrages de stockage, actuellement le village Taktiout dispose d'un réservoir semi-enterré d'une capacité de 300 m³, implanté à une cote de 590.48 m (CTN) ; et une station de reprise d'une capacité de 50 m³ situé à une cote de 494.79 m (CTN).

I-6-2 Ressource en eau :

La ressource en eau potable qui doit assurer l'alimentation des villages Taktiout, Karfala, Ouled Lalam et Beni Maaned est le système de transfère Koudiat Acerdoune.

❖ Présentation générale du système Koudiat Acerdoune :

D'un apport moyen annuel de 178 Millions de m³, il renforcera les besoins en AEP des populations des wilayas de Bouira, de Tizi Ouzou, de M'sila et de Médéa ainsi que l'irrigation de 19.000 ha des Issers et de la Miidja. Le système est composé des ouvrages suivants :

❖ Barrage Koudiat Acerdoune:

Le barrage est situé dans la Wilaya de Bouira, d'une capacité de 640 millions de m³, il est destiné à l'alimentation en eau potable d'une population d'environ 300.000 habitants dans les wilayas de Bouira, Tizi Ouzou, Médéa et M'sila.

❖ A.E.P des centres urbains comprend les ouvrages suivants:

a) LOT 1 : A.E.P du couloir Koudiat Acerdoune-Lakhdaria-Draa El Mizane-Ouadhias, d'une longueur de 34 km. .

b) LOT 2 : AEP du couloir station de traitement-Sour El Ghozlane-Sidi Aissa-Ain Lahdjel, d'une longueur de 120 km. .

c) LOT 3: AEP du couloir Beni Slimane-Berouaghia-Boughzoul, d'une longueur de 189 km.

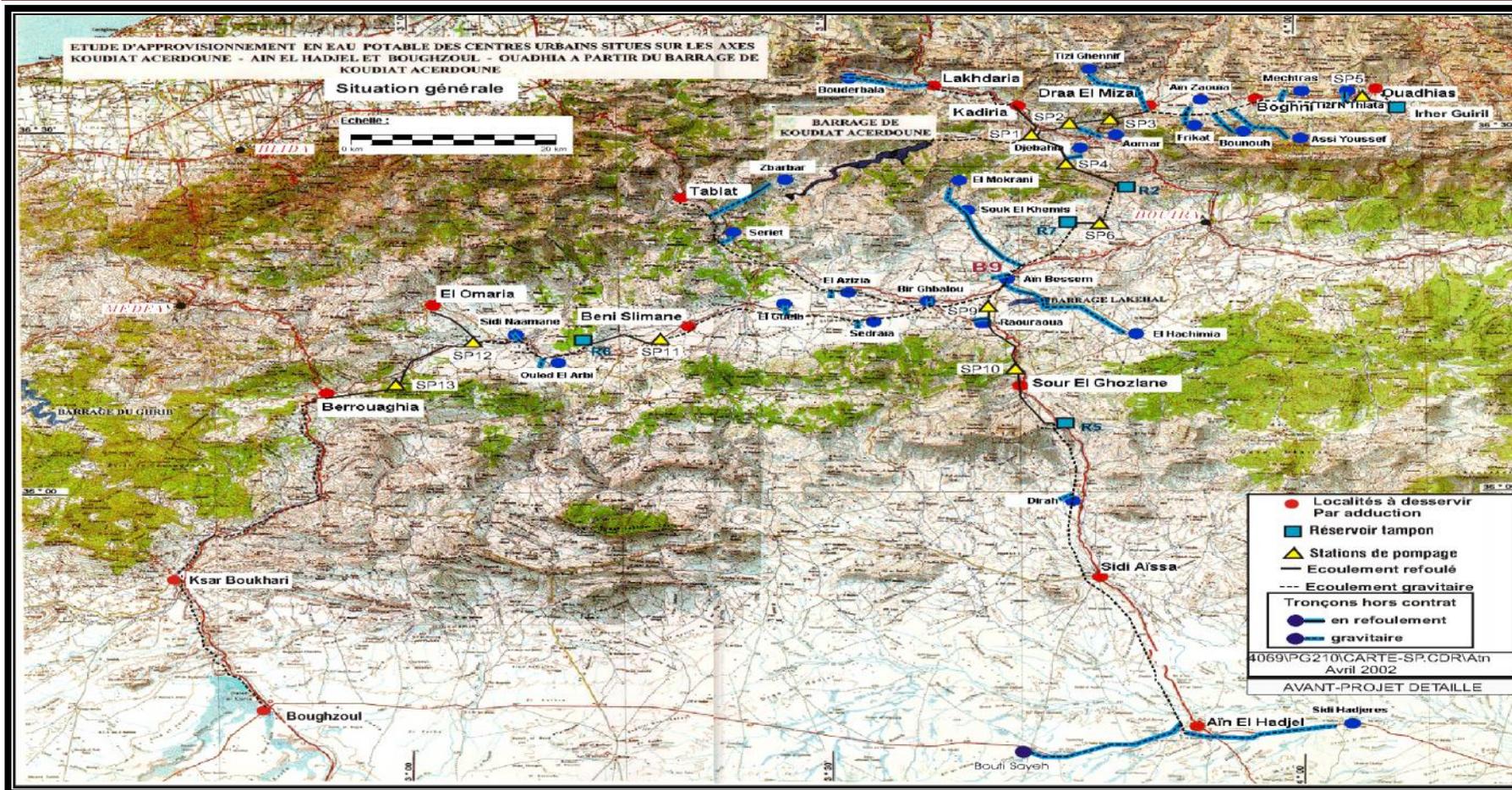


Figure (I-04) : Schéma du système de transfert Koudiat Acerdoune.

Conclusion :

Ayant défini des données concernant notre agglomération du point de vue géologique, topographique, géographique, climatique ainsi que d'urbanisation, nous aboutissons à l'élaboration de notre étude d'adduction.

CHAPITRE II

Estimation de la population et les besoins en eau

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

II-1/ Estimation de la population actuelle et future :

D'après les informations recueillies par le bureau de recensement de l'A.P.C de Kadiria, la population de la région d'étude s'élève à **5659** habitants en 2008.

Les réseaux d'alimentation en eau potable sont conçus en tenant compte de la démographie croissante et son évolution dans le temps. On calculera donc le nombre d'habitants à un horizon futur. L'évolution démographique d'une population suit la loi des accroissements géométriques données par :

$$P_n = P_0 (1+T)^n \quad (\text{II-01})$$

Ou :

P_n : Population située à l'horizon prévu ;

P_0 : Population de base ou de l'année de référence (2008) ;

n : Nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ($n = 25$ ans) ;

T : Le taux d'accroissement annuel de la population en (%) dépend de plusieurs facteurs :

- ❖ Du niveau de vie de la population ;
- ❖ Du développement socioculturel.

D'après les données recueillies au niveau de l'A.P.C de Kadiria, le taux d'accroissement démographique est de 1.6%.

Tableau (II-01) : Nombre d'habitants par horizon

Localité	Nbre hab. 2008	taux d'accroissement	Nbre hab. 2013	Nbre hab. 2038
Beni Maaned	880	1.60%	953	1309
Karfala	1698		1838	2525
Ouled Laalam	1020		1104	1517
Taktiout	2061		2231	3065
Total	5659		6156	8415

II- 2/ Catégorie des besoins :

- ❖ Besoins domestiques;
- ❖ Besoins scolaires ;
- ❖ Besoins sanitaires ;
- ❖ Besoins commerciaux ;
- ❖ Besoins socioculturels et sportifs ;
- ❖ Besoins publics.

II-3/ Choix de la norme unitaire de la consommation :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation en eau potable est généralement estimée en litre par habitant, et par jour, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule, etc...

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation ; c'est-à-dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager. Cette norme dépend de certains critères dont les principaux sont :

- ❖ Le niveau de vie de la population ;
- ❖ Le nombre d'habitants ;
- ❖ Le développement urbain ;
- ❖ Les ressources existantes.

Pour l'agglomération rurale, la norme de consommation domestique est variée entre 100 et 150 l/hab.j. Donc notre cas on prend la dotation à 150 l/hab.j.

II-4/ Les consommations moyenne journalière :**II-4-1 La consommation moyenne domestique :**

Le débit moyen journalier domestique au cours de l'année est donné par l'expression suivante:

$$Q_{\text{moy}} = \frac{N \times Q_i}{1000} \quad (\text{II-02})$$

Ou :

Q_{moy} : Consommation moyenne domestique journalière [m^3/j] ;

N : Nombre d'habitants à l'horizon donné ;

Q_i : Dotation égal à 150 l/j.h.

II-5-2 La consommation moyenne des équipements :

Le débit moyen journalier est donné par l'expression suivante:

$$Q_{e_{\text{moy}}} = \frac{N \times q_i}{1000} \quad (\text{II-03})$$

Ou :

$Q_{e_{\text{moy}}}$: Consommation moyenne d'équipement journalière [m^3/j] ;

N : Nombre d'unité ;

q_i : Norme unitaire soit (l/lit/j, l/m²/j, l/élève/j...etc.).

II-5/ Equipements existants :

- ❖ Quatre écoles primaires ;
- ❖ Une école moyenne ;
- ❖ Une salle de soin ;
- ❖ Quatre mosquées ;
- ❖ Une huilerie ;
- ❖ Une caserne ;
- ❖ Une garde communale ;
- ❖ Onze poulaillers.

II-6/ Calcul les différentes besoins actuel et future:

II-6-1 Besoins domestiques :

Tableau (II-02) : Détermination des besoins domestiques

Villages	Nombre d'habitants		Dotation (l/h/j)	$Q_{\text{moy,j}}$ [m^3/j]	
	2013	2038		2013	2038
Beni Maaned	953	1309	150	142,95	196,35
Karfala	1838	2525		275,7	378,75
Ouled Laalam	1104	1517		165,6	227,55
Taktiout	2231	3065		334,65	459,75
Total	6156	8415		918,9	1262,25

II-6-2 Estimation des besoins d'équipement :

a-Besoins sanitaires :

Le tableau suivant représente les besoins en eau sanitaire. On prend une dotation de 15 l/j/U.

Tableau (II-03): Détermination des Besoins sanitaires

Villages	Nombre	Unité (malade)	Dotation (l/j/lit)	Besoin (m ³ /j)
Beni Maaned	-	-	15	-
Karfala	-	-		-
Oulad Laalam	-	-		-
Taktiout	1	80		1.20
Total	1	80		1.20

b- Besoins scolaires :

Le tableau suivant nous illustre les besoins scolaires en eau comme suit :

Tableau (II- 04) : Détermination des Besoins scolaires

Villages	L'établissement	Nombre	Nombre élèves	Dotation (l/j/élève)	Besoin (m ³ /j)
Beni Maaned	Ecole primaire	1	41	20	0.82
Karfala		1	98		1.96
Oulad Laalam		1	55		1.1
Taktiout		1	121		2.42
	C.E.M	1	221	20	4.42
Total	-	5	536	-	10,72

c- Besoins socioculturels :

Tableau (II-05) : Détermination des Besoins socioculturels

Villages	Désignation	Nombre	Nombres d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Besoin (m ³ /j)
Beni Maaned	Mosquées	1	110	10	1.1
Karfala		1	213		2.13
Oulad Laalam		1	128		1.28
Taktiout		1	259		2.59
Total	-	4	710	-	7,1

d- Besoins administratifs et sécuritaires :

Tableau (II-06) : Détermination des Besoins administratifs et sécuritaires

Villages	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/personne)	Besoin (m ³ /j)
Beni Maaned	-	-	-	-	-
Karfala					
Oulad Laalam	Caserne	personne	600	50	30
Taktiout	Siège A.P.C	employé	9	15	0.13
	Garde communale	agent	20	50	1
Total					31.13

e- Besoins cheptel :

Tableau (II-07) : Détermination des besoins cheptel

Villages	Espèce	Nombre de têtes	Dotation (l/j/têtes)	Besoin (m ³ /j)
Beni Maaned	Bovines	80	80	6.4
	Ovines + Caprines	130	8	1.04
	Volailles	3000	1	3
	Total			10.44
Karfala	Bovines	40	80	3.2
	Ovines + Caprines	60	8	0.48
	Volailles	6000	1	6
	Total			9.68
Oulad Laalam	Bovines	30	80	2.4
	Ovines + Caprines	210	8	1.68
	Volailles	4500	1	4.5
	Total			8.58
Taktiout	Bovines	110	80	8.8
	Ovines + Caprines	85	8	0.68
	Volailles	3000	1	3
	Total			12.48
Total	-	-	-	41.18

f- Besoins semi-industriels :

Tableau (II-08) : Détermination des besoins semi-industriels

Villages	Désignation	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Besoin (m ³ /j)
Beni Maaned	-	-	-	-
Karfala	Huilerie	1	6000	6
Oulad Laalam	-	-	-	-
Taktiout				
Total	-	1	-	6

II - 7 / Récapitulation de la consommation moyenne totale :

La consommation moyenne journalière totale de la zone d'étude est calculée comme suit :

$$Q_{\text{moy j}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{eq}} \quad (\text{II-05})$$

Ou :

$Q_{\text{moy j}}$: Débit moyen journalier (m³/j) ;

Q_{dom} : Débit domestique (m³/j) ;

Q_{eq} : Débit d'équipements publics (m³/j).

Après une étude détaillée des différents besoins en eau, nous dressons un tableau récapitulatif de toutes les différentes catégories de consommations afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière.

Tableau (II-09) : Récapitulation de la consommation en eau totale

Villages	Beni Maaned		Karfala		Oulad Laalam		Takatiout	
	2013	2038	2013	2038	2013	2038	2013	2038
Besoins								
Domestiques	142,95	196,35	275,7	378,75	165,6	227,55	334,65	459,75
Sanitaires	-		-		-		1.20	
Scolaires	0.82		1.96		1.1		6.84	
Socioculturels	1.1		2.13		1.28		2.59	
administratifs	-		-		30		1.13	
Cheptel	10.44		9.68		8.58		12.48	
Semi-industriels	-		6		-			
Total	208.71		398.52		268.51		483.99	

Donc la somme de consommation moyenne journalière pour les quatres villages est de :

$$Q_{\text{moyj}} = 1359.73 \text{ m}^3/\text{j}.$$

II-8/ Majoration de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier est obtenu en tenant compte des fuites au niveau des conduites, et dans le but de compenser ces fuites physiques, nous optons pour une majoration de 20%, donc le débit moyen journalier sera :

$$Q_{\text{moy,j}} = 1359,73 \cdot 1,2 = 1631,676$$

Le débit $Q_{\text{moy,j}} = 1631,676 \text{ m}^3/\text{j}$. Soit un débit de $Q_{\text{moy,j}} = 18.89 \text{ l/s}$.

II-9/ Etude des variations des débits :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week end ;

En raison de cette irrégularité de consommation, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d'irrégularité. Cette évaluation importante, permettra de dimensionner le réseau d'adduction.

II-9-1 Variation de la consommation journalière :

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\text{max j}}$ et $K_{\text{min j}}$.

- $K_{\text{max j}}$: consommation maximale journalière ;

- $K_{\text{min j}}$: consommation minimale journalière.

a/Variation de consommation maximale journalière (Q_{maxj}) :

Elle représente le débit du jour le plus chargé de l'année, il s'agit en fait d'une majoration de la consommation moyenne journalière de 10% à 30%. Elle est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{max j}} = K_{\text{max j}} * Q_{\text{moy j}} \quad (\text{II-06})$$

K_{maxj} : coefficient d'irrégularité journalière maximale. Il est compris entre 1,1 et 1,3 ; nous optons donc pour : $K_{\text{max j}} = 1,2$.

b/Variation de consommation minimale journalière ($Q_{\text{min j}}$) :

Elle est représentée par la formule suivante :

$$Q_{\text{min j}} = K_{\text{min j}} * Q_{\text{moy j}} \quad (\text{II-07})$$

K_{minj} : coefficient d'irrégularité journalière minimale, tenant compte d'une éventuelle sous consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9 dans notre cas nous avons choisi : $K_{\text{min j}} = 0,8$.

II-9-2 Variation de la consommation horaire :

a/Coefficient d'irrégularité maximale horaire (K_{max,h}) :

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

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :

K_{max} et K_{max} ; tel que :

$$K_{max,h} = K_{max} \cdot K_{max} \tag{II-08}$$

Avec :

- K_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $K_{max} = 1,2$.
- K_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau si dessous donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (II-10) : les valeurs de K_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
K_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **10084hab**,

Donc le nombre d'habitants est dans l'intervalle [10000-20000]

et K_{max} dans l'intervalle de [1.3-1.2]

Alors $10000-6000=4000$;

$10000-8415=1585$;

et $4000 \cdot 0.1$

D'ou $\implies K_{max} = 1.3 - (1585 \cdot 0.1) / 4000 = 1.26$

$K_{max} = 1.26$

valeur de $K_{max,h}$ sera :

$K_{max,h} = 1,26 \cdot 1,2 = 1.51$

$K_{max,h} = 1,51$

b/Coefficient d'irrégularité minimale horaire (K_{min,h}) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{min,h} = K_{min} \cdot K_{min} \tag{II-09}$$

Avec :

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

Pour notre cas on prend $K_{min} = 0,5$.

- K_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau si dessous donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (II-11) : les valeurs de Q_{min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
min	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Donc pour notre cas on prend le même calcul que $Q_{max,h}$

On a $10000-8415=1585$

$$4000 \cdot 0,15 \Rightarrow Q_{min} = 0,4 - (1585 \cdot 0,15) / 4000 = 0,34$$

$Q_{min} = 0,34$

d'où la valeur de $K_{min,h}$ sera :

$$K_{min,h} = 0,5 \cdot 0,34 = 0,17 \quad \mathbf{K_{min,h} = 0,17}$$

II-10/ Détermination des débits journaliers :

II-10-1 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année ;

$$Q_{min,j} = Q_{moy,j} \cdot K_{min,j}$$

On prend $K_{min,j}=0,8$ d'où $Q_{min,j} = 0,8 \cdot 1945,332 = 1556,266 \text{ m}^3/\text{j}$

$$\mathbf{Q_{min,j} = 1556,266 \text{ m}^3/\text{j}}$$

II-10-2 Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner toute la chaîne de distribution.

Ce débit est calculé ainsi :

$$Q_{max,j} = Q_{moy,j} \cdot K_{max,j}$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière.

On prend $K_{max,j}=1,2$ d'où $Q_{max,j} = 1,2 \cdot 1631,676 = 1958,01 \text{ m}^3/\text{j}$

$$\mathbf{Q_{max,j} = 1958,01 \text{ m}^3/\text{j}}$$

II-11/ Détermination des débits horaires :

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

II-11-1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}}/24 \text{ m}^3/\text{h} \quad (\text{II-10})$$

Avec :

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

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

Donc : $Q_{\text{moy,h}} = 1958.01 / 24 = 81.58 \text{ m}^3/\text{h}$.

$$Q_{\text{moy,h}} = 81.58 \text{ m}^3/\text{h}$$

II-11-2 Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{max,h}} = K_{\text{max,h}} * Q_{\text{moy,h}} \text{ m}^3/\text{h} \quad (\text{II-11})$$

Avec :

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

- $K_{\text{max,h}}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

On a donc :

$$Q_{\text{max,h}} = 1,51.81,58 = 123.19 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{max,h}} = 123.19 \text{ m}^3/\text{h}$$

II-12/ Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans la (annexe 2) :

Remarque : Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage () par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération, pour notre cas on choisie la répartition dans une agglomération de type rurale.

Tableau (II-12) : Détermination le débit maximum journalière.

Heures	Diagramme Consommation total Q maxj=1958.01m3/J		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	(h)	(%)	(m3/h)	(%)
0_1	0,75	14,69	0,75	14,69
1_2	0,75	14,69	1,5	29,37
2_3	1	19,58	2,5	48,95
3_4	1	19,58	3,5	68,53
4_5	3	58,74	6,5	127,27
5_6	5,5	107,69	12	234,96
6_7	5,5	107,69	17,5	342,65
7_8	5,5	107,69	23	450,34
8_9	3,5	68,53	26,5	518,87
9_10	3,5	68,53	30	587,40
10_11	6	117,48	36	704,88
11_12	8,5	166,43	44,5	871,31
12_13	8,5	166,43	53	1037,75
13_14	6	117,48	59	1155,23
14_15	5	97,90	64	1253,13
15_16	5	97,90	69	1351,03
16_17	3,5	68,53	72,5	1419,56
17_18	3,5	68,53	76	1488,09
18_19	6	117,48	82	1605,57
19_20	6	117,48	88	1723,05
20_21	6	117,48	94	1840,53
21_22	3	58,74	97	1899,27
22_23	2	39,16	99	1938,43
23_24	1	19,58	100	1958,01

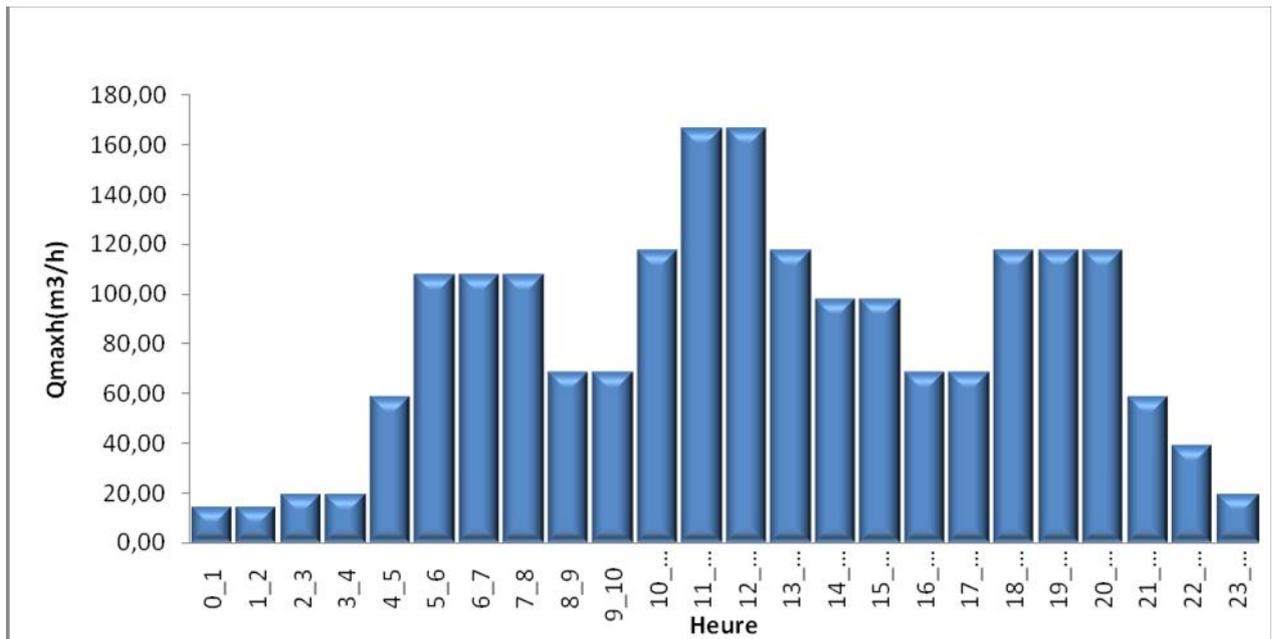


Figure (II -1): diagramme de consommation en eau pour l'agglomération

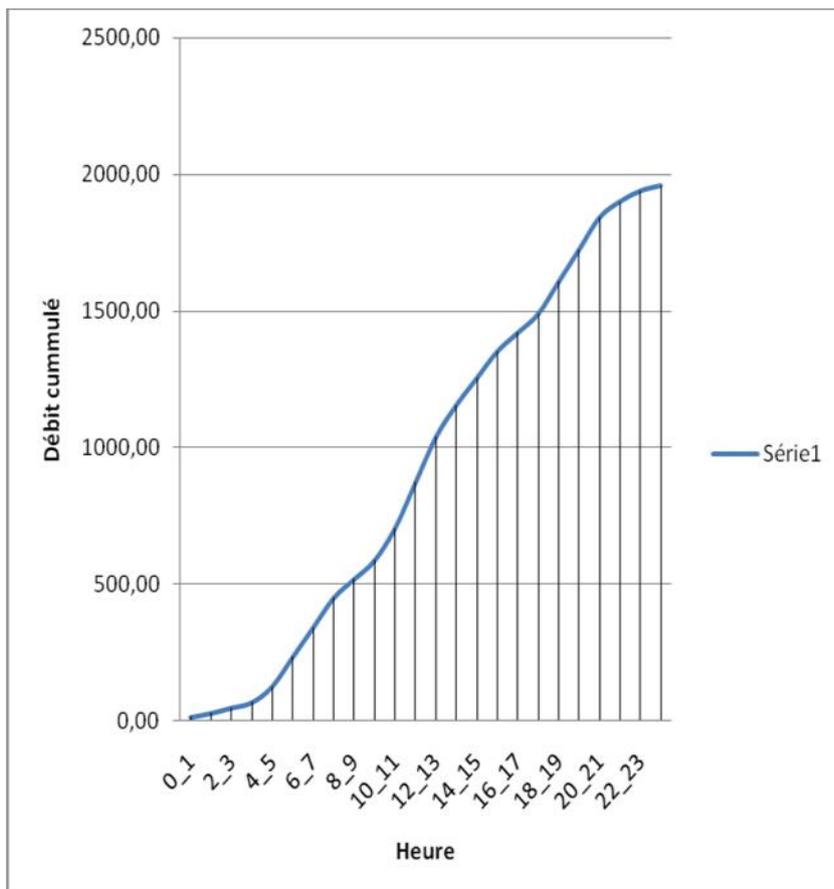


Figure (II -2): Courbe intégrale

D'après le tableau de variation de débit horaire on à trouver que le débit maximum horaire est égalé à **166,43 m³/h.**

Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons estimé les différents besoins, et on a touché à toutes les catégories de consommation, qui nous ont permis de calculer les différents débits nécessaires pour le dimensionnement des ouvrages de transport et de stockage de l'eau .

