

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Adduction en eau potable des zones rurales de la commune de Taoughrite (w. Chlef) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0006-15

APA Citation (APA توثيق):

Douda, Khalil (2015). Adduction en eau potable des zones rurales de la commune de Taoughrite (w. Chlef)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ADDUCTION EN EAU POTABLE DES ZONES RURALES
DE LA COMMUNE DE TAOUGHRITE (W .CHLEF)**

PRESENTE PAR :

M^r DOUDA KHALIL

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr KHODJET-KESBA Omar	Professeur	Président
Mr DJELLAB Mohamed	M.C.A	Examineur
M ^{me} BERBACHE Sabah	M.A.A	Examinatrice
Mr HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Examineur
M ^{me} MOKRANE Wahiba	M .A.A	Promotrice

Septembre - 2015

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ADDUCTION EN EAU POTABLE DES ZONES RURALES
DE LA COMMUNE DE TAOUGHRITE (W .CHLEF)**

PRESENTE PAR :

M^r DOUDA KHALIL

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr KHODJET-KESBA Omar	Professeur	Président
Mr DJELLAB Mohamed	M.C.A	Examineur
M ^{me} BERBACHE Sabah	M.A.A	Examinatrice
Mr HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Examineur
M ^{me} MOKRANE Wahiba	M .A.A	Promotrice

Septembre - 2015

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère : Nassira.

Mon père : Farhat.

Mes frères: Bassam, Amar, Mohamed.

Mes sœurs :Nadjate ,Nadjwa et leurs enfants Salah ,Mahmoud et Abdelmouman.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

A tous mes frères et amis en particulier à : nadjib ,raouf, chawki, atiya, khalifaoui, Abd alghani, Said, Channouf ,Bilal, Chalghoumi, taoussi, kamal, habib, boutaba, dradji, Boukada, choaybe ,rabel, chocho, sofain, jaafar, milouda, yacine , khatir, hamidou, rabia m,rabia ,ahmed, hamza, koka, bilka, mahdi, hima, abdallah, Talal , ali,Pato,nouredine,khairedine, anoir ,hawari,khaled , bilkassem , mahdi, faicl mt,

En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et tous ceux qui me sont chers.

Douda Khalil

REMERCIEMENTS

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

Mes vifs remerciements à mon très cher parent, mes frères et mes sœurs qui m'ont facilité les choses pour accomplir mes études.

Je remercie aussi ma grande famille (oncles, tantes et cousins)

- ❖ Je remercie fortement mon promotrice Mme .MOKRANE .W de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.
- ❖ je tiens à remercier aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.
- ❖ Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.
- ❖ Je tiens aussi à exprimer mes vifs remerciements à toutes les Personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

DOUDA KHALIL

ملخص:

يتضمن هذا المشروع وجود نظام غير متكامل لجر المياه الصالحة للشرب بالمناطق الريفية المتواجدة ببلدية تاوغريت (ولاية الشلف)، و من أجل هذا المشروع ، يتوجب علينا أن نخطط لوضع قنوات لجر هذه المياه من أجل تحقيق الاكتفاء المائي لهؤلاء المستهلكين إلى أفق 2040.

تتعلق هذه الدراسة بشبكة تحويل المياه من خزان المياه المتواجد بتاوغريت إلى خزان الربط بواسطة محطة ضخ ثم إلى خزاني أولاد المهني والنوارين عن طريق الجاذبية.

Résumé :

Dans ce projet, le système d'adductions en eau potable pour les zones rurales de la commune de TAOUGHRITE (Wilaya de CHLEF) est incomplet, dans ce but, nous sommes appelés à projeter des adductions pour garantir les besoins en eau des consommateurs de ces agglomérations pour l'horizon 2040.

Cette étude consiste à réaliser une adduction à partir de réservoir de TAOUGHRITE vers le réservoir tampon à l'aide d'une station de pompage, puis gravitairement vers deux réservoirs d'OULADE MOHANNI et NEOUARRIEN.