Les besoins en eau potable de la zone d'étude à l'horizon de calcul (long terme) sont évalués à 22,66 l/s.

La ressource qui doit assurer l'alimentation des villages sud de Kadiria est le système transfert Koudiate Acerdouneen (débit entrant la station de pompage existante à Boulerbah a partir d'un picage dans la conduite de transfert Koudiat Acerdoune) est 25 l/s.

Nous pouvons conclure et affirmer que ce système de transfert peut satisfaire les besoins en eau actuels et à long terme pour la zone d'étude.

CHAPITRE III
Etude d'adduction

Introduction

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

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

III.1/ Types d'adduction :

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

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

III.1.1/ Adduction gravitaire :

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

III.1.2/ Adduction par refoulement :

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

III.1.3/ Adduction mixte :

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction par refoulement.

III.2/ Types d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

III.2.1/ Ecoulement à surface libre :

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

III.2.2/ Ecoulement en charge :

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

III.3/ Choix du tracé :

Le choix du tracé du profil de la conduite d'adduction se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

- Le tracé doit être le plus court possible entre la source et le réservoir d'accumulation ;
- Aux points hauts du tracé, peuvent se confiner des contentements d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigées ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes ;
- Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement, dans ce cas en créer autant que possible des points hauts et des points bas artificiels, afin d'obtenir une pente de 2 à 3 mm/m dans les parties montantes et 4 à 6 mm/m dans les pentes descendantes ;
- Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau ;
- Eviter les traversées d'Oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible.

III.4/ Choix du type du matériau de la tuyauterie :

Le choix du matériau des conduites, enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs exigences telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la surcharge (poids lourd) ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service ;
- La nature des réseaux déjà existants.

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et de transport ;
- La disponibilité sur le marché (surtout local).

Une conduite est constituée d'un ensemble des tuyaux assemblés les uns aux autres. Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer :

- ❖ Métalliques : fonte ductile, fonte grise, acier soudable ;
- ❖ A base de ciment : béton armé, amiante-ciment, béton précontraint ;
- ❖ En matière thermoplastique : le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou bas densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante du matériau, qui est le PEHD (polyéthylène haute densité) vu les avantages qu'elle présente :

- Disponibilité sur le marché ;
- Résistance à de grandes pressions (>à 20 bars) ;
- Facile à poser (grande flexibilité) ;
- Longue de la durée de vie prouvée par l'expérience (durée de vie 50 ans à 20°C) ;
- Résiste à la corrosion et se raccorde facilement ;
- Bonne caractéristiques hydrauliques ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;

- Insensible au mouvement du terrain ;
- Se raccorde facilement aux autres réseaux (fonte et acier).

III.5/ Equipements en ligne :

Le long d'une canalisation, divers accessoires sont installés pour :

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

III.5.1/ Les ventouses :

Elles sont installées aux points hauts du réseau d'adduction, les ventouses ont trois fonctions :

- Chasser en permanence l'air contenu dans les conduites ;
- Chasser l'air à grands débits au cours des opérations de remplissage des conduites ;
- Laisser pénétrer l'air à grand débit lors de vidange involontaire de la conduite afin d'éviter la mise en dépression.

Les ventouses sont installées à la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet, et le dimensionnement des ventouses se fait en prenant en compte deux paramètres :

- La pression de fonctionnement ;
- La taille de la ventouse déterminée par celle du circuit d'évacuation de l'air dépend lui-même du débit d'air qui doit être chassé ou introduit dans la conduite.

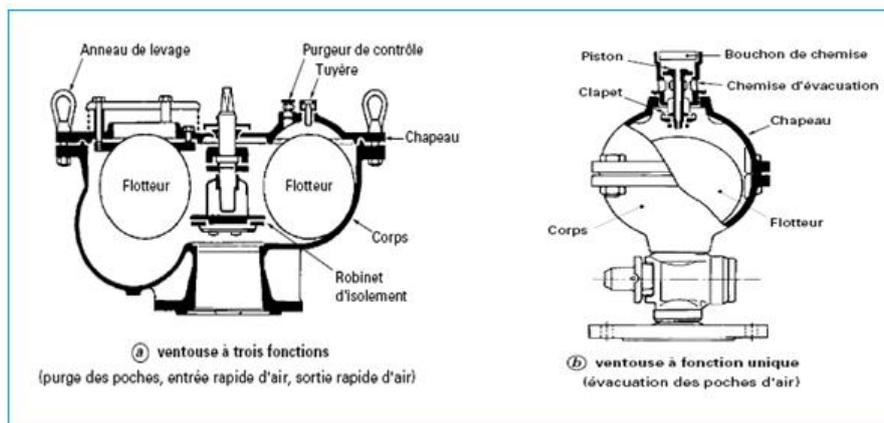


Figure (III -01): Ventouses

III.5.2/ Les vannes :**III.5.2.1/ Robinet vanne :**

Seront placés à la fin de chaque tronçon, ce sont des vannes dites à fermeture lente, leurs manœuvres n'apportent généralement pas de perturbations sensibles dans le réseau (vanne de sectionnement)

III.5.2.2/ Robinet papillon :

Les robinets à papillon sont également prévus sur la ligne de l'adduction en vue de faciliter les réparations. Ces appareils permettent une fermeture beaucoup plus rapide que les robinets ordinaires.



Figure (III -02): Robinet à vanne papillon et opercule

III.5.2.3/ Décharge :

Les décharges servent à protéger les conduites. Elles sont placées aux points bas et sont constituées d'une canalisation piquée sur la génératrice inférieure, aboutissant à un regard en maçonnerie.

III.5.3/ Clapets :

Les clapets ont pour fonction d'empêcher le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. On les dispose principalement aux points de puisage et dans les stations de pompage alimentant une adduction.

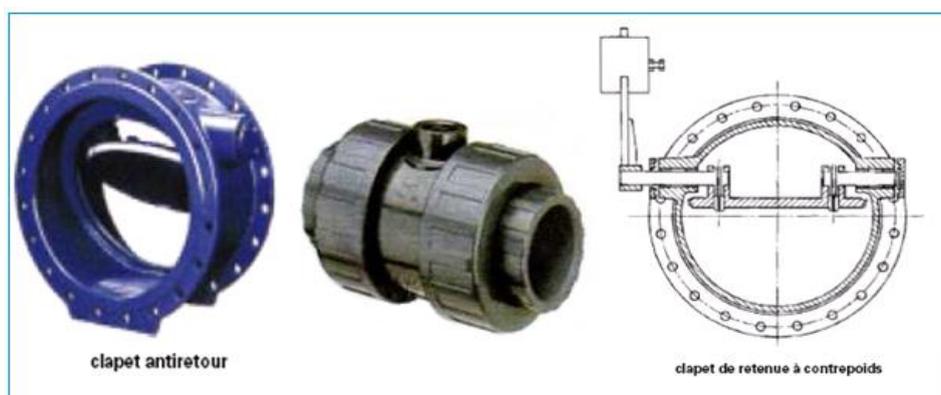


Figure (III -03): Clapet anti retour

III.5.4/ Les pièces spéciales :

Les pièces spéciales sont : cônes, tés, coudes, vannes à flotteur,.....etc. Ces pièces peuvent comporter des brides afin de pouvoir se raccorder aux robinets vanne par exemple.

III.6/ Calcul hydraulique :

1) Cas de refoulement :

Du point de vu économique la conduite de refoulement et la station de pompage sont liés pour élever un débit connu à une hauteur géométrique donnée, il existe une infinité des solutions qui résultent de l'adaptation de la puissance de la pompe au diamètre et à la nature de canalisation de refoulement, c'est-à-dire aux pertes de charge générées qui majeures la puissance d'élévation théorique.

Si l'on tient compte, d'une part de l'investissement conduit qui croit avec le diamètre et d'autre part de cout proportionnel de l'énergie qui comprend une partie fixe (énergie théorique d'élévation) et une partie variable avec la perte de charge qui décroît avec le diamètre, on peut déterminer un diamètre optimal au sens économique. Ce diamètre est alors donné par les dépenses totales d'investissement et d'exploitation minimales.

Bonin et Bresse ont proposés les approches ci-après qui donnent un diamètre économique mais non normalisé en mètre d'une seule conduit refoulant un débit Q en (m^3/s).

$$- D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin}) \quad (\text{III-01})$$

$$- D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bresse}) \quad (\text{III-02})$$

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

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

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

• Autre méthode de détermination du diamètre économique :

Comme on a déjà dit, les formule cités au dessus donnent un diamètre économique non normalisé, mais ils ont l'avantage de nous permet de déterminer une gamme de diamètre normalisée au voisinage du ce diamètre calculé sur la quelle on va baser pour le calcul des dépense totales de la conduite pour le choix du diamètre le plus économique.

❖ Frais d'investissement :

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

$$F_{inv} = P_{rc} * A \quad (\text{III-03})$$

P_{rc} : Prix de la conduite en (DA), conclu les frais de différents équipements de la conduit.

A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{III-04})$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; $i = 8$ % en Algérie ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 30$ ans.

$$A.N : A = \frac{0,08}{(1 + 0,08)^{30} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = \mathbf{0,0888}.$$

Le tableau qui suit présente les frais de pose des conduites : déblais, remblais, pose de lit et les frais d'excavation. On basant sur les données suivantes :

Tableau (III -01): Frais de pose des conduites.

Equipement	Unité	Prix (DA)
Déblai	M ³	400
Remblai	M ³	400
Excavation	M ³	300
Li de pose	M ³	300
Grillage	M.L	18

❖ Frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (H) engendrées dans les canalisations D₁, D₂,..... D_n. Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D₁, D₂,..... D_n.

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donné que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D₁, D₂,..... D_n.

Remarque : après avoir déterminé les frais d'amortissement et d'exploitation, on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation, le choix se tiendra sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

2) Cas gravitaire :

Dans le cas d'un système gravitaire en charge. Le diamètre le plus avantageux de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible (la différence entre le niveau d'eau à l'amont et celui à l'aval) et du débit d'eau demandé. Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite reste acceptable, c'est-à-dire comprise entre 0.50 m/s et 1,50 m/s. Une vitesse inférieure à 0.50 m/s favorise les dépôts dans la conduite, parfois difficiles à évacuer, et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts. D'autre part, les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation : le coup de bélier croit, cavitation et bruits possibles, plus de risques de fuites.

On se base dans le calcul sur l'hypothèse dite que la charge disponible est égale aux pertes de charge (H) engendrées dans les canalisations.

Il est rarement soutirer un diamètre normalisé au proche à être normalisé dans le calcul d'une conduite gravitaire, dans le cas contraire on sera obligé de remplacer notre conduit par deux conduites en série des diamètres D₁ et D₂ dont le diamètre calculé est compris entre ces deux diamètres.

$$D_1 < D < D_2$$

III.7/ Caractéristiques de l'adduction :**1) Hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{III-05})$$

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

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

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

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{III-06})$$

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

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \} * L * Q^2}{f^2 * g * D^5} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach}) \quad (\text{III-07})$$

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

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

$$\text{Avec : } \} = (1,14 - 0,86Ln \frac{V}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{III-08})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\}} = -2 * Log(\frac{V}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\}}) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{III-09})$$

R_e : Nombre de Reynolds.

$$R_e = \frac{V * D}{\epsilon} \quad (\text{III-10})$$

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

ϵ : viscosité cinématique de l'eau ;

ν : Rugosité absolue de la conduite.

2) Puissance de pompage :

$$P = \frac{\dots * g * Hmt * Q}{\gamma} \quad (\text{III-11})$$

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

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

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

γ : rendement de la station de pompage.

3) Energie consommée par le pompage :

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

$$E = P * t * 365 \quad (\text{III-12})$$

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

4) Dépense annuelle de l'énergie :

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

$$K = \text{ * } E. \quad (\text{III-13})$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

: Prix du Kwh, varie trois fois par jour.

Tableau (III -02): Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du Kwh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	6 à 17h et 21 à 22h30	12,5	0,933
Heures de pointes	17 à 21 h	4	4,514
Heures creuses	22h30 à 6heures	7,5	0,403

Source SONALGAZ(2012)

Vu la variation journalière des tarifs du Kwh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 22h/24 heures de 2h du matin jusqu'à minuit. Le prix moyen du Kwh pendant les 22 heures de pompage est tel que :

$$u = \frac{0,403 * 5,5 + 0,933 * 12,5 + 4,514 * 4}{22} \Rightarrow u = 1,45 \text{ DA}$$

III.8/ Proposition des variantes :

Pour l'alimentation des villages sud de Kadiria à partir d' un système de transfère koudiat Acerdoune on a proposé deux variantes de tracé vue la topographie très complexe de la région (terrain montagneux), et de les comparer de point de vu étude préliminaire technico-économique qui est loin d'être précise mais elle va nous permettre de faire le choix de la variante à adopter dans la suite du projet, bien sur c'est celle la moins couteuse mais qui doit assurer le bon fonctionnement de notre adduction.

➤ **Variante N°1 :**

Dans cette variante, les villages sud de Kadiria seront alimentés par un réservoir 800 m³ existant a Nebbah alimenté par un piquage dans la conduite de transfère Koudiat Acerdoune

Une première partie d'adduction gravitaire sur une longueur de 1020 ml vers une station de pompage situé sur la cote 260.58 m.

Une deuxième partie d'adduction en refoulement de la station de pompage vers un réservoir projeté de cote 523 m sur une longueur de 4160 ml.

A partir de ce réservoir projeté commence la distribution vers Kerfala, Beni Maaned, Taktiout et Ouled Laalam.

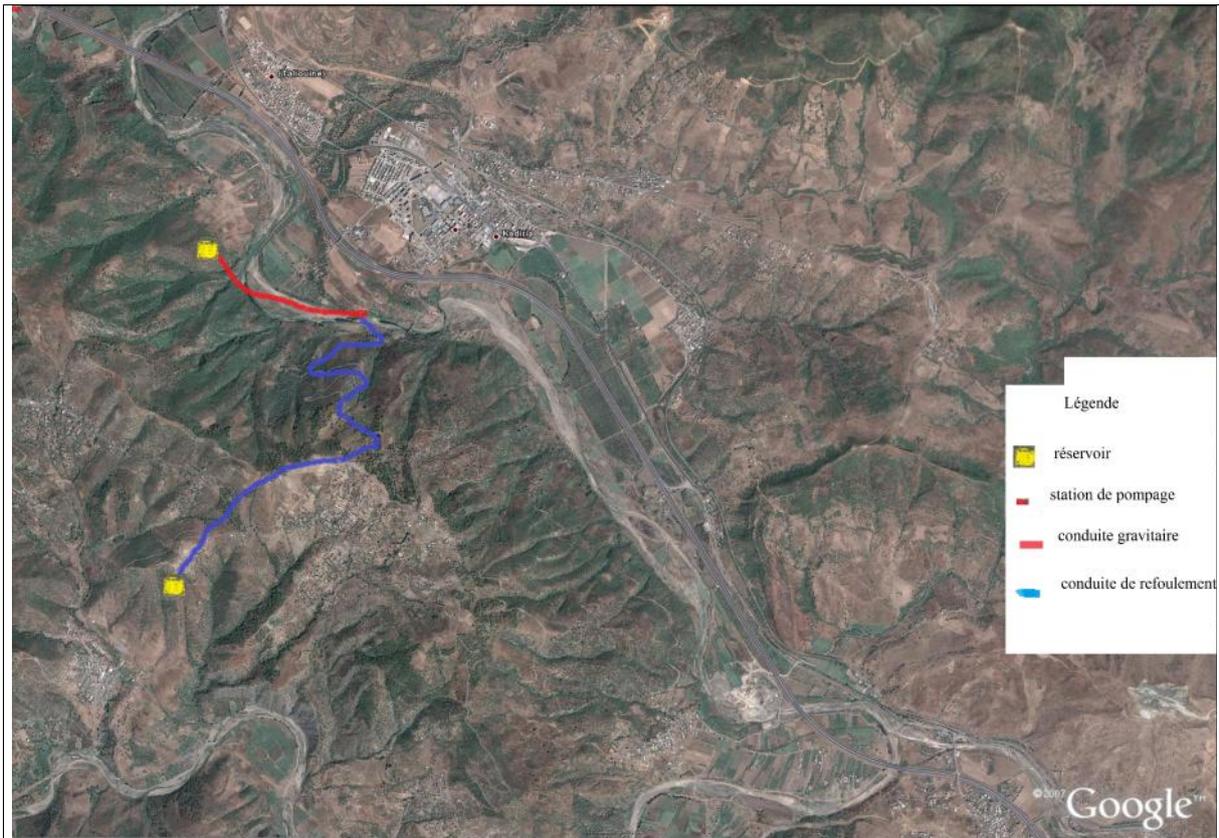


Figure (III -04):Schéma explicatif de la variante N°1

➤ **Variante N°2 :**

Dans cette variante, les villages sud de Kadiria seront alimentés par la station de pompage existante au niveau du village de Boulerbah situé environ 4 km de Kadiria.

Cette station alimentée par un piquage dans la conduite de transfère Koudiat Acerdoune, (cette conduite existe déjà et véhicule un débit de 25 l/s avec un diamètre de 200 mm.) et va refouler les eaux du transfert vers un réservoir principal projeté à Beni Maaned de cote de 545m sur une longueur de 5950ml .A partir de ce réservoir projeté commence la distribution vers Kerfala, Takatiout, Beni Maaned et Ouled Laalam.

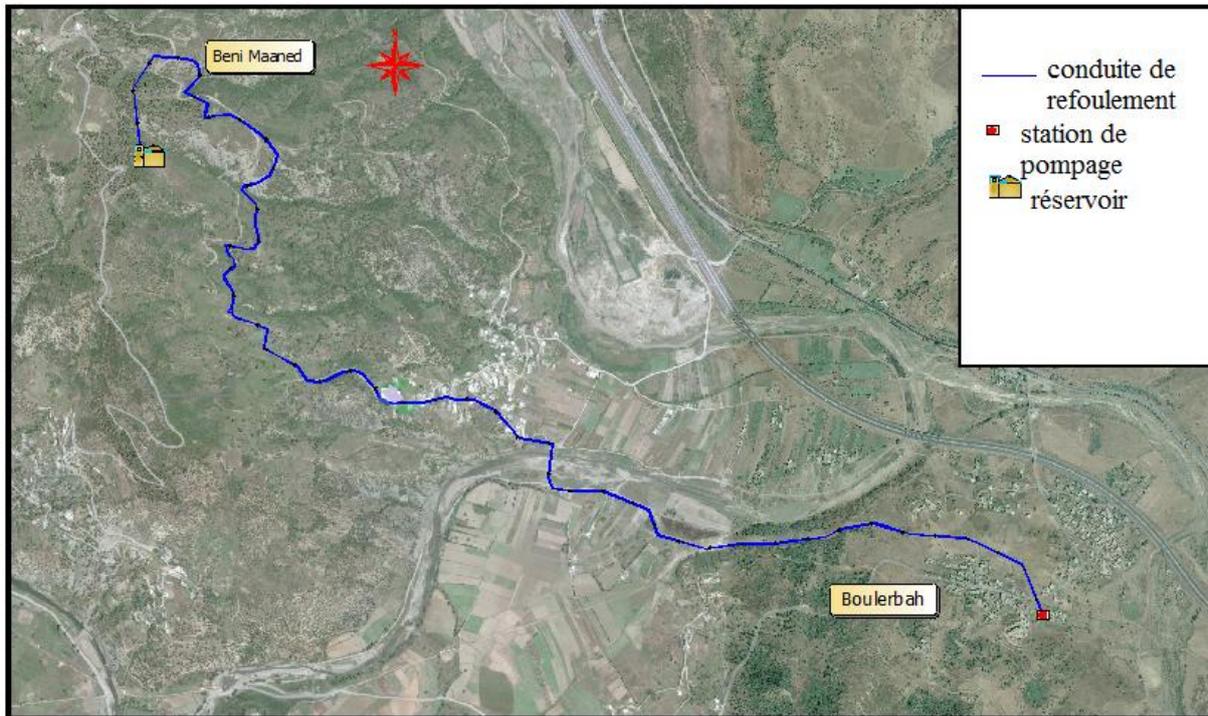


Figure (III -05):Schéma explicatif de la variante N°2

III.8.1/ Etude technico-économique des variantes :

A fin de faire un schéma explicatif des deux variantes du tracé pour l'adduction des villages sud de Kadiria, nous allons donner un descriptif de chaque variante et puis faire sortir les inconvénients et les avantages de chaque tracé.

➤ **La variante N°1 :**

Tableau (III -03): Résultats de calcul des conduites de refoulement pour la variante N°1.

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Hmt S.P (m)	P (Kw)
S.P- R	24,72	4160	157	365,900	110,915

Tableau (III -04): Résultats de calcul de la conduite gravitaire pour la variante N°1.

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)
R Nebbah - S.P	22,66	1020	133

➤ **La variante N°2 :**

Tableau (III -05): Résultats de calcul des conduites de refoulement pour la variante N°2.

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Hmt S.P (m)	P (Kw)
SP-R	24,72	5960	157	352,496	106,852

Tableau (III -06): Tableau récapitulatif des résultats aperçus.

	Variante N°1	Variante N°2
Longueur totale (m)	5180	5960
Longueur gravitaire (m)	1020	0
Diamètre avantageux (mm)	132	0
Longueur refoulement (m)	4160	5960
Diamètre économique (mm)	157	157
Hmt totale (m)	365,900	352,496
Puissance totale (KW)	110,915	106,852

D'après les tableaux descriptifs de chaque variante, on commence par faire une comparaison entre les deux variantes.

Tableau (III -07): Avantages et inconvénients des variantes proposées

N°	Avantages	Inconvénients
Variante N°1	<ul style="list-style-type: none"> ➤ La longueur de la conduite projetée est moins que la deuxième variante 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Tracé très accidenté avec présence de risque de glissement dans certains partie du tracé ce qui entraine l'utilisation de beaucoup de pièces spéciale qui coute très chère pour la conduite en PEHD, et la confection de plusieurs ouvrages de protection de la conduite ce qui aboutit a une réalisation du projet très difficile. ➤ Absence de source électrique pour l'alimentation de certaine station de pompage ce qui inclus la réalisation d'une ligne électrique de moyenne tension qui coute très cher. ➤ Traversé d'OUED ISSER.
Variante N°2	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Tracé moins accidenté par rapport à la 1ere variante. ➤ présence de source électrique pour l'alimentation de ces des stations de pompage ce qui inclus une réalisation moins cher que la première. ➤ Le tracé de la conduite suit des pistes montagneuses existantes ce qui inclut une réalisation du projet moins difficile. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Longueur de l'adduction plus importante par rapport à la 2eme variante.

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que les deux variantes présentent des avantages et d'inconvénients plutôt similaires l'une envers l'autre, et d'après l'étude appliquée sur ces deux variantes, malgré elle est loin d'être exacte et précise nous avons remarqué que le tracé de la première variante est très difficile et parfois impossible à la réalisation. Par contre la deuxième variante présente des avantages pour un bon tracé d'une conduite d'adduction dans une région montagneuse à forte pente.

Donc on peut éliminer la variante N°1, alors que la variante choisie est la deuxième, c'est-à-dire on va étudier une adduction que par refoulement.

III.8.3/ Choix de nombre de stations de reprise:

On fait une étude technico-économique pour choisir le nombre de stations de reprise, on propose trois variantes la première avec une seule station de reprise existante de cote 226m, la deuxième avec deux stations de reprise la première existante et l'autre projeté sur la cote 364,37m et la troisième variante avec trois stations.

➤ **Variante N°1 :** Une seule station de reprise

Tableau (III -08): Résultats de calcul des conduites de refoulement pour la variante N°1.

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Hmt S.P (m)	P (Kw)
S.RP-R	24,72	5960	157	352,496	106,852

➤ **Variante N°2 :** Deux stations de reprise

Tableau (III -09): Résultats de calcul des conduites de refoulement pour la variante N°2.

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Hmt S.P (m)	P (Kw)
S.RP1-S.RP2	24,72	3360	157	159,289	48,285
S.RP2-R500	24,72	2600	157	193,207	58,567

Variante N°3 : Trois stations de reprise**Tableau (III -10): Résultats de calcul des conduites de refoulement pour la variante N°3.**

Tronçon	Débit (l/s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Hmt S.P (m)	P (Kw)
S.RP1-S.RP2	24,72	3050	157	85,989	26,066
S.RP2-S.RP3	24,72	810	157	137,043	41,542
S.RP3-R500	24,72	2100	157	129,464	39,244

III.8.4/ Analyse et choix de la variante :

La première variante prévoit une seule station de reprise pour élever l'eau à une hauteur totale de 315m, ce qui est déconseillé vu la nécessité de mise en place des grands groupes électropompes. Donc la variante N°1 ne peut pas assurer l'alimentation des villages sud de Kadiria de la manière la plus économique.

Les variantes N°2 et N°3 sont à peu près identiques, sauf que la deuxième station de reprise de la deuxième variante est remplacée par deux stations de reprises dans la troisième variante. Les deux variantes permettent l'alimentation des villages sud de Kadiria d'une manière moins coûteuse de côté exploitation, de côté des travaux génie civil la variante N°3 n'est pas économique avec la construction de deux bâtiments de station de reprise mais du côté investissement la variante N°2 n'est pas économique avec l'utilisation des conduites PN25 qui sont très chers et parfois indisponibles dans le marché nationale. Donc la variante N°2 n'est pas acceptable.

Conclusion:

On peut éliminer la variante N°1 et N°2, alors que la variante choisie est la troisième, c'est-à-dire on va étudier une adduction par refoulement avec une station de reprise existante de cote 226m, et deux stations de reprise projetées la première de cote 293m sur une longueur de 3050ml, et la deuxième de cote 425m sur une longueur de 2100ml.

III.8.5/ Dimensionnement de l'adduction pour la variante choisi :

Dans ce qui suit on précisera les détails de calcul et dimensionnement de notre adduction, les différents formule utilisée pour la détermination des longueurs, diamètres des tronçons et les caractéristiques des groupes de pompes projetés.

On a une adduction par refoulement donc le dimensionnement de cette dernière consiste à déterminer le diamètre économique tu : la conduite reliée la station de reprise existante et la première station de reprise projeté, la conduite reliée cette dernière et la deuxième station de reprise projeté, et enfin la conduite relie la deuxième station de reprise projeté et le réservoir dans le but de permettre le remplissage du réservoir sans discontinuité de l'écoulement et sans débordement de l'eau.

- **Débit d'exploitation :**

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

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max}, j}}{t * 3600} \quad (\text{III-14})$$

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

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

t : Durée de fonctionnement de la station par jour.

$$\text{A.N: } Q_{\text{exp, SPR}} = \frac{1958,01}{22 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp, S.R}} = 24,72 \text{ l/s.}$$

- **Analyse de la capacité de la bache d'eau existante :**

Le dimensionnement de la bache d'eau est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max}, j} * t}{22} \quad (\text{III-15})$$

Avec :

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximal journalier total de tous les agglomérations alimentés à partir du la station de reprise ;

T : Temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 22\text{h}$) ;

t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25\text{h}$).

$$\text{A.N : } V_{\text{bache}} = (1958,01 * 0,25 / 22) = 22,250 \text{ m}^3.$$

Donc la capacité de la bache existante est suffisante.

- **Conduite de refoulement :**

Cette conduite relie la station de pompage et le réservoir de Bni Maaned avec une longueur de 5960 m, dont la différence d'altitude est de 315 m, il va véhiculer un débit de 24,72 l/s.

On divise ce tronçon en trois, par la projection de deux stations de reprise ,la première à une cote de 293 m sur une longueur de 3050 et la deuxième a une cote de 425 m sur une longueur de 810m partageant la charge par trois, et on aura trois stations de reprises en série .

- **Tronçon S.RP1-S.RP2 :**

Ce tronçon s'étal sur une longueur de 3050 m, dont la station de reprise existante sur une cote de 226 m, le niveau maximal de l'eau dans la bache d'eau de la station de reprise implantée est à une cote de 295,5 m.

Le diamètre économique sera déterminé par la formule de Bonin :

$$D_{\text{ec}} = \sqrt{Q} = (0,02472)^{1/2}$$

$$D_{\text{ec}} = 157 \text{ mm.}$$

C'est un diamètre économique calculé, qu'on doit le normaliser par la considération de plusieurs diamètres voisins et on calcule les dépenses d'investissement et d'exploitations le diamètre économique est celui qui aura le faible bilan des frais (exploitation et investissement).

Le coefficient de frottement est déterminé par la formule de de Nikuradzé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{V}{D})^{-2}$$

- ϵ : Rugosité totale de la conduite = 0,013 pour le PEHD.

Le nombre de Reynolds : $R_e = \frac{V * D}{\nu}$

- ν : viscosité cinématique de l'eau = $1,1 * 10^{-6}$ à 20 C°.

La perte de charge totale est déterminée par la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{\lambda * L * Q^2}{f^2 * g * D^5}$$

$$h_t = 1,1 * h_p^{lin}$$

La hauteur géométrique : $H_g = C_{TP} - C_{SP} = 295,5 - 226,2 = 69,3$ m.

C_{TP} : la cote du niveau maximal de l'eau dans la bache d'eau (hauteur de la bache est de 2,5m).

C_{SP} : cote de la station de pompage.

La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = H_g + h$.

Tableau (III -11): Calcul de la hauteur manométrique totale (S.RP1-S.RP2).

Diamètre (mm)	e (mm)	Q (l/s)	V (m/s)		L (m)	H_t (m)	H_g (m)	HMT (m)
125	11,4	24,72	3,01	0,01275	3050	193,913	69,3	263,213
160	14,6	24,72	1,84	0,01216	3050	53,857	69,3	123,157
200	18,2	24,72	1,18	0,01166	3050	16,871	69,3	86,171
250	22,7	24,72	0,75	0,01119	3050	5,292	69,3	74,592

Tableau (III -12): Calcul des frais d'investissement (S.RP1-S.RP2).

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix (DA)	Annuité	F_{invs} (DA)
125	1132,44	3050	3453942,00	0,0888	306710,05
160	1428,3	3050	4356315,00	0,0888	386840,77
200	2692,34	3050	8211637,00	0,0888	729193,37
250	4463,65	3050	13614132,50	0,0888	1208934,97

La puissance de la pompe :

$$P = \frac{\dots * g * Hmt * Q}{\gamma}$$

- γ : rendement de la station de pompage = 80%.

Tableau (III -13): Calcul des frais d'exploitation (S.RP1-S.RP2).

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh/an)	F expl (DA)
125	79,787	640693,487	929005,56
160	37,333	299780,798	434682,16
200	26,121	209750,339	304137,99
250	22,611	181567,303	263272,59

Tableau (III -14): Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (S.RP1-S.RP2).

Dex (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
125	929005,56	306710,05	1235715,61
160	434682,16	386840,77	821522,93
200	304137,99	729193,37	1033331,36
250	263272,59	1208934,97	1472207,56

Remarque : après avoir déterminé les dépenses d'investissement et ceux d'exploitation, et on a fait la somme des frais pour calculer le bilan total, on constate que le diamètre économique de ce tronçon est d'ordre de 160 mm avec une vitesse d'écoulement de 1,84 m/s.

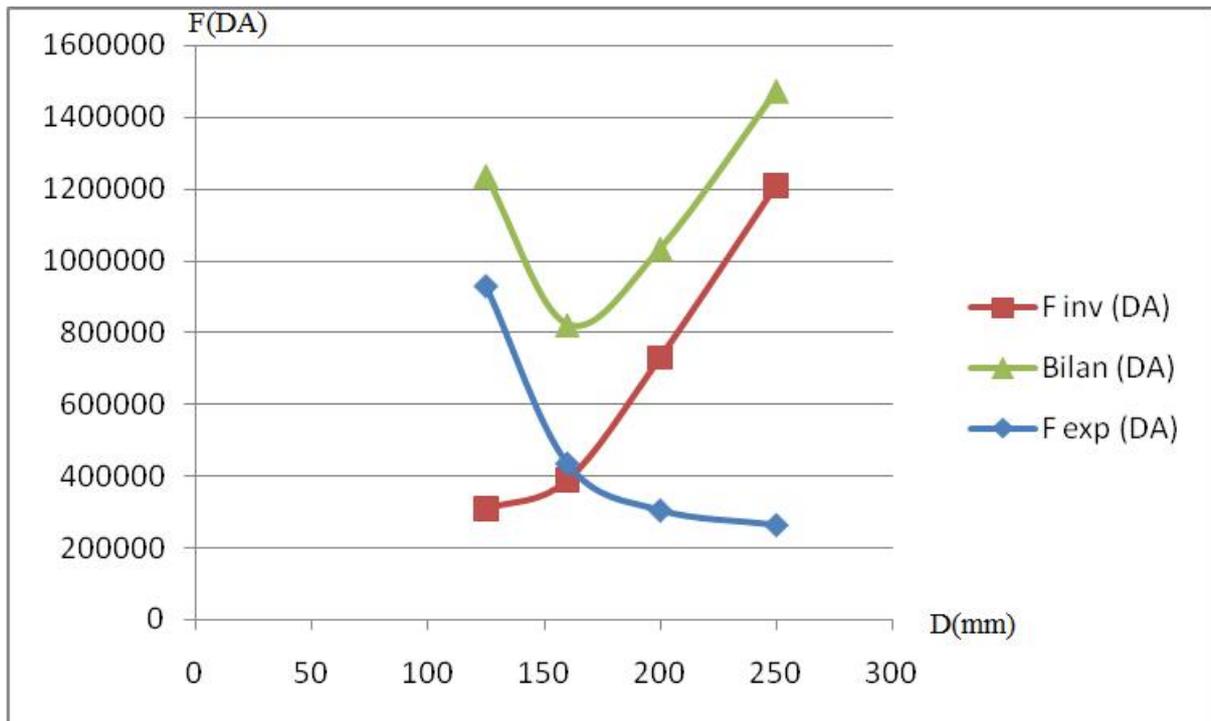


Figure (III -06): Courbe d'optimisation des frais (S.RP1-S.RP2).

• **Tronçon S.RP2-S.RP3 :**

Ce tronçon s'étal sur une longueur de 810 m, il relie la deuxième station de reprise implanté et la troisième. Dont la cote du niveau minimum de l'eau dans la bache d'eau est de 293,20 m et la cote du niveau maximum de l'eau dans la bache de S.RP3 est de 427,5 m.

Le diamètre économique sera déterminé par la formule de Bonin :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} = (0,02472)^{1/2}$$

$$D_{ec} = 157 \text{ mm}$$

La hauteur géométrique : $H_g = C_{Tp} - C_{min} = 427,5 - 293,2$

$$H_g = 134,3 \text{ m.}$$

C_{TP} : la cote du trop plain du réservoir de Bni Maaned ;

C_{SP} : cote du niveau minimal de l'eau dans la bache d'eau.

Tableau (III -15): Calcul de la hauteur manométrique totale (S.RP2-S.RP3).

Diamètre (mm)	e (mm)	Q (l/s)	V (m/s)		L (m)	H _t (m)	H _g (m)	HMT (m)
125	11,4	24,72	3,01	0,01275	810	51,498	134,3	185,798
160	14,6	24,72	1,84	0,01216	810	14,303	134,3	148,603
200	18,2	24,72	1,18	0,01166	810	4,480	134,3	138,780
250	22,7	24,72	0,75	0,01119	810	1,406	134,3	135,706

Tableau (III -16): Calcul des frais d'amortissement (S.RP2-S.RP3).

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
125	1132,44	810	917276,40	0,0888	81454,14
160	1428,3	810	1156923,00	0,0888	102734,76
200	2692,34	810	2180795,40	0,0888	193654,63
250	4463,65	810	3615556,50	0,0888	321061,42

La puissance de la pompe :

$$P = \frac{\dots * g * Hmt * Q}{\gamma}$$

- γ : rendement de la station de pompage =80 %.

Tableau (III -17): Calcul des frais d'exploitation (S.RP2-S.RP3).

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh/an)	F_{expl} (DA)
125	56,321	452256,198	655771,49
160	45,046	361718,73	524492,16
200	42,068	337809,002	489823,05
250	41,136	330324,327	478970,27

Tableau (III -18): Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (S.RP2-S.RP3).

Dex (mm)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
125	655771,49	81454,14	737225,63
160	524492,16	102734,76	627226,92
200	489823,05	193654,63	683477,68
250	478970,27	321061,42	800031,69

Remarque : après avoir déterminé les dépenses d'investissement et ceux d'exploitation, et on a fait la somme des frais pour calculer le bilan total, on constate que le diamètre économique de ce tronçon est d'ordre de 160 mm avec une vitesse d'écoulement de 1,84.

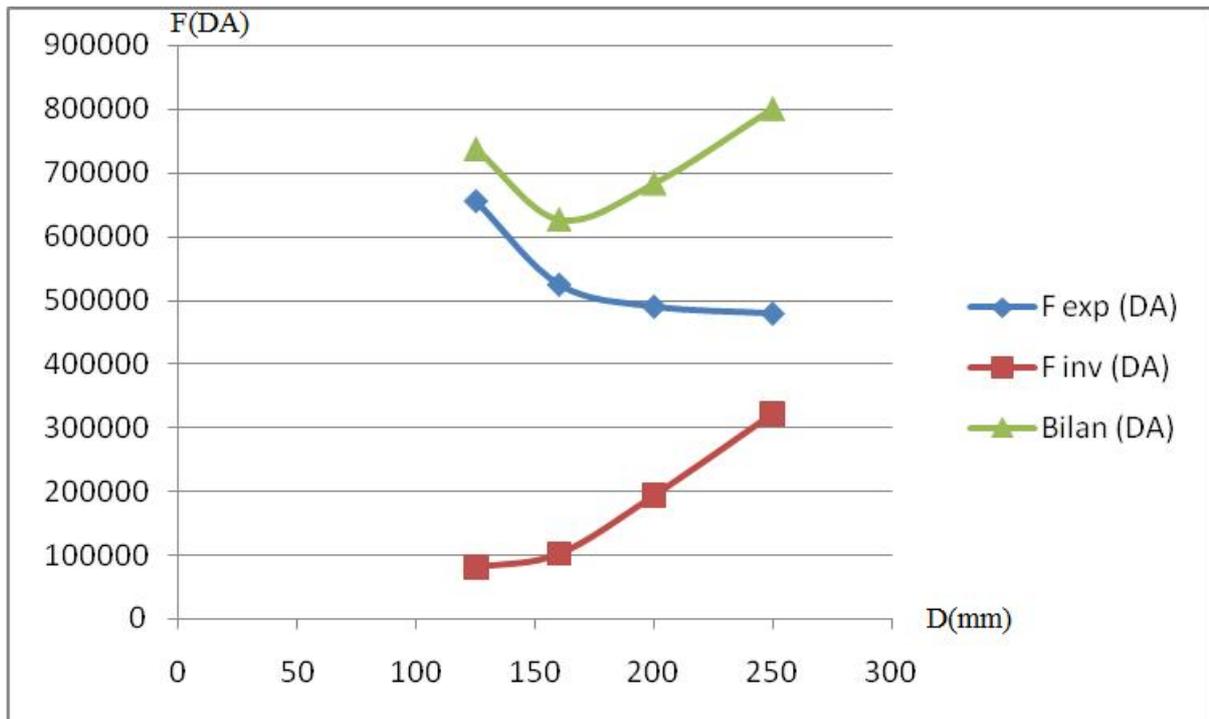


Figure (III -07): Courbe d'optimisation des frais (S.RP2-S.RP3).

• **Tronçon S.RP3-R500 Beni Maaned :**

Ce tronçon s'étal sur une longueur de 2100 m, il relie la troisième station de reprise implanté et le réservoir de Beni Maaned. Dont la cote du niveau minimum de l'eau dans la bache d'eau est de 425,20 m et la cote du trop plain est de 544,81m.

Le diamètre économique sera déterminé par la formule de Bonin :

$$D_{ec} = \sqrt{q} = (0,02472)^{1/2}$$

$$D_{ec} = 157 \text{ mm}$$

La hauteur géométrique : $H_g = C_{TP} - C_{min} = 544,81 - 425,20$

$$H_g = 119,61 \text{ m.}$$

C_{TP} : la cote du trop plain du réservoir de Bni Maaned ;

C_{SP} : cote du niveau minimal de l'eau dans la bache d'eau.

Tableau (III -19): Calcul de la hauteur manométrique totale (S.RP3-R).

Diamètre (mm)	e (mm)	Q (l/s)	V (m/s)		L (m)	H _t (m)	H _g (m)	HMT (m)
125	11,4	24,72	3,01	0,01275	2100	133,514	118,51	252,024
160	14,6	24,72	1,84	0,01216	2100	37,082	118,51	155,592
200	18,2	24,72	1,18	0,01166	2100	11,616	118,51	130,126
250	22,7	24,72	0,75	0,01119	2100	3,644	118,51	122,154

Tableau (III -20): Calcul des frais d'amortissement (S.RP3-R).

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix (DA)	Annuité	F_{amort} (DA)
125	1132,44	2100	2378124,00	0,0888	211177,41
160	1428,3	2100	2999430,00	0,0888	266349,38
200	2692,34	2100	5653914,00	0,0888	502067,56
250	4463,65	2100	9373665,00	0,0888	832381,45

La puissance de la pompe :

$$P = \frac{\dots * g * Hmt * Q}{y}$$

- y : rendement de la station de pompage =80 %.

Tableau (III -21): Calcul des frais d'exploitation (S.RP3-R).

Diamètre (mm)	P (KW)	E (KWh/an)	F_{expl} (DA)
125	76,729	616135,299	893396,18
160	47,498	381408,529	553042,37
200	39,778	319420,344	463159,5
250	37,362	300015,631	435022,66

Tableau (III -22): Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (S.RP3-R).

Dex (mm)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
125	893396,18	211177,41	1104573,6
160	553042,37	266349,38	819391,75
200	463159,5	502067,56	965227,06
250	435022,66	832381,45	1267404,1

Remarque : après avoir déterminé les dépenses d'investissement et ceux d'exploitation, et on a fait la somme des frais pour calculer le bilan total, on constate que le diamètre économique de ce tronçon est d'ordre de 160 mm avec une vitesse d'écoulement de 1,84.

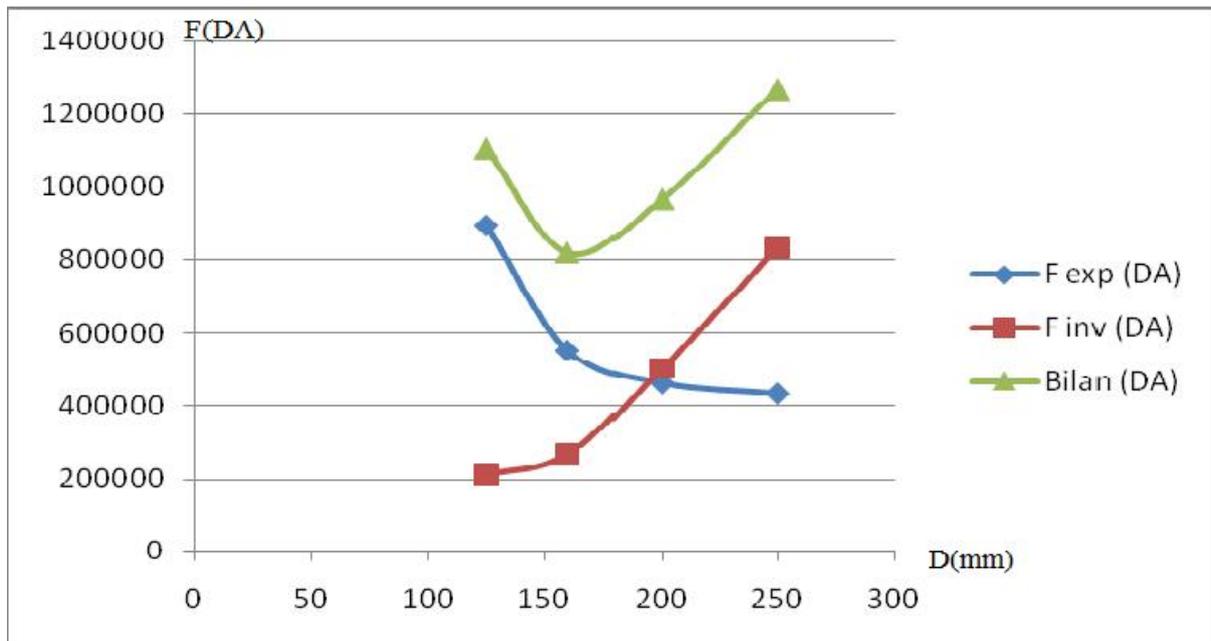


Figure (III -08): Courbe d'optimisation des frais (S.RP3-R500).

Il faut noter que la pression au niveau de ces trois tronçons est inférieure à 16 bars. Donc on peut utiliser des conduites en PEHD PN16.