Abstract:

In this project, the system of adduction of drinking water of the rural areas of Municipalities of TAOUGHRITE(CHLEF) is unfinished, Accordingly, this project connors a project adductions to satisfy the consumers' needs in drinking water supply until the horizon of 2040. Thus, this study concerns the network of water transfer from tank of (TAOUGHRITE) to the tank tampon through a pumping station, after to the tank of OULED MOUHANNI and NEOURRIEN

Sommaire

Introduction.....	1
Chapitre I : Présentation de la ville	
I. Introduction	2
I.1 Situation géographique de zone.....	2
I.2. Situation climatique.....	3
I.2.1. Climat :	3
I .2.2 Précipitations :	3
I .2.3 Température :	3
I .2.4. Le Vent :	3
I .2.5 Humidité :	4
I.3 : Situation topographique :	4
I .4Situation Séismique :	4
I.5.Situation hydraulique actuelle :	5
I.5.1. Station de dessalement :	5
I.5.2. Système d'alimentation :	6
I.6.Population :	6
Conclusion	7

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	8
II-1 EVOLUTION DEMOGRAPHIQUE.....	8
II-1-1 Evolution de la population à horizon d'étude	8
II-1-2Besoins des logements projeté :	9
II-2 Estimation des besoins en eau potable.....	9
II-2-1 Les besoins domestiques	9
II-2-1-1 L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	9
II-3 Variations de consommation maximale et minimale journalière :	12
II-3-1Consommation maximale journalière	12
II-3-2Consommation minimale journalière	12
II-4Variation des débits horaires	15
Conclusion	24

Chapitre III : Dimensionnement des Réservoirs

Introduction :	25
III.1. Rôles des réservoirs :	25
III.2. Prescriptions sanitaires.....	25
III.3. Critères du choix d'emplacement et d'implantation des réservoirs.....	26
III.4. Classification des réservoirs	26
III.5. Critères de Choix du type de réservoir	27
III.6. Equipements du réservoir	27
III.7 Calcul de la capacité des réservoirs :	30
III.7.1 Calcule la capacité de réservoir	30
III .7.1.1La méthode analytique :	30
III .7.1 .2 Méthode graphique :	31
III .7.2 Cas d'un remplissage gravitaire :	31
III.7.3 Dimensionnement de la Bâche de reprises de la station de pompage	33
III.7.4Dimensionnement de réservoir tampon	34
Conclusion	36

CHAPITRE IV ETUDE D'ADDUCTION

INTRODUCTION :	37
IV.1 Type d'adduction.....	37
IV.2 Adduction et type d'écoulement.....	37
IV.3 Critères de choix de tracé	37
IV.4 Choix du matériau de la conduite	38
IV.5 Etude des variantes	39
IV-5-1: La première variante :	39
IV-5-2: La deuxième variante :	40
IV-6: Etude technico-économique de l'adduction :	40
IV-6-1: Cas de refoulement :	40
IV-6-2: Frais d'exploitations :	43
IV-6-2-1: Calcul des pertes de charge :	43
IV-6-2-2 : Calcul de la hauteur manométrique totale :	44
IV-6-2-3 : Puissance absorbée par la pompe :	44
IV-6-2-4 : Energie consommée par la pompe :	45
IV-6-2-5 : Calcul des frais d'exploitation :	45

IV-6-2-6 : Frais d'amortissement :	45
IV-6-3 : Cas gravitaire :	46
IV-6-3-1 : Calcul des pertes de charge :	46
IV-6-3-2 : La vitesse d'écoulement :	46
IV-7 : Etude des variantes :	47
IV-7-3 : comparaison entre les deux variantes :	56
Conclusion	57

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction :	58
V.1.Définition:	58
V.2. Différents types de pompes et leurs caractéristiques :	58
V.2.1. Pompes volumétriques:	58
V.2.2.Les turbopompes :	58
V.3.Critères de Choix du type de pompe	59
V.4.Exigences principales soumises à la station de pompage :	59
V.5.Choix de l'emplacement de la station de pompage :	59
V.6.Type de bâtiment de la station	60
V.7.Les équipements d'une station de pompage	60
V.8. Couplage des pompes :	61
V.9. Choix du nombre de pompe secours	61
V.10. Choix du nombre de pompe:	61
V.11. Refoulement : Station de pompage- Réservoir tampon	62
IV-11-1.Courbes caractéristiques des pompes :	62
V.12.Point de fonctionnement d'une pompe	63
V.13 Courbe caractéristique de la conduite	64
V.14. Modes de réglage.....	65
A.1 Vannage	66
A.2 Diminution le temps de pompage	67
A.3 Rognage.....	67
V.15 Etude de la cavitation.....	68
V.16 Calage de la pompe	71
V.17 Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :	71
V.17.1 Équipements en amont de la pompe :	71