Tableau (III -23): Tableau récapitulatif de différentes parties de transfert.

	Adduction par refoulement		
	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3
Débit (l/s)	24,72	24,72	24,72
Type d'écoulement	En charge par refoulement	En charge par refoulement	En charge par refoulement
Longueur (m)	3050	810	2100
Diamètre (mm)	160	160	160
Vitesse (m/s)	1,84	1,84	1,84

Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de récapituler ce qui suit : l'adduction sera composée de trois parties les trois sont par refoulement. Une partie de **3050 m** de longueur et de **160 mm** de diamètre relie la première station de reprise existante et la deuxième station de reprise, la deuxième partie de **810 m** de longueur et de **160 mm** de diamètre relie la deuxième station de reprise et la troisième et la troisième partie de **2100 m** de longueur et de **160 mm** de diamètre relie la troisième station de reprise et le réservoir de Beni Maand

CHAPITRE IV

Étude des réservoirs

Introduction :

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de la pression et du débit entre le régime de production et le régime de consommation. Ainsi, un réservoir un ouvrage hydraulique aménagé pour contenir l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, ou à l'usage industrielles.

A cet effet, ils doivent satisfaire certains impératifs, à savoir :

- ❖ La résistance;
- ❖ L'étanchéité;
- ❖ La durabilité.

IV .1/ Fonction des réservoirs :

Les fonctions d'un réservoir dans un système d'alimentation en eau sont de deux natures complémentaires l'une à l'autre à savoir :

- ❖ Des fonctions techniques ;
- ❖ Des fonctions économiques.

IV .1.1/ Fonctions techniques d'un réservoir :

- ❖ Régularité dans le fonctionnement du pompage où les pompes vont refouler suivant un régime constant.
- ❖ Assurer la continuité de l'approvisionnement étant donné les répercussions susceptibles d'être provoquées par un arrêt de distribution de l'eau conséquent à un arrêt de pompage suite à :
 - Un accident au niveau de la conduite principale d'adduction, ou même un simple nettoyage ;
 - Un accident au niveau de la prise d'eau ;
 - Une coupure d'électricité.

En plus de sa, les réservoirs ont d'autre fonction :

- Le réservoir est un régulateur de pression et de débit.
- Le réservoir joue le rôle d'un réacteur chimique à la sortie d'une usine de traitement.
- Les réservoirs assurent un volume d'eau pour combattre les incendies.

IV .1.2/ Fonctions économiques d'un réservoir :

Le réservoir est permettre, de réduire les dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes, et arrêt de pompage pendant les heures creuses de la sonelgaz.

IV .2/ Classifications des réservoirs :

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

IV .2.1/ Classification selon le matériau de construction :

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- ❖ Réservoir métallique ;
- ❖ Réservoir en maçonnerie ;
- ❖ Réservoir en béton armé ou précontraint.

IV .2.2/ Classification selon la situation des lieux :

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

- ❖ Réservoir en terre ;
- ❖ Réservoir semi-enterré ;
- ❖ Réservoir sur élevés ou sur tour.

IV .2.3/ Classification selon l'usage :

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- ❖ Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- ❖ Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- ❖ Réservoir de traitement.

IV .2.4/ Classification selon la forme géométrique :

Généralement on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

- ❖ Réservoir cylindrique ;
- ❖ Réservoir rectangulaire (carré) ;
- ❖ Forme quelconque (sphérique, conique, ...).

IV .2.5/ Les réservoirs en charge (sous pression) :

Ces réservoirs maintiennent une pression supérieure à la pression atmosphérique au dessus du plan d'eau par un dispositif de compression. On les retrouve généralement dans le cas d'une injection directe par pompage dans le réseau.

Remarque :

Il existe aussi des réservoirs associés de supprimeur en gardant la surface du plan d'eau libre, comme exemple le cas d'un réservoir sur tour alimenté par des supprimeurs à partir d'une bache d'accumulation.

IV .3/ Choix du type de réservoir:

Vu l'importance du volume d'eau du réservoir et le relief accidenté de la zone d'étude et en raison des avantages qu'ils présentent, les réservoirs du type: circulaires et semi-enterrés sont choisis.

Avantage :

- ❖ Economie sur les frais de construction ;
- ❖ Etude architecturale très simplifiée;
- ❖ Étanchéité plus facile à réaliser ;
- ❖ Conservation à une température constante de l'eau emmagasinée.

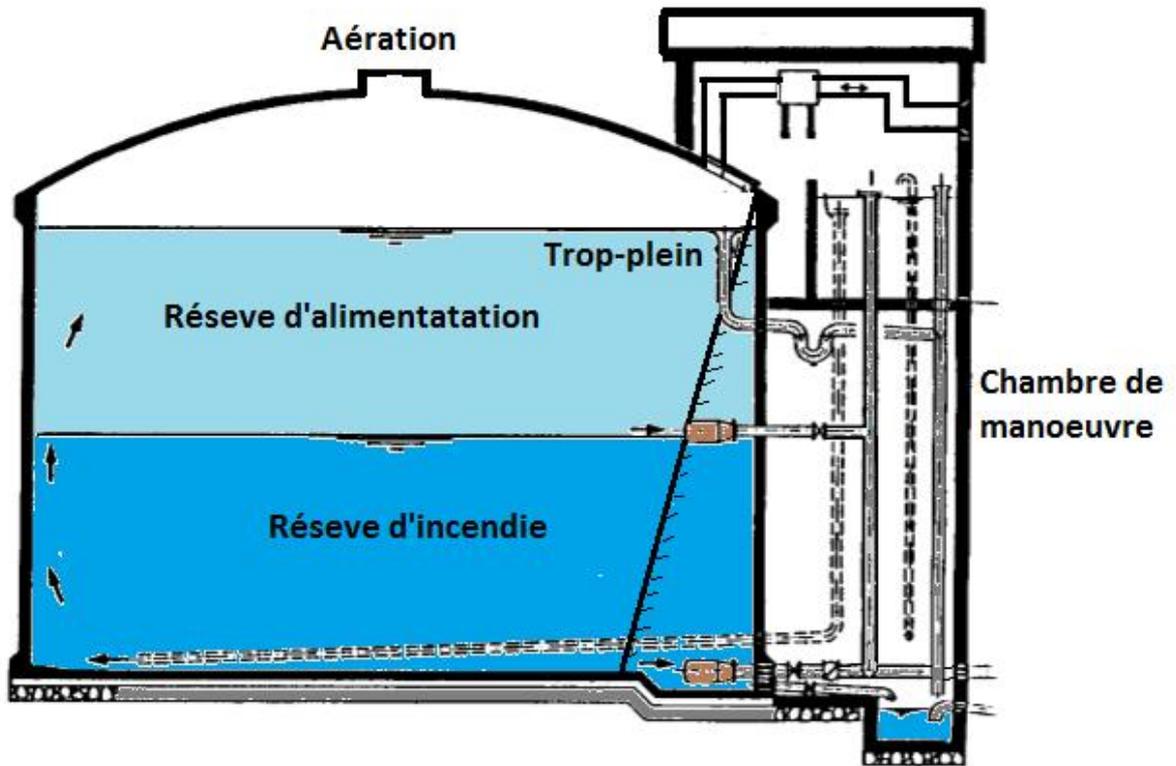


Figure (IV -01): Coupe d'un réservoir circulaire semi enterré

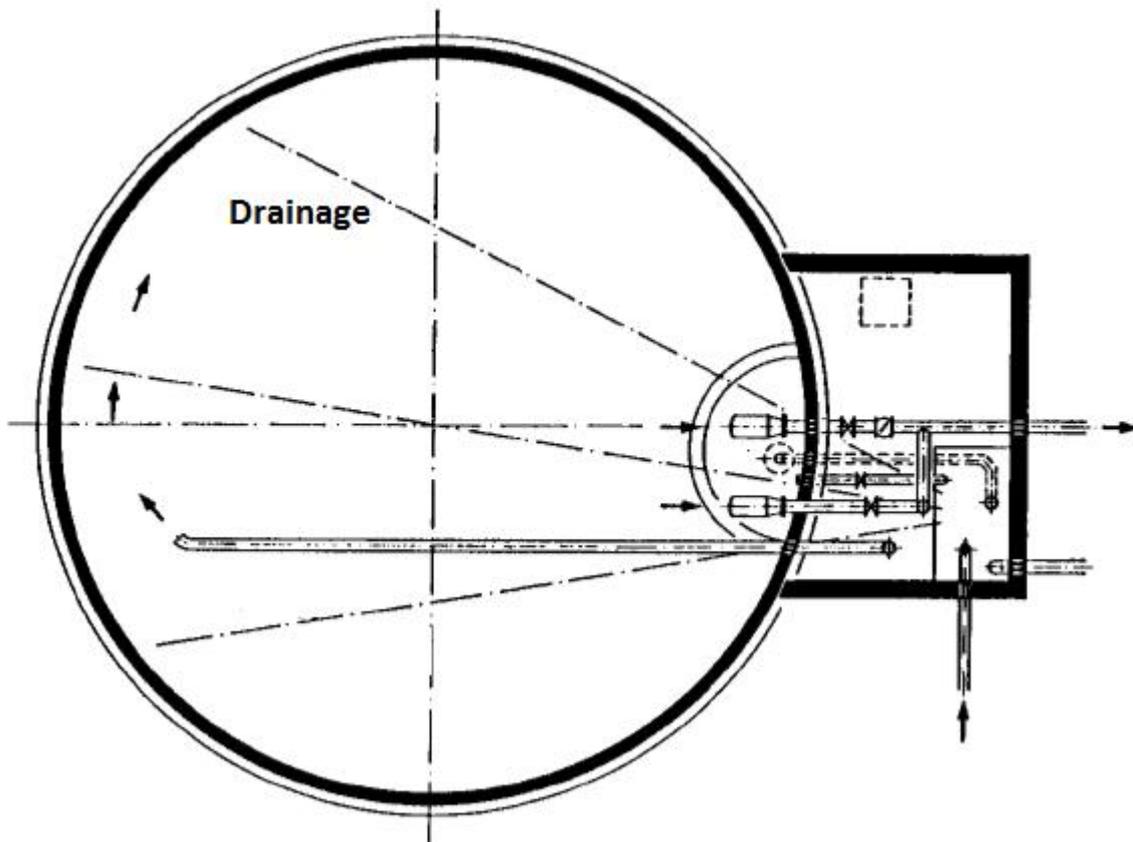


Figure (IV -02): Coupe transversal d'un réservoir circulaire semi enterré

IV .4/ Emplacement des réservoirs:

L'emplacement du réservoir est conditionné par les valeurs de pressions dans le réseau de distribution, mais on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau. Dans notre cas le niveau de la source se situe plus bas que le niveau de l'agglomération. Ce qui implique le remplissage se fera par refoulement (pompage) ;

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, et le réservoir doit être construit plus proche de l'agglomération pour réduire les pertes de charges dans le réseau de distribution ;

- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau soit à proximité du centre important de consommation ;

- La côte radier du réservoir doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau ;

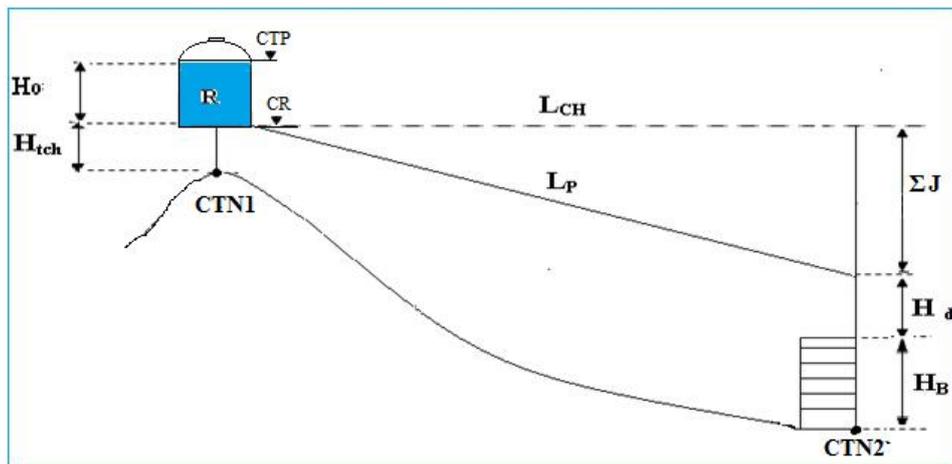


Figure (IV -03): Emplacement du réservoir dans une agglomération

Pour choisir l'emplacement du réservoir, on doit tenir en compte la relation suivante :

$$CR = CTN1 + H_{tch} = H_B + H_d + J$$

Avec:

- H_0 : Hauteur d'eau dans le réservoir ;
- H_{tch} : Hauteur d'élevation ;
- $CTN1$: Côte du terrain naturel au niveau de réservoir ;
- $CTN2$: Côte du point critique (Côte du terrain naturel) ;
- L_{CH} : La ligne de charge ;
- L_P : La ligne piézométrique ;
- H_B : Hauteur du bâtiment ;
- H_d : Hauteur demandé ;
- J : Les pertes de charge de réservoir jusqu'au point critique ;
- CTP : côte de trop-plein ;
- CR : côte radier.

IV .5/ Equipements des réservoirs :

L'équipement des réservoirs sont présentés dans la figure ci-dessus :

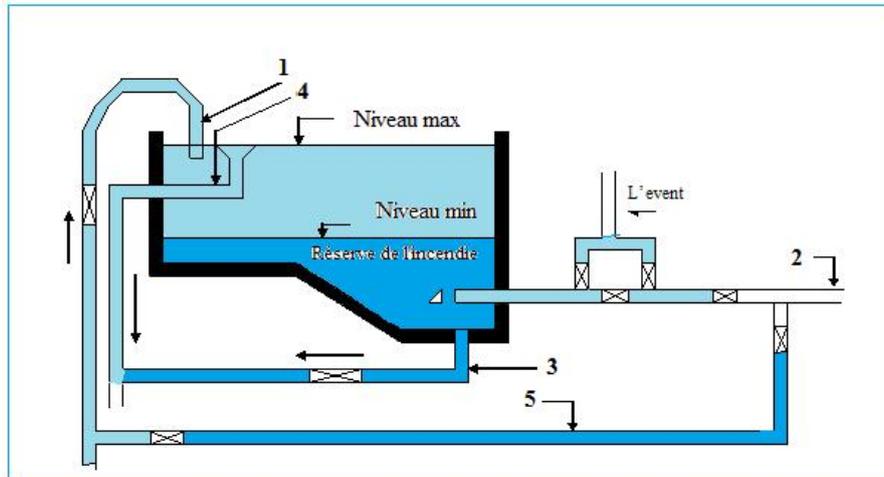


Figure (IV -04): Equipement du réservoir

Avec :

- 1 : D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- 2 : Une conduite de départ ou de distribution ;
- 3 : Une conduite de vidange ;
- 4 : Une conduite de trop-plein ;
- 5 : Conduit by-passe.

IV .5.1/ Conduite d'arrivée ou d'adduction :

L'arrivée de la conduite d'adduction dans le réservoir doit se faire au-dessus de la surface libre (par sur verse), cela permettra le maintient du couple Q, H de la pompe constant, et une bonne aération de l'eau. L'installation d'un robinet flotteur interrompe l'arrivée de l'eau quand le réservoir atteint son niveau maximum.

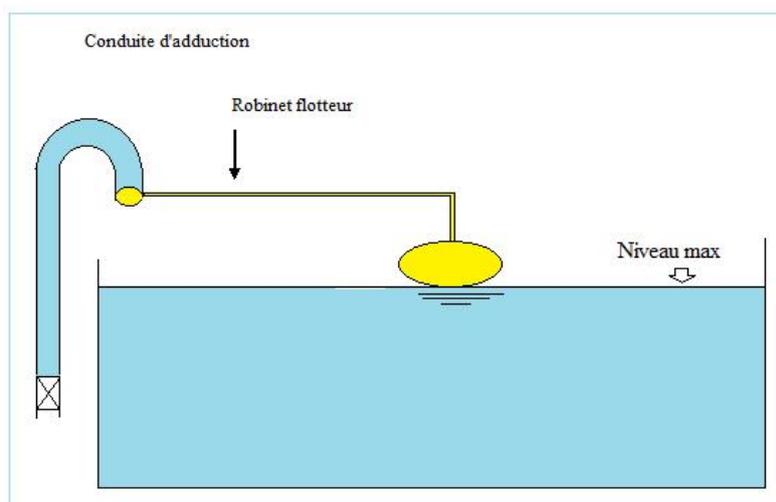


Figure (IV -05): Conduite d'arrivée par sur verse

IV .5.2/ Conduite de départ ou de distribution :

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15 à 20 cm) au dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction des boues ou des sables. L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène du vortex (pénétration d'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

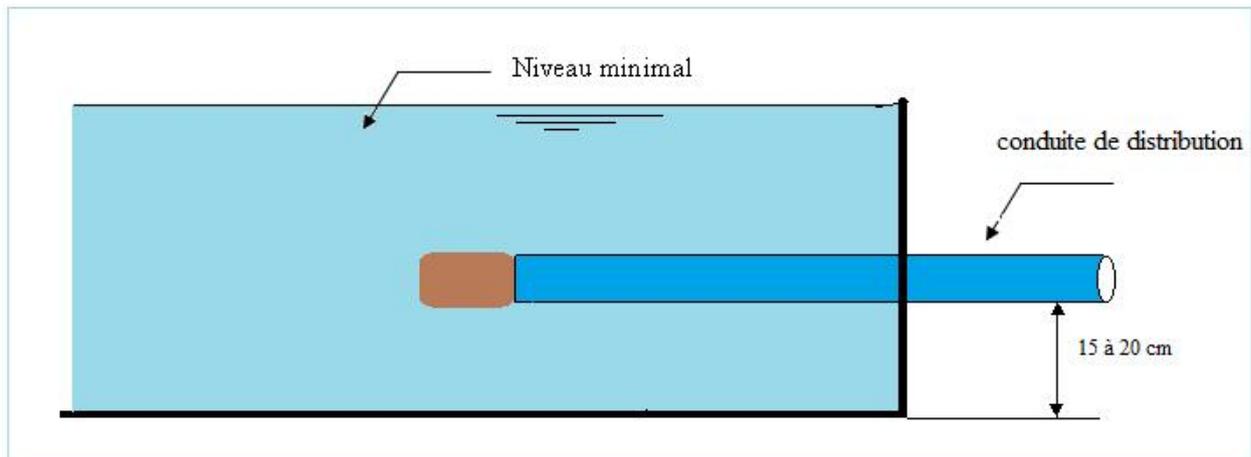


Figure (IV -06): Conduite de distribution

IV .5.3/ Conduite du trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir quand le robinet flotteur ne fonctionne pas, elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir. Elle débouchera sur un exutoire voisin par mesure de précaution d'une éventuelle pollution ou introduction d'insectes ou moustiques. Cette conduite, constitué d'un siphon à l'extrémité.

IV .5.4/ Conduites de vidange :

Elle permet la vidange du château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations. Il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite, généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne, qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

IV .5.5/ Conduit by-pass:

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir non compartimenté (fig. IV-07), il suffit de disposer d'un bay-passe reliant la conduite d'amenée à la conduite de départ. En marche normale les vannes 1 et 3 sont ouvertes, la vanne 2 est fermée ; au contraire, pendant que le réservoir est vide, la vanne 2 est ouverte et les vannes 1 et 3 fermées.

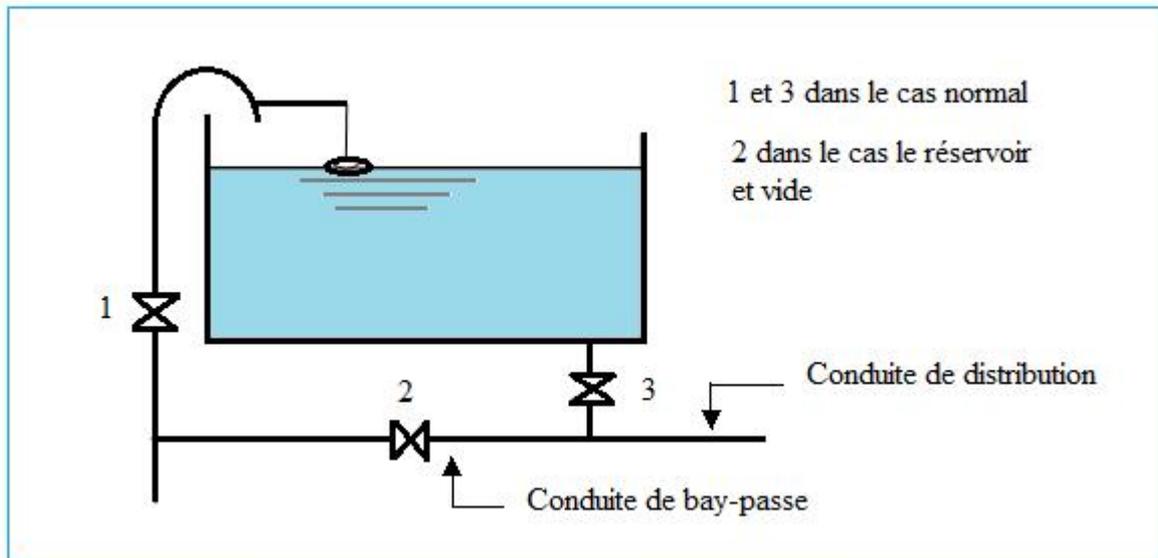


Figure (IV -07): La conduite de bay-passe

IV .5.6/ Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la vanterie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

On a deux systèmes :

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

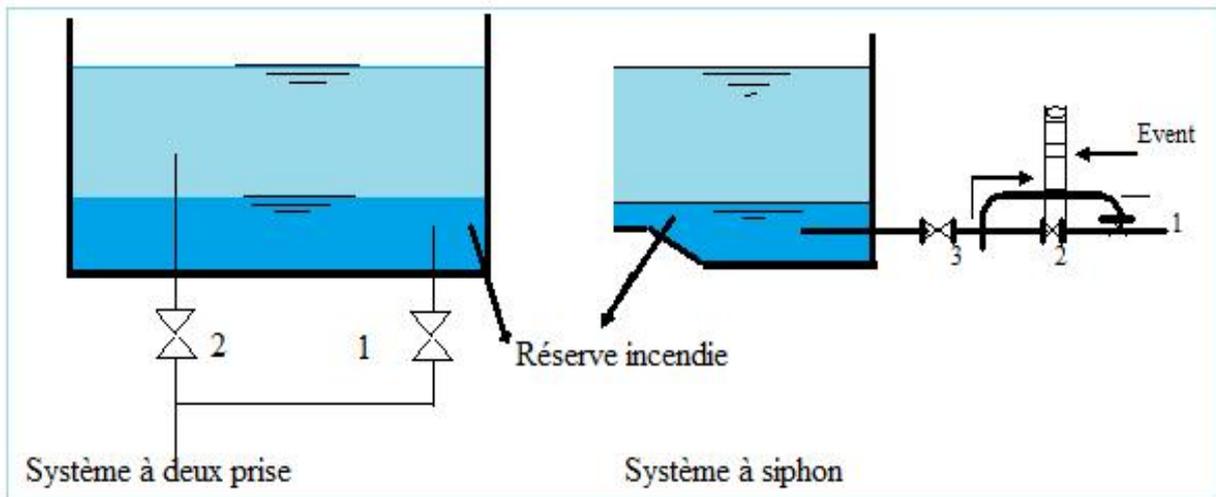


Figure (IV -08): Systèmes de l'incendie

IV .5.7/ Les joints d'étanchéité :

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

IV .5.8/ Système de canalisations :

- **Conduite** : les conduites sont de forme circulaire en fonte ductile, caractérisée par d'excellentes propriétés mécaniques (déformabilité, résistance à la corrosion).
- **Coudes et TE** : Ils sont placés dans la tuyauterie ; le coude permet le changement de direction, le TE permet la prise de canalisation secondaire sur la conduite principale.
- **Vannes** : On prévoit des vannes au niveau de la conduite d'adduction afin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie. A la sortie de la conduite de départ, on admet des vannes papillons (à survitesse) ; utile en cas de vidange rapide.
- **Crépines** : leurs rôles est d'arrêter les corps étrangers qui peuvent exister dans l'eau et qui peuvent endommager le système de canalisation.
- **Robinet flotteur** : Il permet de maintenir à un niveau déterminé le plan d'eau dans la cuve et ceci en fermant la conduite d'arrivée quand ce niveau est atteint.

IV .6/ Caractéristiques du réservoir :

Le réservoir doit présenter les caractéristiques suivantes :

- ❖ Etanchéité parfaite des parois intérieures.
- ❖ Résistance contre les pressions de l'eau contre les parois.
- ❖ Résistance au contact de l'eau (attaque chimique du béton).
- ❖ Une hauteur moyenne de 3 à 6m.

IV .7/ Capacité du réservoir et la station de reprise :

IV .7.1/ Le réservoir :

Pour satisfaire aux rôles qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante. La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes :

- ❖ Méthode analytique ;
- ❖ Méthode graphique.

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique.

a- Le volume max du réservoir :

Le volume maximal de stockage du réservoir est donné par la formule suivante :

$$V_{\max} = \frac{P\% \times Q_{\max, j}}{100} \quad (\text{IV-01})$$

Avec :

- V_{\max} : Volume maximal de stockage (m^3) ;
- $P\%$: Résidu maximal journalier (%) ;
- $Q_{\max, j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j).

La valeur de ($P\%$) est déterminé par :

$$P_{\max} \% = \frac{V^+}{V^-} \quad (\text{IV-02})$$

b- Le volume total du réservoir :

Pour le calcul du volume total (V_T) du réservoir, la réserve d'incendie sera prise en compte, donc ce volume total est donné par :

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{IV-03})$$

Avec :

- V_T : Volume total de réservoir (m^3) ;
- V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie ($V_{\text{inc}} = 120\text{m}^3$).

IV .7.2/ La station de reprise :

La station de reprise est un réservoir de petite dimension équipée d'une station de pompage permettant le renflement d'un point bas vers le point le plus haut, leur dimensionnement sera déterminé selon le temps nécessaire. Pour des stations circulaires un temps de 10 à 20 minutes.

La station de reprise est dimensionnée par la formule suivante :

$$V_{\text{sr}} = Q_{\max, j} \times t \quad (\text{IV-04})$$

Avec :

- V_{sr} : Volume de la station de reprise (m^3) ;
- t : Temps nécessaires pour maintenir la crépine en charge, en général $t = (1/4)$ heure ;
- $Q_{\max, j}$: Débit maximum journalier.

IV .8/ Dimensionnements des réservoirs et les stations de reprise :**IV .8.1/ Le réservoir d'alimentation (R) :**

Ce réservoir est destiné à l'alimentation des villages sud de Kadiria alimenté par la station de reprise S.RP3.

Tableau (IV -01): Détermination de la capacité du stockage du réservoir R.

Heures	Consommation de l'eau en %	Refoulement de l'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
1 - 2	0,75	0	-	0,75	7,65
2 - 3	0,75	0	-	0,75	6,9
3 - 4	01	4,54	3,54	-	6,15
3 - 4	01	4,54	3,54	-	9,96
4 - 5	03	4,54	1,54	-	13,23
5 - 6	5,5	4,54	-	0,96	14,77
6 - 7	5,5	4,54	-	0,96	13,81
7 - 8	5,5	4,54	-	0,96	12,85
8 - 9	3,5	4,54	1,04	-	11,89
9 - 10	3,5	4,54	1,04	-	12,93
10 - 11	06	4,54	-	1,46	13,97
11 - 12	8,5	4,54	-	3,96	12,51
12 - 13	8,5	4,55	-	3,96	8,55
13 - 14	06	4,55	-	1,45	4,59
14 - 15	05	4,55	-	0,45	3,14
15 - 16	05	4,55	-	0,45	2,69
16 - 17	3,5	4,55	1,05	-	2,24
17 - 19	3,5	4,55	1,05	-	3,29
18 - 19	06	4,55	-	1,45	4,34
19 - 20	06	4,55	-	1,45	2,89
20 - 21	06	4,55	-	1,45	1,44
21 - 22	03	4,55	1,55	-	0
22 - 23	02	4,55	2,55	-	1,55
23 - 24	01	4,55	3,55	-	4,1

Tableau (IV -02): Résultat de calcul du volume total de stockage.

Paramètres	$Q_{max, j}$ (m ³ /j)	A (%)	V_u (m ³)	V_{inc} (m ³)	V_t (m ³)
Résultats	1958,01	14,77	289,20	120	409,20

Après la normalisation du volume totale du réservoir on a trouvé que la capacité de stockage nécessaire est de 500 m^3 .

❖ **Les dimensionnements du réservoir R1 :**

Calcul du Diamètre :

$h = [3: 6] \text{ m}$, → on prend $h = 4.0 \text{ m}$

$$V = S \times h = \frac{f \times D^2}{4} \times h \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V}{f \times h}} = \sqrt{\frac{(4 \times 500)}{f \times 4}} = 12.62 \text{ m}.$$

On prend : $D = 12 \text{ m} \rightarrow h = 4,42 \text{ m}$.

❖ **Calcul de la hauteur du réservoir :**

La hauteur du réservoir est calculé moyennement par la formule : $H=h+R$

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend $R=0,34$

$$H=4,42+0,34=4,76 \text{ m}$$

❖ **Calcul de la hauteur d'incendie :**

$$\text{On a : } V_{\text{inc}}=120 \text{ m}^3, \text{ et } D = 12 \text{ m} \rightarrow H_{\text{inc}} = \frac{(4 \times V_{\text{inc}})}{(f \times D^2)} = \frac{(4 \times 120)}{(f \times 12^2)} = 1.06 \text{ m}$$

Calcul la hauteur d'eau disponible (à desservir) :

$$H_d = h - h_{\text{inc}} = 4.42 - 1.06 = 3.36 \text{ m}$$

IV .8.2/ La bache de la station de reprise S.RP1:

$$Q_{\text{max.j}} = 1958.01 \text{ m}^3/\text{j};$$

Pour notre cas on prend $t=15 \text{ mn} = \frac{1}{4} \text{ heure}$.

$$\text{Donc : } V_{\text{SR}} = \frac{1958.01}{22} \times \frac{1}{4} = 22.25 \text{ m}^3.$$

On prend $V_{\text{SR}} = 50 \text{ m}^3$.

La capacité de cette bache est de 50 m^3 , d'où la bache de la station de pompage existante ayant une capacité de 50 m^3 est suffisante. Les dimensions de cette dernière sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (IV -03): Les dimensions de la bache de station de pompage S.RP1 existante

Les dimensions	Capacité (m^3)	La hauteur (m)	Le diamètre (m)
STR1	50	2.5	5

III.8.3/ Les bâches de stations de reprise S.RP2 et S.RP3 :

$$Q_{\text{max.j}} = 1958.01 \text{ m}^3/\text{j};$$

Pour notre cas on prend $t=25 \text{ mn} = \frac{1}{4} \text{ heure}$.

Donc :

$$V_{sr} = \frac{1958.01}{22} \times \frac{1}{4} = 22.25 \text{ m}^3.$$

On prend $V_{sr} = 50 \text{ m}^3$.

❖ **Calcul de Diamètre :**

On prend $H = 2.5 \text{ m}$.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_{sr}}{f \times H}} = \sqrt{\frac{(4 \times 50)}{f \times 2.5}} = 5 \text{ m}.$$

Donc : $D = 5 \text{ m}$.

Après avoir effectué tous les calculs sur les dimensionnements des réservoirs, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau (IV -04): Tableau récapitulatif sur les dimensionnements des réservoirs

Ouvrage de stockage	Région d'alimentation	Capacité (m ³)	Hauteur (m)	Diamètre (m)	observation
Réservoir R	Alimentation des villages sud de kadiria	500	4,42	12	Réservoir projeté
Bâche de S.RP1	Refouler vers S.RP2	50	2,5	5	Station de reprise existante
Bâche de S.RP2	Refouler vers S.RP3	50	2,5	5	Station de reprise projetée
Bâche de S.RP3	Refouler vers le réservoir R500	50	2,5	5	Station de reprise projetée

Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons déterminé le volume et les dimensions des différents ouvrages de stockage de telle façon notre système d'adduction fonctionne dans des bonnes conditions.

CHAPITRE V

Etude de pompage

Introduction :

On appelle pompe tout appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression, pour le refouler vers une région à plus grande pression.

Ainsi d'après cette définition on peut dire que le rôle de la pompe consiste à augmenter la pression du fluide liquide.

L'augmentation de la pression du fluide véhiculé par la pompe a lieu à la suite de la transformation de l'énergie mécanique fournie par un moteur entraînant cette pompe en une augmentation de l'énergie hydraulique qui est acquise par le liquide entre l'entrée et la sortie de la pompe.

V.1/ Classification des pompes :

Les pompes sont classées suivant le mode de déplacement des liquides à l'intérieur des pompes. Nous distinguons deux grandes catégories :

❖ Les turbopompes (pompe centrifuge) :

Elles sont caractérisées par un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement au moyen d'un élément principale qu'on appelle la roue à aubes ou rotor.

❖ Les pompes volumétriques :

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

- Translation ;
- Rotation ;
- Ou mixte (translation et rotation).

V.2/ Les turbopompes :

Les turbopompes sont actuellement les plus employées dans le domaine de l'hydraulique, les principales raisons de ce choix sont les suivantes :

- L'encombrement des turbopompes est environ huit fois moindre que celui des pompes Volumétriques ;
- Les frais entretiens d'une turbopompe sont peu élevés ;
- Leur entraînement par un moteur électrique.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- ❖ Suivant le type de rotor et son mode d'action. On distingue:
 - Les pompes centrifuges radiales ;
 - Les pompes axiales ;

- Les pompes hélico-centrifuges.

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire du liquide à l'intérieur de la roue.

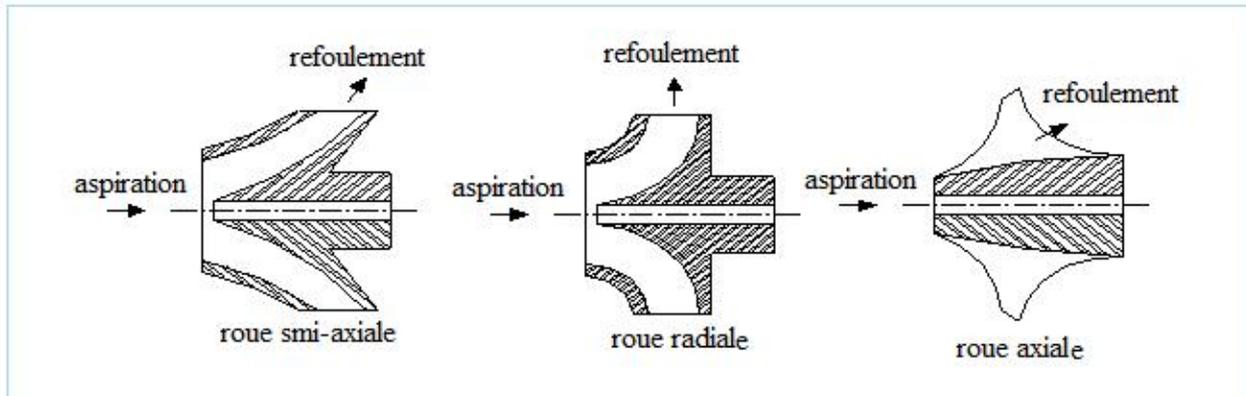


Figure (V-01) : les types de roues d'une pompe centrifuge

- ❖ Suivant le nombre de roue :
 - Monocellulaire ;
 - Multicellulaire.
- ❖ Suivant la position de son axe :
 - Pompe à axe horizontal ;
 - Pompe à axe vertical.

V.3/ Les caractéristiques d'une pompe centrifuge :

Les principales caractéristiques d'une pompe centrifuge sont :

- La hauteur manométrique totale (d'élévation) ;
- Le débit à refouler (Q) ;
- La puissance et le rendement ;
- La vitesse spécifique.

V.4/ Choix du nombre de pompe :

Il est à noter que le choix de type de pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

- ✓ Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur manométrique appelée HMT ;
- ✓ Meilleur rendement ;
- ✓ Vérifier la condition de non cavitation ;
- ✓ Encombrement et poids les plus faibles ;
- ✓ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- ✓ Être fabriquée en série ;
- ✓ La disponibilité, surtout sur le marché national.

Par ailleurs le choix du nombre de pompe doit respecter les critères suivants :

- ✓ nombre minimale de pompes ;
- ✓ le rendement maximal ;
- ✓ puissance absorbée minimale ;
- ✓ (NPSH)_r minimal ;
- ✓ La vitesse de rotation importante.

L'ensemble de ces pompes dans les stations peut présenter l'un des deux modes de couplage suivants ou les deux à la fois :

V.4.1/ Couplage en série :

Dans ce cas, les pompes sont placées sur la même conduite l'une après l'autre et le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe de celle d'après pour avoir au niveau de la sortie de la dernière une hauteur d'élévation égale à la somme des hauteurs de l'ensemble de la série, en gardant le débit sensiblement constant.

Ce mode est utilisé pour des hauteurs d'élévation importantes ou des hauteurs d'élévation variables dans le temps.

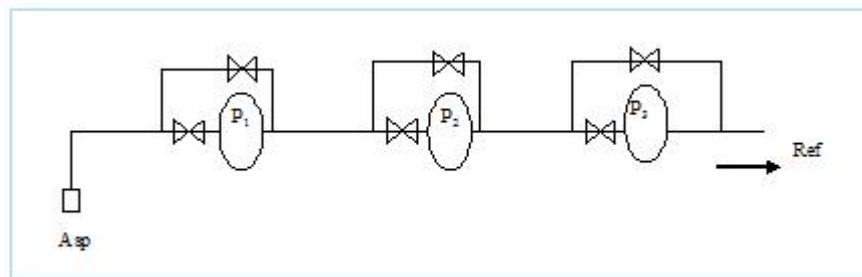


Figure (V-02) : Couplage en série d'une pompe centrifuge

V.4.2 / Couplage en parallèle :

Dans ce cas, les pompes n'ont aucune communication entre elles, ce qu'elles ont de commun est ce qu'elles refoulent dans la même conduite avec des débits pas forcément égaux de l'une à l'autre, ce qui fait que le débit de la conduite de refoulement est égal à la somme des débits refoulés par l'ensemble des pompes en parallèle.

Il est recommandé que toutes les pompes aient la même hauteur d'élévation.

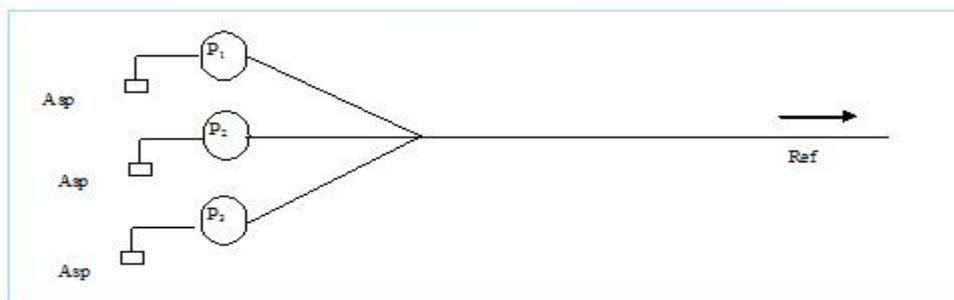


Figure (V-03) : Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge

V.5/ Choix des pompes :

Le débit souhaité, ainsi que sa hauteur manométrique correspondante sont rapportés sur les courbes caractéristiques de différentes pompes possibles (données par le constructeur).

Ces caractéristiques permettent de choisir le type de pompe convenable. Un grand intérêt est porté sur le choix d'une pompe susceptible de fonctionner dans la zone de son rendement maximal conduisant au coût le plus faible du mètre cube d'eau à élever.

Dans notre étude, le choix des pompes s'est porté sur les pompes centrifuges à axe horizontal.

V.6/ Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge :

Les courbes caractéristiques d'une pompe sont :

- La courbe de la hauteur nette d'élévation ou encore courbe débit/hauteur (ou débit/pression) $H=f(Q)$;
- La courbe débit/puissance ou courbe de puissance $Pa=f(Q)$;
- La courbe débit/rendement ou courbe de rendement $\eta=f(Q)$.

V.6.1/ La courbe hauteur/débit :

Elle est d'allure parabolique, de concavité tournée vers le bas, avec deux points caractéristiques. Le point à débit nul et le point laquelle la hauteur est maximal.

Le point nominal correspond au débit pour lequel le rendement passe par son maximum. Ce débit nominal Q_N est le débit de calcul de la pompe. Suivant la position relative du point à débit nul et du point nominal la courbe hauteur/débit de la pompe est dite plate, légèrement tombante.

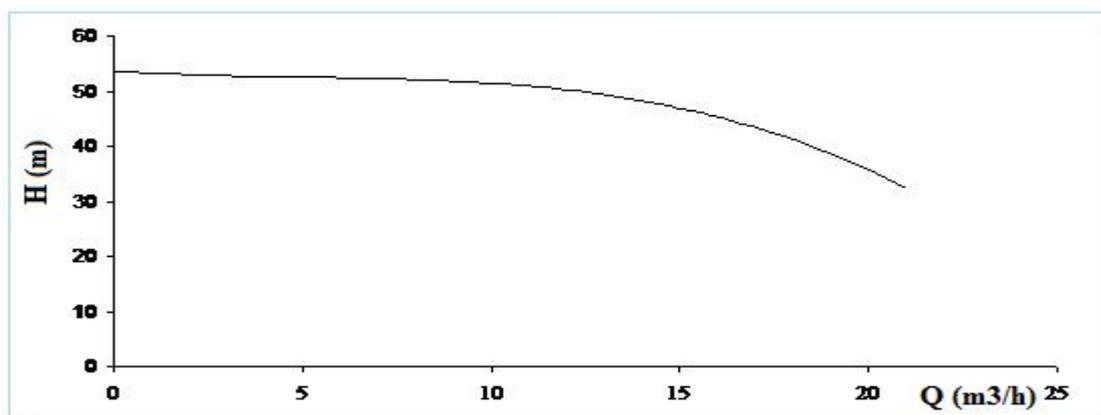


Figure (V-04) : La Courbe hauteur débit

V.6.2/ La courbe de puissance/débit :

C'est également une courbe d'allure parabolique. Elle est descendante ou montante selon le type de pompe. Elle présente un maximum pour un débit élevé que le débit nominal pour une courbe débit/hauteur plate, sensiblement égale au débit nominal pour une courbe débit/hauteur

légèrement plongeante, plus faible que le débit nominal pour une courbe débit/hauteur tombante.

La puissance à l'origine n'est pas nulle. Ce fait justifie le choix du mode de démarrage des pompes.

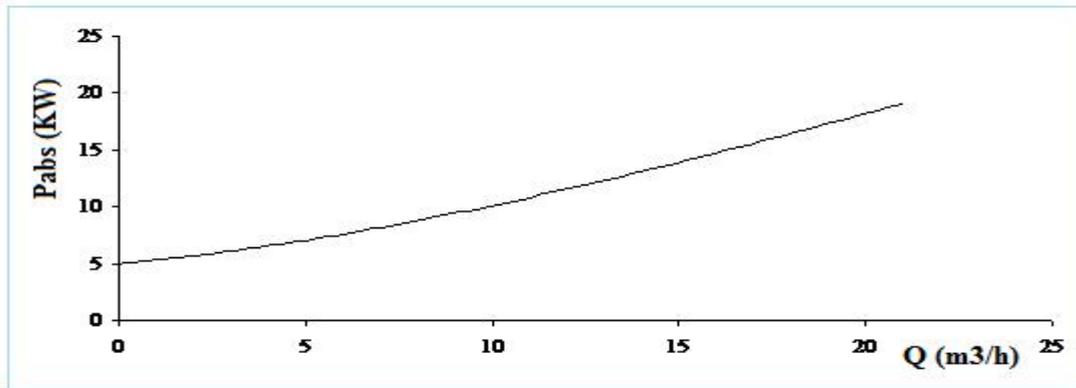


Figure (V-05) : La courbe puissance débit

V.6.3/ La courbe rendement /débit :

La courbe du rendement est d'allure parabolique et elle passe par un maximum pour le débit nominal de la pompe.

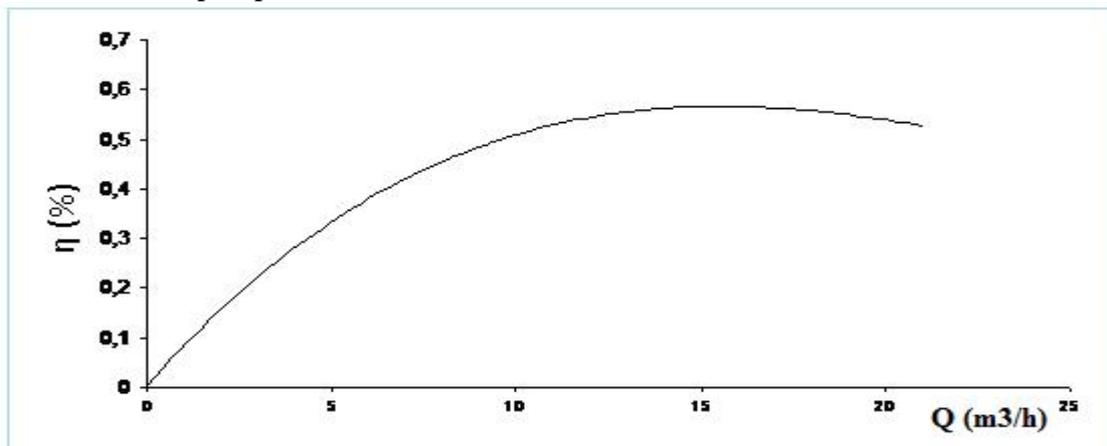


Figure (V-06) : La courbe rendement débit

V.7/ Le point de fonctionnement :

Le point de fonctionnement est caractérisé par l'intersection de deux courbes caractéristiques (H_p-Q_p) et (H_c-Q_c). Donc nous traçons la courbe caractéristique de la conduite de refoulement et nous faisons l'intersection, nous déterminons par la suite les coordonnées du point de fonctionnement.

La courbe caractéristique de la pompe (H_p-Q_p) est donnée par le constructeur.

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement (H_c-Q_c) est donnée par la hauteur manométrique totale et le débit refoulé. Avec : $H_c = H_g + J = H_g + RQ^2$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m);

- RQ^2 : Perte de charge au point considéré (m) ;
- R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m), soit $R = \frac{8.}f^2 D^2 g}L$

Souvent, la pompe choisie ne correspond pas aux conditions de fonctionnement du réseau (débit demandé et hauteur demandé), donc on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées. Pour cela, quatre variantes peuvent se présenter :

A- Première variante (Réglage par la réduction du temps de pompage) :

Cette solution est plus simple que les autres solutions, elle garde le même point de fonctionnement de la pompe.

Le débit refoulé par la pompe est supérieur au débit demandé, donc il faut réduire le temps de pompage.

On a le volume d'eau qui entre dans le réservoir pendant un temps de pompage $T=24h$ est de : $V (m^3)=24 \times Q_1$, ce même volume sera obtenu par un débit Q pendant un temps T , $V=T \times Q$.
On peut écrire :

$$Q \times T = 24 \times Q_1 \quad (V-01)$$

D'où :

$$T = 24 \times \frac{Q_1}{Q} \quad (V-02)$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{\%_0 \times Q \times H}{\gamma} (Kw) \quad (V-$$

03)

B- deuxième variante (Le vannage) :

Ce réglage est le plus simple, la pompe est à vitesse constante, donc on peut réduire le débit en étranglant la vanne de refoulement, ce qui change la caractéristique du circuit en introduisant une perte de charge importante h .

Donc :

$$H' = H_1 + h \quad (V-04)$$

Ou :

- H' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe ;
- h : Perte de charge engendrée par vannage en (m) ;

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{\%_0 \times Q_1 \times H'}{\gamma} (Kw) \quad (V-$$

05)

C- Troisième variante (le rognage) :

Le rognage est un mode de réglage basé sur la modification du diamètre de la roue. Il n'est valable que si le débit demandé est inférieur au débit du point de fonctionnement. Pour que le rognage soit une solution favorable, il faut que le pourcentage de rognage ne dépasse pas les 10%. Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P_1 ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_2 (Q_2, H_2)$ avant le rognage qui est le point homologue du point désiré.

On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q} \right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H} \right)^{1/2} \quad (\text{V-06})$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \quad (\%) \quad (\text{V-07})$$

La puissance absorbée sera alors :

$$P = \frac{\% \times Q_1 \times H_1}{\gamma} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{V-08})$$

08)

D- Quatrième variante (Le réglage par la modification de la vitesse de rotation) :

On peut utiliser cette solution même si nous avons un débit supérieur au débit de la pompe, dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit et également la puissance absorbée.

On trace la courbe de proportionnalité $H = aQ^2$, la courbe contient le point homologue qui passe par P_1 et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$, donc on aura :

La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{Tr/min}) \quad (\text{V-09})$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{\% \times Q_1 \times H_1}{\gamma} \quad (\text{Kw}) \quad (\text{V-10})$$

10)

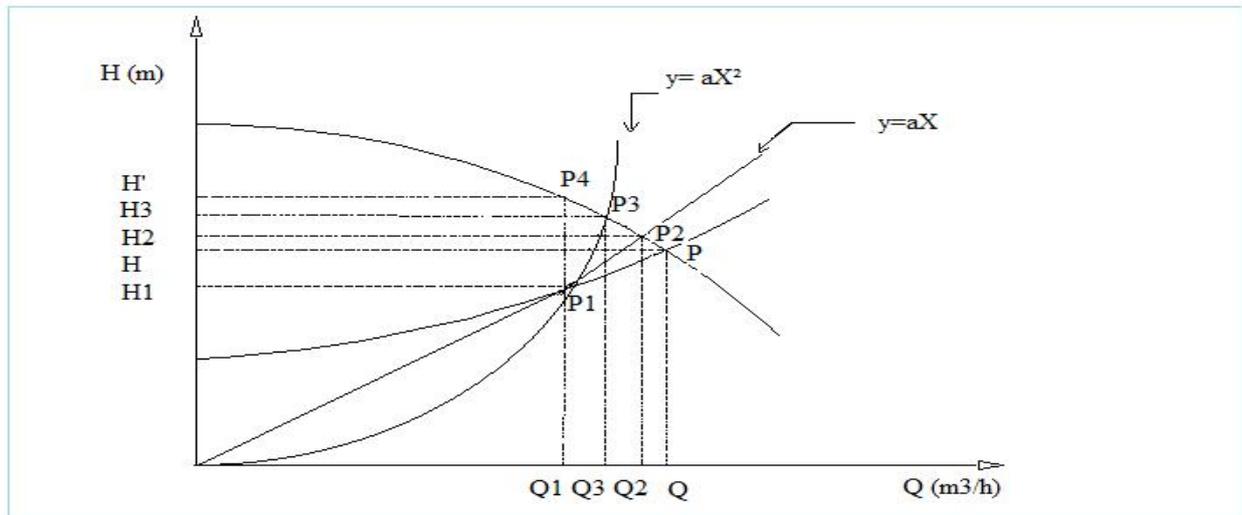


Figure (V-07) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

V.8/ Etude de la cavitation :

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondant à sa température.

Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe ; des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges) : elles sont transportées dans les zones de pressions plus fortes où se produit leur condensation.

Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars).

La cavitation est un phénomène absolument à éviter, car il entraîne de graves conséquences:

- Érosions du matériau pouvant aller jusqu'au perçage des aubes de turbine des pompes centrifuges.
- Augmentations du bruit et des vibrations générés par la pompe.
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

Pour éviter tout risque de la cavitation, la condition suivante doit être respectée :

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (V-11)$$

NPSH_d: Charge nette d'aspiration disponible

❖ Pour l'aspiration en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{p_{at}}{\rho g} - \frac{p_v}{\rho g} - (-ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + 0.1 \quad (V-12)$$

$$ha^{ad} = +(NPSH)_r + 0.1 - \frac{p_{at}}{\rho g} + \frac{p_v}{\rho g} + \frac{v^2}{2g} + \sum hp_{asp} \quad (V-13)$$

Le schéma suivant représente une installation d'une pompe en charge, c'est-dire le plan d'aspiration situé en bas du plan d'eau.

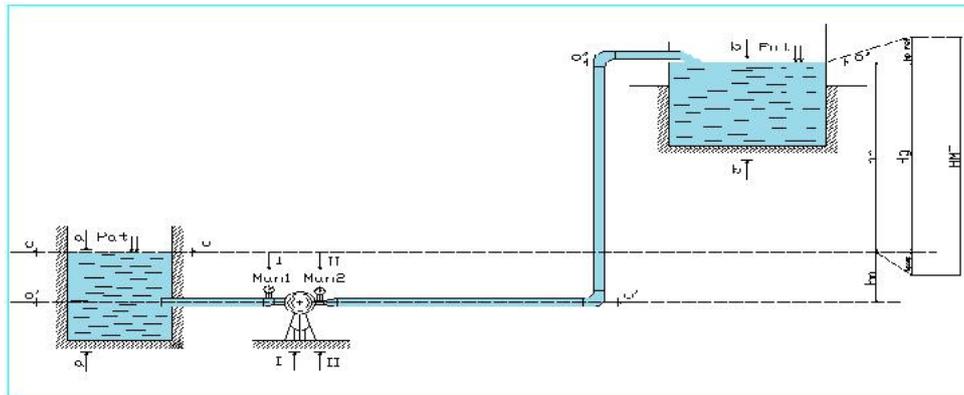


Figure (V-08) : Cas d'aspiration en charge

❖ Pour l'aspiration en dépression :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\rho g} - \frac{P_v}{\rho g} - \left(+ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g} \right) = (NPSH)_r + 0.1 \quad (V-14)$$

$$ha^{ad} = -(NPSH)_r - 0.1 + \frac{P_{at}}{\rho g} - \frac{P_v}{\rho g} - \frac{v^2}{2g} - \sum hp_{asp} \quad (V-15)$$

Le schéma suivant représente une installation d'une pompe en dépression, c'est-dire le plan d'aspiration situé au dessus du plan d'eau.

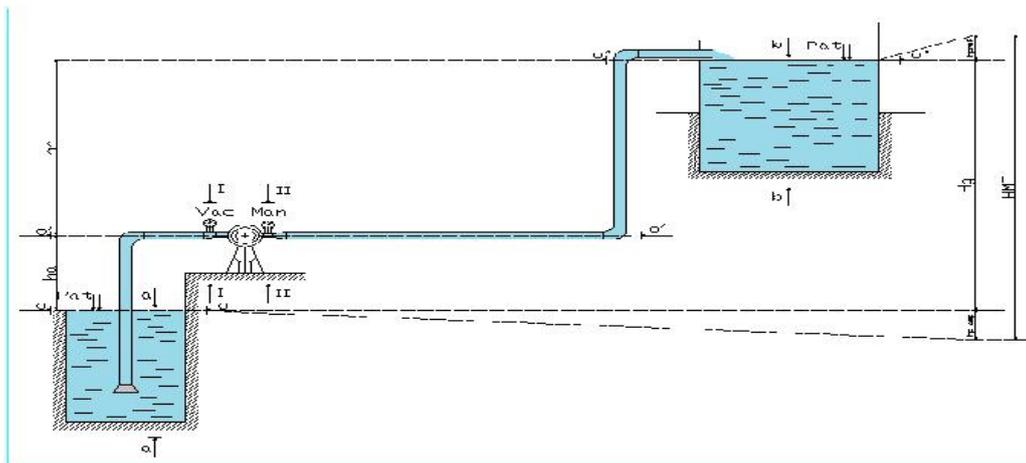


Figure (V-09) : Cas d'aspiration en dépression

Où :

-(NPSH)_r : Déterminé graphiquement ;

$\frac{P_{atm}}{\rho g}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau V-1) ;

$\frac{P_v}{\rho g}$: dépend de température du liquide pompé (voir tableau. V-2).

Tableau (V-01) : Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\rho}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau (V-02) : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\rho}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

La $NPSH_r$ est une courbe donnée par le constructeur. La cavitation n'apparaît pas lorsque le point de fonctionnement de la pompe se situe à gauche de l'intersection des courbes $NPSH_d$ et $NPSH_r$.

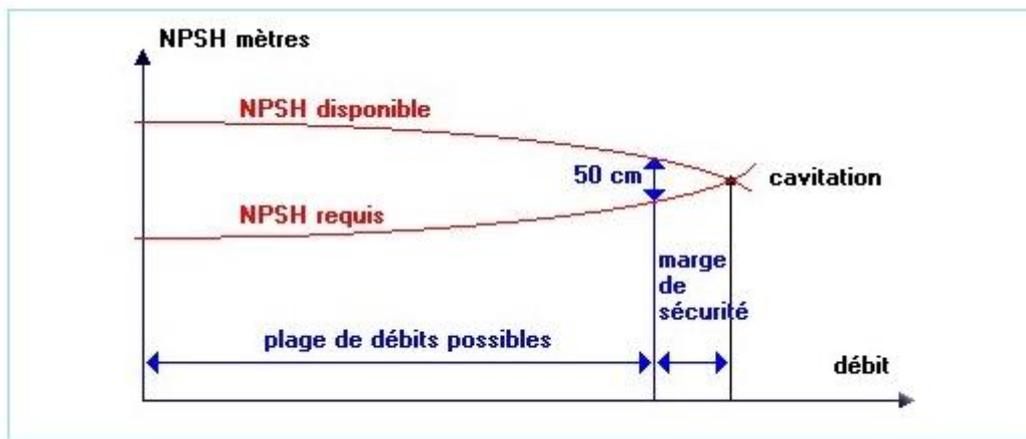


Figure (V-10) : Courbes caractéristiques de $NPSH_r$ et $NPSH_d$

V.9/ 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.

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (V-16)$$

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

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA) ;

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc} \quad (V-17)$$

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

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

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

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

En conclusion, on peut dresser une liste de conseils à respecter, si le procédé le permet, pour éviter la cavitation:

- Préférer si possible les montages de pompes en charge.
- Eviter de transporter des liquides à des températures trop élevées.

- Eviter une alimentation à partir d'un réservoir sous pression réduite.
- Diminuer les pertes de charge du circuit d'aspiration.

Si ces conseils ne peuvent être appliqués en raison des exigences du procédé, il ne reste plus qu'à trouver une pompe dont les caractéristiques montrent des valeurs de N.P.S.H.requis suffisamment faibles.

V.10/ Détermination des caractéristiques des pompes :

V.10.1/ Station de reprise Boulerebeh S.RP1 :

❖ **Le tronçon S.RP1-S.RP2 :**

Les Caractéristique du tronçon (S.P-S.RP1) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (V-03) : Les caractéristiques de tronçon S.RP1-S.RP2

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	H _g (m)	H(m)	HmT (m)
S.RP1-S.RP2	24,72	69,3	53,86	123

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on a trouvé les résultats suivants :

Tableau (V-4) : Caractéristiques des pompes type caprarien en fonction de leur nombre (S.RP1-S.RP2).

station de reprise Boulerebeh (S.RP1)										
n	Q appelé (l/s)	HMT appelé (m)	Type de pompe	y11 96:1	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	24,72	123	PM 80/3B	75.2	121	2900	3	38,2	3,67	80
2	24,72	123	PM 80/11A	73,6	130	1450	11	30	1,52	80
3	24,72	123	HMU40/5B	69,8	126	2900	5	15	2,22	40

On opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaire de type : (PM80/3B) dont ces caractéristiques sont les suivantes :

- N = 2900 tr/min ;
- η = 75,2% ;
- P = 38,2 Kw ;
- NPSH_r = 3,67 m.

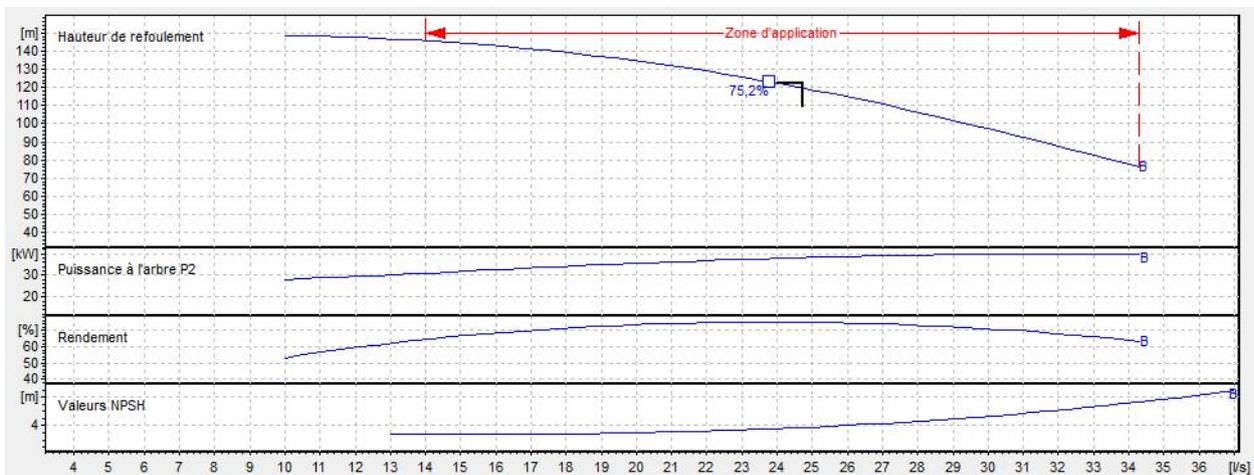


Figure (V-11) : Courbe caractéristiques de la pompe (S.RP1-S.RP2)

• **Détermination du point de fonctionnement :**

Le tableau suivant représente le calcul des courbes illustrant le point de fonctionnement pour la station de reprise Boulerbeh (S.RP1).

Tableau (V-5) : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (S.RP1-S.RP2)

N°	Q (m ³ /s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	}	Δh _t (m)	H _c (m)
0.00	0	69,30	3050	160	0,01216	0,00	69,30
1.00	4	69,30	3050	160	0,01216	1,41	70,71
2.00	10	69,30	3050	160	0,01216	8,81	78,11
3.00	12	69,30	3050	160	0,01216	12,69	81,99
4.00	16	69,30	3050	160	0,01216	22,56	91,86
5.00	20	69,30	3050	160	0,01216	35,25	104,55
6.00	24	69,30	3050	160	0,01216	50,77	120,07
7.00	28	69,30	3050	160	0,01216	69,10	138,40
8.00	30	69,30	3050	160	0,01216	79,32	148,62
9.00	32	69,30	3050	160	0,01216	90,25	159,55
10.00	34,3	69,30	3050	160	0,01216	103,69	172,99

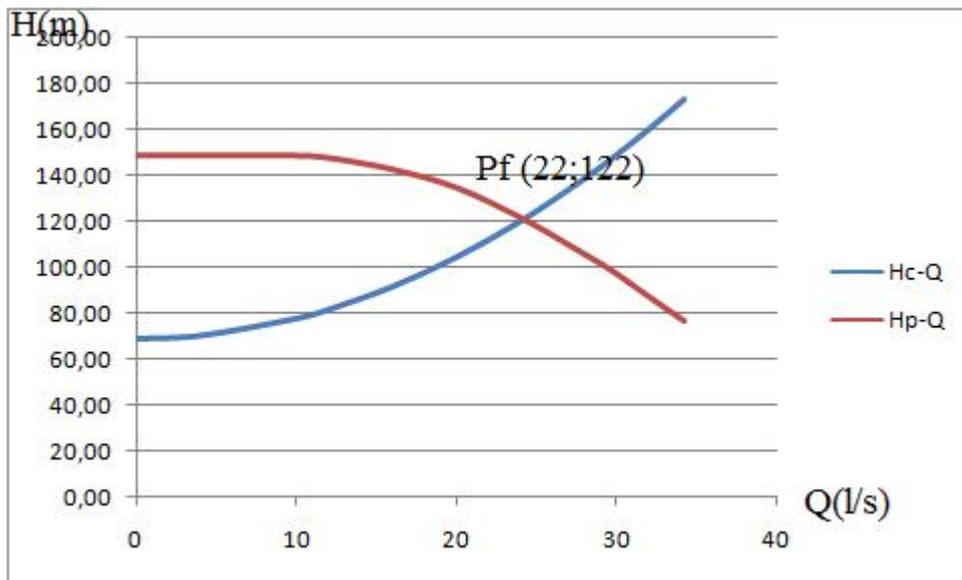


Figure (V-12) : Point de fonctionnement de la S.RP1.

La figure suivante montre les courbes caractéristiques de la pompe et celle de la conduite, on remarque que le point de fonctionnement de la pompe choisie est dans la marge de bonne fonctionnement de la pompe, par conséquent elle répond aux caractéristiques requises et ne nécessite aucune modification.

- **Vérification de la cavitation :**

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3,67 \text{ m}$;

- La côte de la station de pompage est de 226 m NGA alors $\frac{P_{atm}}{\rho g} = 10,18 \text{ m}$;

- La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{P_v}{\rho g} = 0,24 \text{ m}$;

- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,25 * DN1$.

DN1 = 100 mm

Donc : $D_a = 1,25 * 100 \Rightarrow D_a = 125 \text{ mm}$

➤ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 24,72 * 10^{-3}}{3,14 * 0,125^2} \Rightarrow V_a = 2,02 \text{ m/s}$

➤ Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 24,72 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,149 \text{ m}$$

On pose $D_c = 0,16 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 24,72 * 10^{-3}}{3,14 * 0,16^2} \Rightarrow V_c = 1,23 \text{ m/s}$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 160 \text{ mm}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001052 * \left(\frac{15 * (24,72 * 10^{-3})^{1,774}}{0,16^{4,774}} + \frac{1,5 * (24,72 * 10^{-3})^{1,774}}{0,125^{4,774}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,19 \text{ m}$$

➤ La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,19 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,21 \text{ m}$

➤ Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 228,5 - 2,5 + 0,2 \Rightarrow \nabla_{min} = 226,2 \text{ m NGA}$$

➤ Côte de l'axe de la pompe : $C_p = 225,20 \text{ m}$,

➤ Hauteur d'aspiration : $H_a = C_p - C_a = 225,20 - 226,20 = -1 \text{ m}$,
 $H_a < 0$, d'où : la pompe est montée en charge.

Sachant que notre station de pompage fonctionne en charge on a :

$$NPSH_d = 10,18 + 1 - 0,2 - 0,24 - \frac{1,23^2}{2 * 9,81} - 0,21 \Rightarrow NPSH_d = 10,45 \text{ m}$$

On a :

$NPSH_d > NPSH_r$ Donc : la pompe ne cavite pas.

- **Caractéristiques du moteur :**

- ✓ Fréquence: 50HZ.
- ✓ Tension nominale: 400V.
- ✓ Vitesse nominale: 2950tr/min.
- ✓ Nombre de pôles: 2.
- ✓ Puissance nominale P2 : 45kw.
- ✓ Classe d'isolement: F.
- ✓ Degré de protection: IP 55.

V.10.2/ Station de reprise S.RP2 :

❖ Le tronçon S.RP2-S.RP3 :

Les Caractéristique du tronçon (S.RP2-S.RP3) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (V-06) : Les caractéristiques de tronçon S.RP2-S.RP3

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	H _g (m)	H(m)	HmT (m)
STR2-STR3	24,72	134,3	14,30	148,6

D’après le catalogue des pompes CAPRARI, on a trouvé les résultats suivants :

Tableau (V-07): Caractéristiques des pompes type caprarien en fonction de leur nombre (S.RP2-S.RP3).

station de reprise Ziraoua (S.RP2)										
n	Q appelé (l/s)	HMT appelé (m)	Type de pompe	γ ₁₁ 96:1	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	24,72	148,6	PM 80/3A	75,4	145	2900	3	45,7	3,66	80
2	24,72	148,6	PM 80/12A	73,6	145	1450	12	47,3	1,5	80
3	24,72	148,6	HMU40/5A	70,4	142	2900	5	44	2,1	40

On opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaire de type : (PM80/3A) dont ces caractéristiques sont les suivantes :

- N = 2900 tr/min ;
- η = 75,4% ;
- P = 45,7 Kw ;
- NPSH_r = 3,66 m.

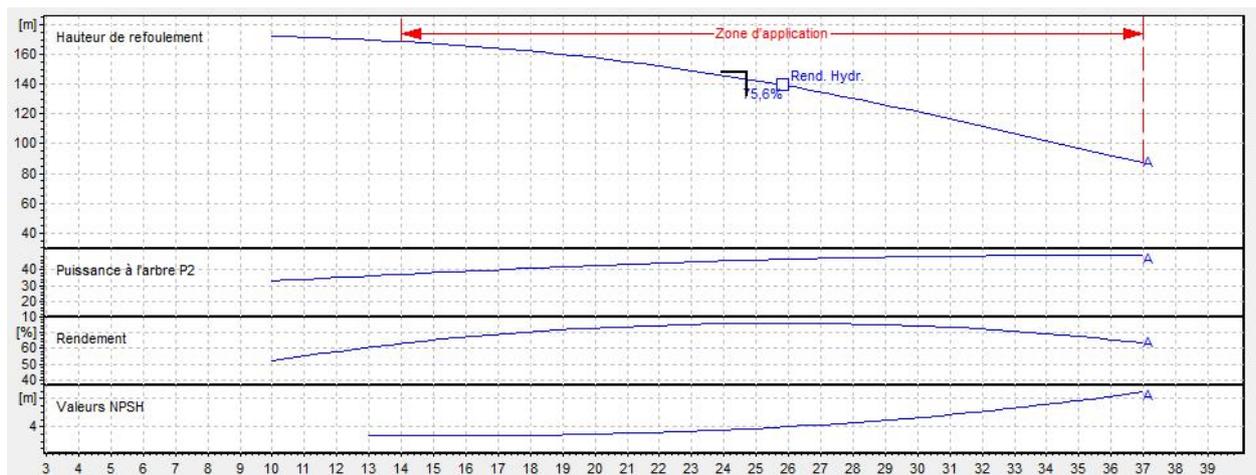


Figure (V-13) : Courbe caractéristiques de la pompe (S.RP2-S.RP3)

• Détermination du point de fonctionnement :

Le tableau suivant représente le calcul des courbes illustrant le point de fonctionnement pour la station de reprise Ziraoua (S.RP2).

Tableau (V-08) : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (S.RP2-S.RP3)

N°	Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	}	Δh _t (m)	H _c (m)	
0.00	0	134,3	810	160		0,01216	0,00	134,30
1.00	4	134,3	810	160		0,01216	0,37	134,67
2.00	10	134,3	810	160		0,01216	2,34	136,64
3.00	12	134,3	810	160		0,01216	3,37	137,67
4.00	16	134,3	810	160		0,01216	5,99	140,29
5.00	20	134,3	810	160		0,01216	9,36	143,66
6.00	24	134,3	810	160		0,01216	13,48	147,78
7.00	28	134,3	810	160		0,01216	18,35	152,65
8.00	30	134,3	810	160		0,01216	21,07	155,37
9.00	32	134,3	810	160		0,01216	23,97	158,27
10.00	37	134,3	810	160		0,01216	32,04	166,34

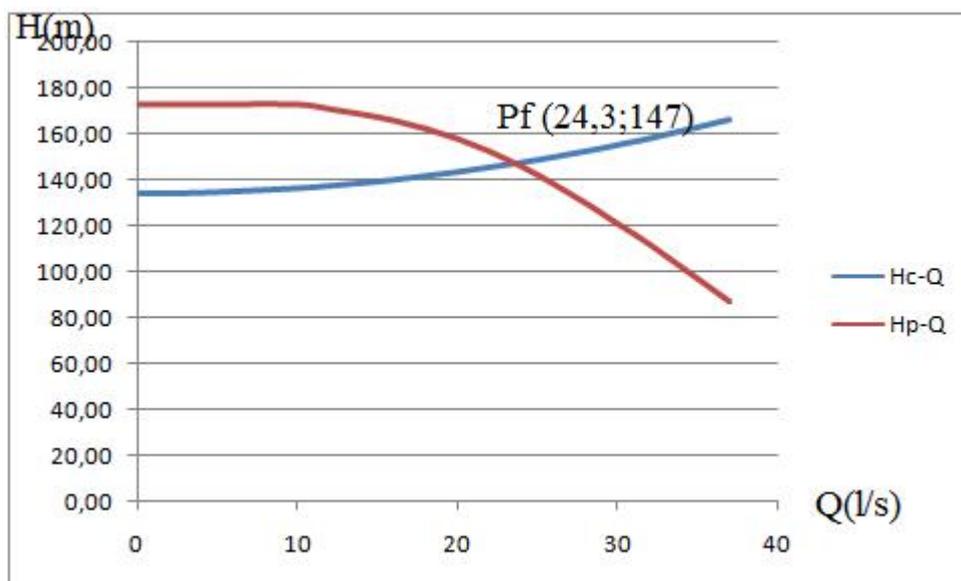


Figure (V-14) : Point de fonctionnement de la S.RP2.

La figure suivante montre les courbes caractéristiques de la pompe et celle de la conduite, on remarque que le point de fonctionnement de la pompe choisie est dans la marge de bonne fonctionnement de la pompe, par conséquent elle répond aux caractéristiques requises et ne nécessite aucune modification.

Vérification de la cavitation :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3,66 \text{ m}$;
- La côte de la station de pompage est de 226 m NGA alors $\frac{P_{atm}}{\rho g} = 10,13 \text{ m}$;
- La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{P_v}{\rho g} = 0,24 \text{ m}$;
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,25 * DN1$.

$$DN1 = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } D_a = 1,25 * 100 \Rightarrow D_a = 125 \text{ mm}$$

$$\text{➤ La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 24,72 * 10^{-3}}{3,14 * 0,125^2} \Rightarrow V_a = 2,02 \text{ m/s}$$

➤ Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 24,72 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,149 \text{ m}$$

$$\text{On pose } D_c = 0,16 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4 * 24,72 * 10^{-3}}{3,14 * 0,16^2} \Rightarrow V_c = 1,23 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 160 \text{ mm}$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001052 * \left(\frac{15 * (24,72 * 10^{-3})^{1,774}}{0,16^{4,774}} + \frac{1,5 * (24,72 * 10^{-3})^{1,774}}{0,125^{4,774}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,19 \text{ m}$$

$$\text{➤ La perte de charge totale à l'aspiration : } \Delta h_{asp} = 1,1 * 0,19 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,21 \text{ m}$$

➤ Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{\min} = 295,5 - 2,5 + 0,2 \Rightarrow \nabla_{\min} = 293,2 \text{ m NGA}$$

➤ Côte de l'axe de la pompe : $C_p = 292,20 \text{ m}$,

➤ Hauteur d'aspiration : $H_a = C_p - C_a = 292,20 - 293,20 = -1 \text{ m}$,
 $H_a < 0$, d'où : la pompe est montée en charge.

Sachant que notre station de pompage fonctionne en charge on a :

$$NPSH_d = 10,13 + 1 - 0,2 - 0,24 - \frac{1,23^2}{2 * 9,81} - 0,21 \Rightarrow NPSH_d = 10,40 \text{ m}$$

On a :

$$NPSH_d > NPSH_r \quad \text{Donc: la pompe ne cavite pas.}$$

• **Caractéristiques du moteur :**

- ✓ Fréquence: 50HZ.
- ✓ Tension nominale: 400V.
- ✓ Vitesse nominale: 2950tr/min.
- ✓ Nombre de pôles: 2.
- ✓ Puissance nominale P2: 55kw.
- ✓ Classe d'isolement: F.
- ✓ Degré de protection: IP 55.

V.10.3/ Station de reprise S.RP3 :

❖ **Le tronçon S.RP3-R500 :**

Les Caractéristique du tronçon (SRP3-R500) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (V-09) : Les caractéristiques de tronçon STR3-R500

Caractéristiques	Débit Q (l/s)	H _g (m)	H(m)	HmT (m)
STR3-R500	24,72	118,51	37,08	155.59

D’après le catalogue des pompes CAPRARI, on a trouvé les résultats suivants :

Tableau (V-10) : Caractéristiques des pompes type caprarien en fonction de leur nombre (S.RP3-R).

station de reprise (S.RP3)										
n	Q appelé (l/s)	HMT appelé (m)	Type de pompe	y ₁₁ 96:1	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (KW)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	24,72	155,59	PM 80/3A	75.3	146	2900	3	55	3,57	80
2	24,72	155,59	PM 80/12A	73,5	147	1450	12	60	1,49	80
3	24,72	155,59	HMU40-2/6B	70,4	154	2900	6	55,5	2,19	40

On opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaire de type : (PM80/ 3A) dont ces caractéristiques sont les suivantes :

- N = 2900 tr/min ;
- η = 75,3% ;
- P = 55 Kw ;
- NPSH_r = 3,57 m.

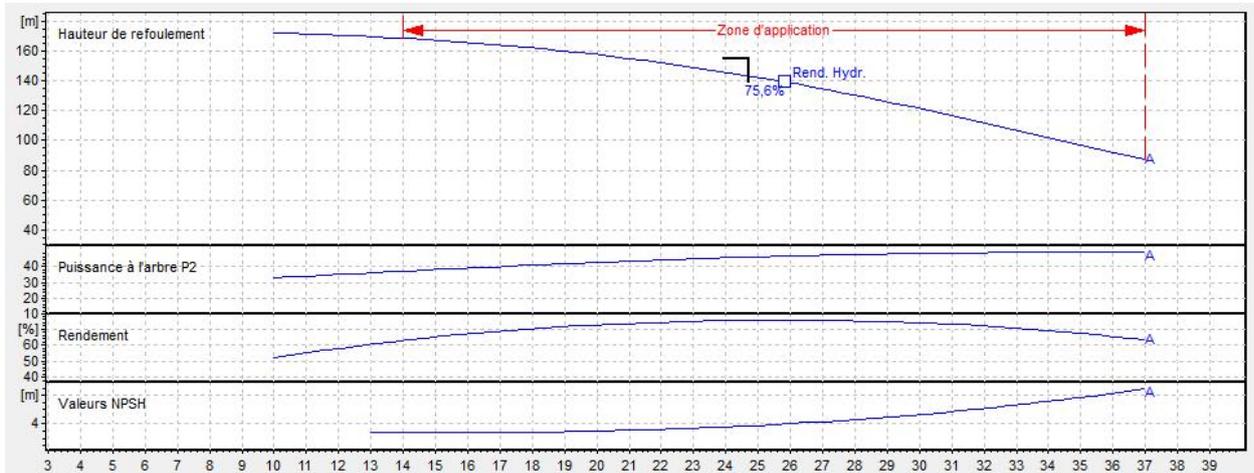


Figure (V-15) : Courbe caractéristiques de la pompe (STR2-R3)

● **Détermination du point de fonctionnement :**

Le tableau suivant représente le calcul des courbes illustrant le point de fonctionnement pour la station de reprise (S.RP1)

Tableau (V-11) : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (S.RP3-R).

N°	Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	}	Δh _t (m)	H _c (m)
0.00	0	118,51	2100	160	0,01216	0,00	118,51
1.00	4	118,51	2100	160	0,01216	0,97	119,48
2.00	10	118,51	2100	160	0,01216	6,07	124,58
3.00	12	118,51	2100	160	0,01216	8,74	127,25
4.00	16	118,51	2100	160	0,01216	15,53	134,04
5.00	20	118,51	2100	160	0,01216	24,27	142,78
6.00	24	118,51	2100	160	0,01216	34,95	153,46
7.00	28	118,51	2100	160	0,01216	47,58	166,09
8.00	30	118,51	2100	160	0,01216	54,61	173,12
9.00	32	118,51	2100	160	0,01216	62,14	180,65
10.00	37	118,51	2100	160	0,01216	83,08	201,59

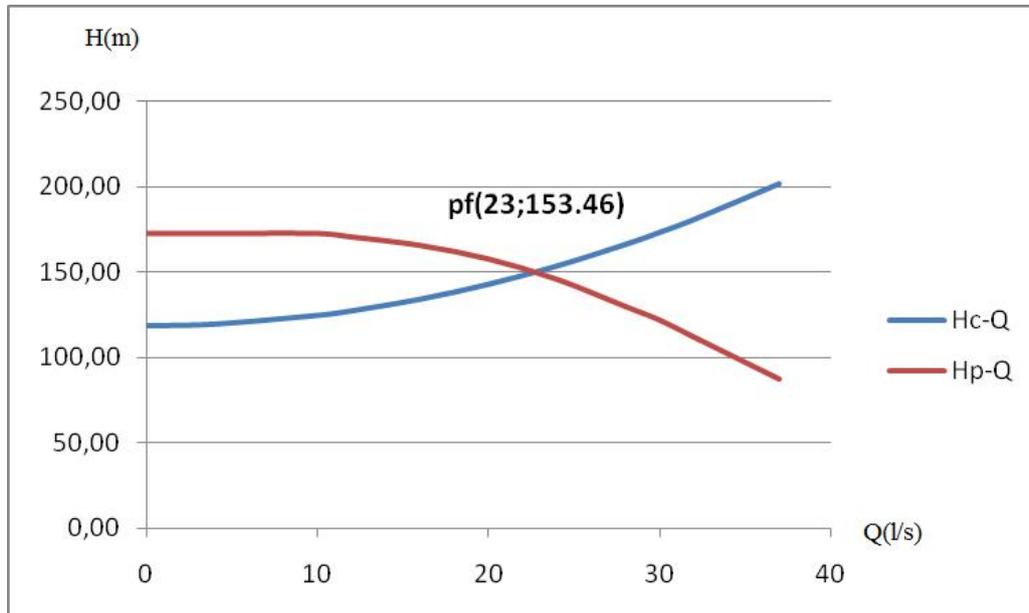


Figure (V-16) : Point de fonctionnement de la S.RP3.

Le graphe au-dessus montre les courbes caractéristiques de la pompe et celle de la conduite, on remarque que le point de fonctionnement de la pompe choisie est dans la marge de bonne fonctionnement de la pompe, par conséquent elle répond aux caractéristiques requises et ne nécessite aucune modification.

Vérification de la cavitation :

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 3,57 \text{ m}$;
- La côte de la station de pompage est de 225 m NGA alors $\frac{P_{atm}}{\rho g} = 9.83 \text{ m}$;
- La température ambiante est considérée égale à 20°C donc $\frac{P_v}{\rho g} = 0.24 \text{ m}$;

-Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = 1,25 * DN1$.

DN1 = 100 mm

Donc : $D_a = 1,25 * 100 \Rightarrow D_a = 125mm$

➤ La vitesse d'aspiration : $V_a = \frac{4 * 24,72 * 10^{-3}}{3,14 * 0,125^2} \Rightarrow V_a = 2,02m/s$

➤ Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * 24,72 * 10^{-3}}{3,14 * 1,5}} \Rightarrow D_c = 0,149m$$

On pose $D_c = 0,16m \Rightarrow V_c = \frac{4 * 24,72 * 10^{-3}}{3,14 * 0,16^2} \Rightarrow V_c = 1,23m/s$

Cette vitesse est admissible alors on prend : $D_c = 160mm$

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

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001052 * \left(\frac{15 * (24,72 * 10^{-3})^{1,774}}{0,16^{4,774}} + \frac{1,5 * (24,72 * 10^{-3})^{1,774}}{0,125^{4,774}} \right) \Rightarrow \Delta h_p^{lin} = 0,19m$$

➤ La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,19 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,21m$

➤ Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_{min} = 427,5 - 2,5 + 0,2 \Rightarrow \nabla_{min} = 425,2mNGA$$

➤ Côte de l'axe de la pompe : $C_p = 424,20m$,

➤ Hauteur d'aspiration : $H_a = C_p - C_a = 424,20 - 425,20 = -1m$,
 $H_a < 0$, d'où : la pompe est montée en charge.

Sachant que notre station de pompage fonctionne en charge on a :

$$NPSH_d = 9,83 + 1 - 0,2 - 0,24 - \frac{1,23^2}{2 * 9,81} - 0,21 \Rightarrow NPSH_d = 10,10m$$

On a :

$NPSH_d > NPSH_r$ Donc : la pompe ne cavite pas.

• **Caractéristiques du moteur :**

- ✓ Fréquence:50HZ.
- ✓ Tension nominale:400V.
- ✓ Vitesse nominale:2950tr/min.
- ✓ Nombre de pôles:2.
- ✓ Puissance nominale P2: 55kw.
- ✓ Classe d'isolement: F.
- ✓ Degré de protection: IP 55.

V.11/ Bâtiment de la station de pompage :

Pour le dimensionnement de station de pompage nous avons :

- ✓ Choix du bâtiment ;
- ✓ Partie souterraine ;
- ✓ Partie supérieur (salle des machines, salle annexe.)

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

- Mode de raccordement prise d'eau – Station de pompage ;

- Les matériaux de construction et leur disponibilité ;
- Conditions climatiques de la région ;
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires ;
- Fondation et stabilité du terrain.

On distingue donc les types bâtiments de stations de pompages résultants de ces conditions, d'où on a :

- Bâtiments type Bloc ;
- Bâtiments type bache sèche ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe noyée ;
- Bâtiments type bache mouillée – pompe dénoyée ;
- Bâtiments type surface ;
- Bâtiments type semi enterrée.

V.11.1/ choix du bâtiment :

Tableau (V-12) : Choix du type de bâtiment

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

On a :

-Debit $Q=0.024 \text{ m}^3/\text{s} < 2 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Hauteur admissible à l'aspiration (m) >0.

-variation du plan d'eau de la bache (m) = (1-3).

Donc un bâtiment de type Bâche sèche.

V.12/ Dimensionnement de bâtiment de station pompage :

a-Hauteur du bâtiment :

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (\text{V.18})$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \quad (\text{V.19})$$

$$H_b = H_p + H_{\text{socle}} + H_{\text{reserve}} + H_6 + H_7 + H_8 + H_9$$

Avec H_5 : hauteur verticale = $H_p + H_{\text{socle}} + H_{\text{reserve}}$;

H_p : hauteur de la pompe ;

H_{socle} : hauteur de socle (0.3 à 0.5 m) ;

H_{reserve} : hauteur de la réserve égale à 0.5 m ;

H_6 : hauteur réservée à l'homme égale à 2,2m ;

H_7 : hauteur de chariot égale à 0,7m ;

H_8 : hauteur de profilées égale à 0,8m

H_9 : hauteur de sécurité égale à 0,5m

$$H_b = 7,325 \text{ m.}$$

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 ; 6 m.....) on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 7,6 \text{ m.}$

b- Largeur du bâtiment :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = L_p + L_m + L_{\text{pf}} + L_1 \quad (\text{V.20})$$

L_p : largeur de la pompe, $L_p = 0,695 \text{ m}$;

L_m : largeur de magasin, $L_m = 3 \text{ m}$;

L_{pf} : largeur de la plate-forme de montage, $L_{\text{pf}} = 3 \text{ m}$;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,5 \text{ m}$;

$$\text{A.N : } \Rightarrow L_b = 7.20 \text{ m.}$$

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **8 m.**

c-Longueur du bâtiment :

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + n \times L + L_{\text{int}} + l_2 + l_3 + l_4 + 4.s + L_p + L_r + L_v \quad (\text{V.21})$$

s : épaisseur du mur, $s = 0,4 \text{ m}$;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe,
 $l_1 = 0.2 + D_a = 0.3 + 0.125 = 0.43 \text{ m.}$

l_2 : distance entre mur et dernière organe de la pompe,
 $l_2 = 0.2 + D_r = 0.3 + 0.16 = 0.46 \text{ m.}$

n : nombre de pompes, $n = 2$ (tenant compte de la pompe de secours).

L : longueur de la pompe et celle du moteur,

$$\text{A.N: } L = 1767 \text{ mm} \Rightarrow L = 1.767 \text{ m.}$$

$$L = 2 \times 1.767 \Rightarrow L = 3.534 \text{ m.}$$

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{\text{int}} = (0,8-1,2) \text{ m.}$

On prend : $L_{int} = 1$ m.

L_v : longueur de lavabo et toilette, $L_v = 5$ m ;

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2-3)$ m ;

On prend : $L_r = 3$ m.

L_p : longueur du bureau du personnel,

On prend : $L_p = 4.0$ m ;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

l_4 : longueur des accessoires de refoulement,

$$l_3 + l_4 = l_{tr} + l_{tasp} + l_c + l_{div} \quad (V.22)$$

Où :

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 \times D_r$

A.N : $l_{tr} = 2 \times 160 \Rightarrow l_{tr} = 0.32$ m ;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{tr} = 2 \times D_a$.

A.N : $l_{tr} = 2 \times (1.25 \times 100) \Rightarrow l_{tr} = 0.25$ m ;

l_c : longueur du convergent, $l_c = (3.5-4) (D_a - d_a) = 4 \times 25 = 0.1$ m.

l_c : longueur du divergent, $l_{div} = (3.5-4) (D_r - d_r) = 4 \times 80 = 0.32$ m.

A.N : $l_3 + l_4 = 0.32 + 0.25 + 0.1 + 0.32 \Rightarrow l_3 + l_4 = 1$ m.

A.N : $\Rightarrow l_b = 19.8$ m.

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **19,8 m**.

d-Dimensions des portes :

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

e- 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.

$$\sum S_f = 0,15 \times 17 \times 12 \Rightarrow \sum S_f = 30.6 \text{ m}^2.$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \quad (V.23)$$

n : nombre de fenêtres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, **$S_f = (1,2 \times 2,2)$** ;

$$\text{A.N : } n = \frac{30.6}{1.2 \times 2.2} \Rightarrow n = 12 \text{ fenêtres}$$

f-Dimensionnement des marches d'escalier :

- ✓ hauteur : **17 cm** ;
- ✓ largeur : **30 cm** ;
- ✓ pente : **1/1,75**.

Tableau (V-13): Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur(m)	Largeur(m)	Hauteur(m)	Epaisseur des murs	Fenêtres(m)	Portes	
					secondaire	principale
19,8	8	7,6	0,4	1,2*2.2	2.5*1.6	3*3

V.13/ Choix de l'équipement auxiliaire :

➤ Système de drainage

Dans notre cas les stations sont proches de l'oued, donc on projette un système de drainage sous forme de caniveaux.

➤ Système de protection contre les incendies

Dans la salle des machines on installe des extincteurs à poudre (CO₂) pour l'équipement électrique, on à deux pompes on utilise deux extincteurs.

Pour les armoires électriques (de contrôle et de commande) on installe deux extincteurs à poudre.

Dans les autres salles on installe des extincteurs à eau comprimée pour chaque salle et un dans le couloir.

➤ Système de ventilation

Ouvertures avec des grilles dans le bâtiment.

➤ Système de levage

Le choix du dispositif de levage dépend du poids max, pour notre cas on prend un pont roulant car il est moins encombrant.

Prise d'échantillon

Sorte de robinet muni d'un tube placé au-dessus de la conduite de refoulement pour prendre des échantillons de l'eau refoulée en vue de contrôler sa qualité.

➤ Scellements des appareillages

Le groupe électropompe doit être scellé sur un massif de maçonnerie et l'équipement amont et aval doivent être réalisés dans la technique auto butée.

Pour la conduite de refoulement, il faut, Prévoir des supports d'une distance à l'autre.

➤ Protection contre le coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène transitoire provoqué par la mise en marche ou l'arrêt de la pompe, la fermeture ou l'ouverture brusque d'une vanne, le prélèvement instantané d'un débit important. Il provoque une propagation d'onde et une oscillation en masse de l'eau à l'intérieur de la conduite. Il est à l'origine de variation importante de la pression qui peut être soit supérieur à la pression nominale de conduite, soit inférieur à la pression atmosphérique. Et parmi autant d'autres méthodes préventives de ce phénomène figurent celle d'installation d'un réservoir d'air anti bélier dont le volume sera calculé par la méthode de VIBERT.

Le tableau suivant représente nos choix des pompes pour assuré l'eau d'adduction dans les réservoirs dans notre région d'étude :

Tableau (V-14) : Tableau récapitulatif de choix des pompes et leurs caractéristiques

Station de pompage		Station de reprise		
		(S.RP1 existante)	(S.RP2)	(S.RP3)
Refoulé		Vers la station de reprise (S.RP2)	Vers la station de reprise (S.RP3)	Vers le réservoir R500
groupe de pompe		Pompe centrifuge à axe horizontal multicellulaire		
Type de pompe		PM80/3B	PM80/3A	PM80/3A
Caractéristiques	Puissance (Kw)	38,2	45,7	55
	Rendement (%)	75,2	75,4	75,3
	La vitesse de rotation (tr /min)	2900	2900	2900
Nombre de pompe		1+1	1+1	1+1
Type de bâtiment		Bâche sèche		

Conclusion :

En fonction de la variation de la hauteur manométrique appelée et du débit demandé, dans ce projet d'adduction le choix se fait sur des pompes centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal type **CAPRARI** pour les trois stations de reprise

Après avoir choisi les types de pompes pour les différentes stations de pompages, on remarque que ces pompes correspondent aux conditions de fonctionnement du système d'adduction, et pour cela ne nécessite aucune modification.

CHAPITRE VI

Protection contre le coup de bélier

Introduction

Dans ce chapitre nous allons exposer le problème de coup de bélier et comment protéger notre conduite d'adduction contre ce problème, on commence d'abord par 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/ Protection des conduites contre le coup de bélier :**VI.1.1/ 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.1.2.1/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.1.2.2/Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une

vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

VI.1.2.3/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.

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 libre, 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 :

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 :

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

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.

VI.5.1/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.

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):

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

Avec :

C : Célérité en [m/s] ;

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

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m). ($e_m=0,0146\text{m}$ pour $\varnothing=160\text{mm}$) ;

a : Rayon intérieur de la conduite (m) ;

μ_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\mu_m=0,5$ (PEHD) ;

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

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite; $E_m = 1,2 \cdot 10^9$ Pascal pour PEHD ;

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

➤ La charge tenant compte du coup de bélier:

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

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:

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

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

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

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 différents tronçons de l'adduction

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/S)	L (m)	Hg (m)
S.RP1	PEHD	160	0,013	1,84	3050	69,3
S.RP2	PEHD	160	0,013	1,84	810	134,3
S.RP3	PEHD	160	0,013	1,84	2100	118,51

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

Adduction	K (Pa)	(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 ⁹)		(m/s)
S.RP1-S.RP2	2.1	1000	0,0654	0,5	0,33	2	1,2	0,015	5 35,41
S.RP2-S.RP3	2.1	1000	0,0654	0,5	0,33	2	1,2	0.015	5 35,41
S.RP3-R500	2.1	1000	0,0654	0,5	0.33	2	1,2	0,015	5 35,41

VI.5.3/Calcul des capacités des différents réservoirs d'air anti bélier :

Tableau (VI.3): Calcul de volume des différents réservoirs d'air anti bélier de l'adduction

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 ⁻³)	Z _{min} /Z ₀	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V (m ³)
S.RP1	79,3	179,72	1,84	9.81	0,173	21,82	11	0,570	0,436	0,765	1
S.RP2	144,3	244,72	1,84	9.81	0,173	11,99	10	0.639	0,105	0,164	0,3
S.RP3	128,5	228,92	1,84	9,81	0,173	13,46	9	0,619	0,246	0,397	0,5

VI.6/ Installation du réservoir d'air anti bélier :

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.

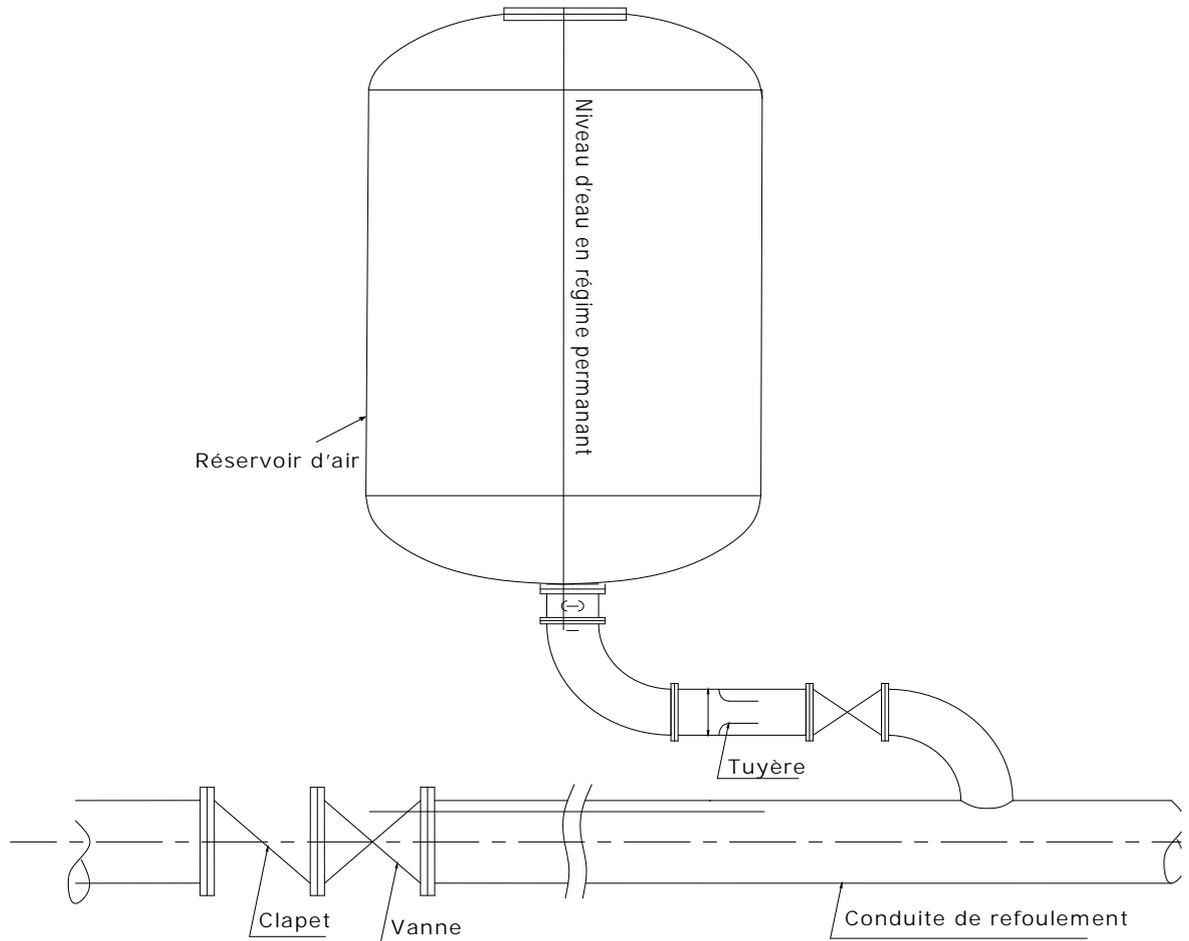


Figure (VI-1): Schéma d'installation et encombrement du réservoir d'air

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 des réservoirs d'air, et nous avons déterminé les volumes de ces réservoirs d'air anti bélier, et on prévoit l'installation juste à la sortie de chaque station de pompage, Ces réservoirs d'air ayant une capacité respectivement, 100, 300 et 500 litres.

CHAPITRE VII

Organisation de chantier

Introduction

Le but de l'organisation de chantiers est, à cet effet, de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

Donc dans pour que notre projet soit exécutable dans des meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

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

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

a) Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards :

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

c) Pose du lit de sable :

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

d) Pose des conduites :

L'étude et la pose d'une conduite, restent des facteurs très importants pour une distribution adéquate, une perte qui serait faible dans le décente, afin d'obtenir un débit presque constant.

Les canalisations peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter.

e)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.

f) Remblayage des tranchées :

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

g) 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 :

a) Décapage :

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.

b) Exécution des fouilles :

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \cdot l \cdot h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{m}^3$.

c) Coulage du béton de propreté :

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

d) Remblayage :

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

e) Coulage du béton :

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux, Les demis -poteaux et les semelles nécessitent une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite est une pompe à béton.

f) Maçonnerie :

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

VII.2/Calcul des volumes des travaux :**VII.2.1/Calcul des volumes des travaux de l'adduction :****A) Décapage de la couche de terre végétale :**

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs

Le volume de la couche à décapage est :

$$V_{cv} = L \cdot b \cdot e \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³) ;

L : longueur total des tranchées en (m) ;

b : largeur de la couche végétale en (m) ;
e : épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm.

B) Déblais d'excavation :

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

$$S_{exc} = b \times h \quad (VII.2)$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée.

$$V_{exc} = S_{exc} \times L \quad (VII.3)$$

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

L : distance entre deux coupes consécutives.

a. La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite ; Elle est donnée par la relation VII.4:

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (VII.4)$$

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.

b. Largeur de la tranchée :

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

$$b = D + 0,6 \text{ m} \quad (VII.5)$$

b : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m).

c. Déblais de l'adduction :

Tableau(VII.1): Calcul du volume des déblais de l'adduction

Tronçon	D (mm)	B(m)	H(m)	S (m ²)	L(m)	V _{ex} (m ³)	V _{decapage} (m ³)
S.RP1-S.RP2	160	0.76	1.51	1.148	3050	3501.4	762.5
S.RP2.S.RP3	160	0.76	1.51	1.148	810	929.88	202.5
S.RP3-R500	160	0.76	1.51	1.148	2100	2410,8	525
TOTAL						6842.08	1490

C) Volume de Lit de sable :

Ce lit correspond à une couche de sable de 15cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, le volume du lit de sable est déterminée suivant la formule VII-6 :

$$V_s = b * e * L \quad (\text{VII.6})$$

V_s : volume du lit de sable (m^3) ;

e : épaisseur du lit de sable, $e = 15 \text{ cm}$;

L : longueur de la tranchée (m).

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

Tableau(VII.2) : calcul du volume du lit de sable

Tronçon	b(m)	e(m)	L(m)	V (m^3)
S.RP1-S.RP2	0.76	0.15	3050	347.7
S.RP2-S.RP3	0.76	0.15	810	92.34
S.RP3P- R500	0.76	0.15	2100	239.4
TOTAL				679.44

D) Volume de la conduite :

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

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

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

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S \times L_c \quad (\text{VIII.8})$$

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

Les résultats de calcul du volume de la conduite sont regroupés dans le tableau (VII.3) :

Tableau (VII.3):calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (mm)	S (m^2)	L(m)	V (m^3)
S.RP1-S.RP2	160	0.02	3050	61
S.RP2-S.RP3	160	0.02	810	16.2
S.RP3P- R500	160	0.02	2100	42
TOTAL				119.2

E) 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 :

$$V_r = V_{\text{exc}} - V_s - V_c$$

V_r : volume du remblai ;

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé) ;

V_{cond} : volume occupé par la conduite ;

V_s : volume du lit de sable.

$$\text{AN : } V_r = 6842.08 - 679.44 - 119.2 \Rightarrow V_r = 6043.44 \text{ m}^3$$

Tableau(VII.4) : volumes des travaux de l'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	1940
2	Déblais	m ³	6842.08
3	Lit de sable	m ³	679.44
4	La conduite	m ³	119.2
5	Remblais	m ³	6043.44

VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :

Les dimensions de la station de pompage sont :

- ✓ Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : 20*8m².
- ✓ La profondeur des fouilles h : h=1,5m.
- ✓ Les semelles sont de forme carré de côté L=1,5m et de hauteur h = 0,40m.
- ✓ Les avants poteaux sont de forme carrée de coté 0,30m et de hauteur h = 1m.
- ✓ Les poteaux sont de forme carré de côté L = 0,30m et de hauteur totale h = 5.90m.
- ✓ La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 10cm.
- ✓ La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 0,30 m.
- ✓ Les longrines ont une hauteur de h = 0,40 m et une épaisseur de 0,40 m.

L'espacement en longueur est de 4.7 m entre les poteaux, et l'espacement entre les deux poteaux en largeur est de 2.36 m. Le nombre de poteaux total est de 12.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 12 semelles et 12 fouilles.

a) Calcul du volume de décapage :

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$V_d = e \times l \times L = 0.10 \times 20 \times 8 = 16 \text{ m}^3.$$

b) Calcul du volume des déblais :

*Pour une fouille : $V = 1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375 \text{ m}^3$.

*Pour 12 fouilles ; $V_{\text{exa}} = 3,375 \times 12 = 40.5 \text{ m}^3$.

$$V_{\text{exa}} = 40.5 \text{ m}^3.$$

c) Calcul du volume du béton de propreté :

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille :

$$V_{\text{bp}} = 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0,225 \text{ m}^3.$$

Pour les 12 fouilles : $V_{\text{bp}} = 12 \times 0,225 = 2.7 \text{ m}^3$.

$$V_{\text{bp}} = 2.7 \text{ m}^3.$$

d) Calcul du volume de béton armé :

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

✓ **Semelles :**

$$V = 0,4 \times 1,5 \times 1,5 = 0,9 \text{ m}^3, V_s = 12 \times 0,9 = 10,8 \text{ m}^3.$$

$$V_s = 10,8 \text{ m}^3.$$

✓ **Demi – poteaux :**

$$V = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 \text{ m}^3.$$

On a 12 demi – poteaux, donc :

$$V_{dp} = 12 \times 0,16 \Rightarrow V_{dp} = 1,92 \text{ m}^3.$$

$$V_{dp} = 2,24 \text{ m}^3.$$

✓ **Poutre inférieure :**

$$V_{pinf} = (0,4 \times 0,4 \times 20 \times 3) + (0,4 \times 0,4 \times 8 \times 4) - (0,4 \times 0,4 \times 0,4 \times 12) = 13,952 \text{ m}^3.$$

$$V_{pinf} = 13,952 \text{ m}^3.$$

✓ **Chape inférieure :**

La chape inférieure a une épaisseur de 10cm, on aura :

$$V = 0,10 \times 20 \times 8 = 16 \text{ m}^3.$$

$$V_{cinf} = 16 \text{ m}^3.$$

✓ **Poteaux :**

$V_p = 5,90 \times 0,4 \times 0,4 = 0,944 \text{ m}^3$; donc pour 12 poteaux est :

$$V_p = 12 \times 0,944 = 11,328 \text{ m}^3$$

$$V_p = 11,33 \text{ m}^3.$$

✓ **Poutres supérieures :**

$$V_{ps} = 13,952 \text{ m}^3.$$

✓ **Chape supérieure :**

$$V_{cs} = 16 \text{ m}^3.$$

Le volume total du béton armé sera donc de $84,274 \text{ m}^3$, soit : **85 m^3** .

e) **Calcul du volume du remblai compacté :**✓ **Fouille :**

$V_0 = 3,375 \text{ m}^3$, est le volume d'une fouille ;

$V_1 = 0,225 \text{ m}^3$, est le volume occupé par le béton de propreté ;

$V_2 = 0,16 \text{ m}^3$ est le volume occupé par le demi – poteau ;

$V_3 = 0,9 \text{ m}^3$, est le volume occupé par la semelle ;

Le volume de remblai pour chaque fouille est :

$$V = V_0 - (V_1 + V_2 + V_3) = 3,375 - (0,225 + 0,9 + 0,16) = 2,09 \text{ m}^3.$$

Donc pour 12 semelles $V = 2,09 \times 12 = 25,08 \text{ m}^3$.

$$V = 25,08 \text{ m}^3.$$

✓ **Remblai compacte de la dalle inférieure :**

$$V_{rc} = 0,3 \times 20 \times 8 = 48 \text{ m}^3.$$

$$V_{rc} = 48 \text{ m}^3.$$

✓ **Remblai compacte total :**

$$V_t = 25,08 + 48 = 73,08 \text{ m}^3.$$

$$V_t = 73,08 \text{ m}^3.$$

Le volume total du remblai compacté est de $73,08 \text{ m}^3$, on majorera ce chiffre à **74 m^3** .

f) Calcul du volume de la maçonnerie :

On utilise le type de briques ;

- Briques (30x20x10), $S_i=0,06 \text{ m}^2$.
- Surface du mur $S = 2 \times 5,5 \times (20+8)=308 \text{ m}^2$.
- $N_b=231/0,06=5134$ briques.
- Nombre de brique qu'il faut commander est :

$$N_b+100=100+5134=5234 \text{ briques.}$$

Tableau (VII.5): les travaux de la station de pompage.

N°	Désignation de travaux ou matériel utilisé	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	16
2	Excavation	m ³	40.5
3	Remblai compacté	m ³	74
4	Béton de propreté	m ³	2.7
5	Béton armé	m ³	85
6	Maçonneries	Unité	5234

VII.3/Evaluation du projet :

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

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

VII.3.1/ Devis estimatif :

Les résultats de calcul pour l'estimation du cout de d'achète et de transport sont regroupés dans le tableau (VII.6)

Tableau (VII.6) : Devis estimatifs d'établissement de la conduite d'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	5040.01	400,00	20162004,00
2	Lit de sable	m ³	679.44	300,00	964515,00
3	Remblais	m ³	44450.54	400,00	17780216,00
4	La conduite Ø160	m	5960	1428.30	8512668,00

Le coût des travaux de l'adduction est de : **47 419 403,00 DA.**

Tableau (VII.7): Coût des travaux d'une seule station de pompage

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m ³	56,5	400,00	22 600,00
2	Béton armé	m ³	85	20 000,00	1700 000,00
3	Béton légèrement armé	m ³	2.7	12 000,00	32 000,00
4	Remblais compacté	m ³	74	400,00	29 600,00
5	Maçonnerie	u	5234	40,00	209360,00
				Montant	1993560,00

Le coût des travaux de deux stations de pompage est de : **3 987 120,00 DA**

• **Cout des travaux des réservoirs :**

On a un réservoir de 500M3 et deux bâches d'eau de 50M3 de chaque une.

Le coût total de ces réservoirs est d'environ : **3 200 000,00 DA.**

VII.3.2/ Devis global :

Tableau (VII.7): Bilan des coûts

Coût des stations de pompage.	3 987 120,00 DA
Coût de l'adduction.	47 419 403,00 DA
Coût des réservoirs	3 200 000,00 DA
Coût de l'ensemble du projet.	54 606 523,00 DA

Conclusion : Le coût global du projet est estimé à **54 606 523,00 DA**

VII.4/Choix des engins de mise en place de la conduite :

Il est important de choisir pour chaque type de travail, l'engin et le matériel le mieux adapté, de manière à obtenir un meilleur rendement. Pour notre cas on a envisagé de choisir les engins suivants :

✓ **Pelle hydraulique :**

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs ;

- marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

- La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins : Godet normal pour travail en butée.

- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.

- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

- Dragline pour travail en fouille.

- Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique.

✓ **Les Dozers :**

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs, se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

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

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

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

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

✓ **Les chargeurs :**

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

✓ **Compacteur (vibrateur de sol) :**

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

Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Le coût total du projet qui est de **54 606 523,00 DA.**
- La durée du projet qui est environ de **200 jours.**

Enfin le choix des engins les plus approprié pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthode de conduite de chantier peuvent apporter.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

A travers ce mémoire, nous avons traité une étude de l'adduction des villages sud de Kadiria (Taktiout, Karfala, Oulad Lalaam, et Beni Maaned), Commune de Kadiria, wilaya de Bouira, à partir d'un système transfert Koudiat Acerdoune.

Pour cela nous avons regroupé toutes les informations relatives à la zone d'étude pour déterminer les besoins en eau à l'horizon de l'étude, qui sont de **22.66 l/s**. Le débit fournit par la conduite de transfert est de **25 l/s**.

Au cours de ce travail nous avons projeté un réservoir de stockage de **500 m³** de capacité; la topographie de la région impose l'utilisation d'une station de reprise existante au niveau de Boulerbeh située à 4 km de Kadiria d'une capacité de **50m³**, et la projection de deux stations de reprise d'une capacité de **50m³** pour chacune.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, on a choisi le **P.E.H.D PN16** avec un diamètre économique de : **160 mm**, pour les trois tronçons (SRP1-SRP2, SRP2-SRP3, SRP3-R).

Le choix des pompes, réalisé par le catalogue CAPRARI, s'est porté sur trois pompes à axe horizontal multicellulaires de type **PM80/3B**, **PM80/3A**, et **PM80/3A** pour les stations de reprise.

Concernant la protection contre le phénomène de coup de bélier, nous avons cité les différents moyens de protection ainsi que les méthodes de calcul des réservoirs d'air, et nous avons déterminé les volumes de ces réservoirs d'air anti bélier, et on prévoit l'installation juste à la sortie de chaque station de reprise, Ces réservoirs d'air ayant une capacité respectivement, 100 , 300 ,500 litres.

Pour l'organisation de chantier, on a trouvé les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier, Le coût total du projet qui est de **54 606 523,00 DA** et La durée du projet qui est environ de **200 jours**.

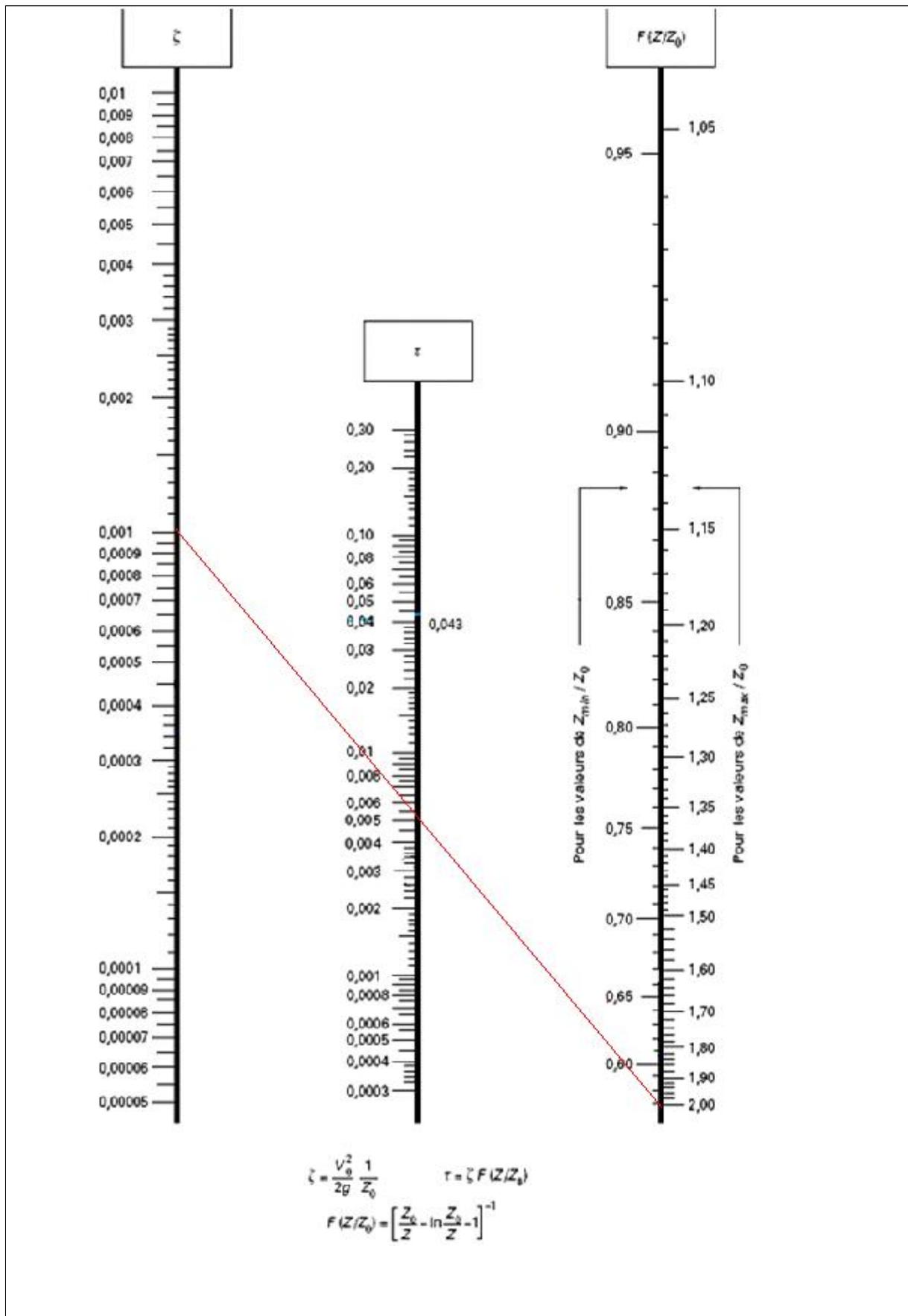
Enfin, ce projet de fin d'étude nous a permis de découvrir le monde professionnel par la réalisation d'une telle étude à partir des données réelles. On espère que cette étude remédiera au maximum de problèmes rencontrés et qu'elle présente un support important pour l'exécution du projet d'alimentation en eau potable de cette région.

BIBLIOGRAPHIE

- **A.LENCASTRE.** Hydraulique générale, édition Eyrolles, Paris 1983. Page: 15.18.22.
- **MOUNIR BOUSLIM ESIE.** «Alimentation en Eau Potable», Page 10-62-64.
- **DUPONT ANDRE.** Hydraulique urbain, Tome II, Edition Eyrolles, 1979-Page : 46.
- **JEAN FRANCOI.** Pompes centrifuges, hélico-centrifuges et axiales, cavitation B4313, traité génie mécanique. Page : 93.94.95.
- **JEAN LOUP ROBERT.** technique et documentation, LAVOISIER. Page : 82.

ANNEXES

Annexe 2: Abaque de VEBERT pour le calcul simplifié des réservoirs d'air



ANNEXE N°1

Variation de la consommation

Tableau N°9: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	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