V.17.2 Équipements en aval de la pompe.....	72
V.18.Dimensions du bâtiment :	73
V.19Protection contre coup de bélier :	75
V-19-1Les risques des aux coups de bélier :	75
VI-19-2 Les remèdes :	75
V-19-3 Calcule du réservoir d'air :	76
Conclusion	78

Chapitre VI : Pose de canalisation et Accessoires

Introduction.....	79
VI.1. Pose des canalisations.....	79
VI.1.1. Le Principe de pose des canalisations :	79
VI.2.Accessoires	80
VI.2.1. Vannes de sectionnement :	80
VI.2.2 .Ventous.....	81
VI.2.3. Vidange.....	82
VI.2.4. Clapet anti retour	82
VI.2. 5.Organes de raccordement	82
VI.2.6.By-pass	83
VI.2.7.Crépines	83
VI.2.8.Organes de mesure.....	83
VI.2.8.2.Mesure de pression	85
Conclusion	86

Chapitre VII : Organisation de chantier

INTRODUCTION	87
VII.1.Calcul des volumes des travaux de l'adduction :	87
VII.1.1.Déblais d'excavation :	87
VII.1.2.Remblais compacté :	88
VIII -3-Choix des engins de terrassement :	88
VII-4 : La durée d'excavation :	90
VII-6-Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :	92
VII.6.1.Détermination du volume de décapage:	93
VII.6.2. Détermination du volume de déblais :	93
VII.6.3 .Détermination du volume du béton de propreté :	93

VII-6-4-Calcul du volume de béton armé :	93
VII.6.5. Détermination du volume de remblais	94
VII.6. 6. Détermination des maçonneries:	94
VII-7-Calcul des volumes des travaux des réservoirs :	95
VII-7-1-Réservoirs d'OULED MOHANNI :	95
VII-7-1-1-Calcul du volume des déblais :	95
VII-7-1-2-Calcul du volume du tout-venant:	95
VII-7-1-3-alcul du volume de béton de propreté :	95
VII-7-1-4-Calcul du volume du béton armé :	96
VII-7-2-Réservoirs de 1200 m ³ :	97
VII-8-Devis des travaux :	97
VII.9 Sécurité du travail :	99
VII.9.1. Causes des accidents de travail :	99
VII.10. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :	100
VI.10.1. Protection individuelle :	100
VII.10.2. Protection collective :	100
Conclusion.....	101
Conclusion général	102

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 :Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle (2002-2011)	3
Tableau I. 2 :Températures moyennes mensuelles (2002-2011).....	3
Tableau I.3 :Vitesses moyennes mensuelles du vent (2002-2011)	4
Tableau I.4 :Nombre des jours de sirocco sur l'année (2002-2011).....	4
Tableau I. 5 :Humidité mensuelle moyenne (2002-2011)	4
Tableau I.6 :Résulta d'analyse de l'eau de de station de dessalement des eaux de mer	5

Chapitre II: Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II.1: nombre de population pour défieront horizon	8
Tableau II. 2: Tableau récapitulatif des consommations journalières actuel	10
Tableau II. 3: Tableau récapitulatif des consommations journalières en2040	11
Tableau II.4 :Tableau des consommations journalières en2040 pour la cité projeté	11
Tableau II.5 :Tableau récapitulatif des consommations journalières en2040	11
Tableau II.6 :Consommations maximale et minimale journalière pour chaque zone en 2040..	13
Tableau II. 7: Récapitulation des différents débits journaliers des zones a étudié.....	14
Tableau II. 8: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	15
Tableau II. 9 :Variation de débits horaires pour 2040 d'OULED MOUHANNI	16
Tableau II.10 :Variation de débits horaires pour 2040 d'OULED EL HADJ KHAROUBI...	17
Tableau II. 11 :Variation de débits horaires pour 2040 d'EL NOUARIYINE	18
Tableau II. 12 :Variation de débits horaires pour 2040 de BERRAKENIA	19
Tableau II. 13 :Variation de débits horaires pour 2040 d'EL DJIAR	20
Tableau II. 14 :Variation de débits horaires pour 2040 de HERRARETHA.....	21
Tableau II.15 :Variation de débits horaires pour 2040 de SEOUALEHIA	22
Tableau II.16 :Variation de débits horaires pour 2040 de la cité projetée	23

Chapitre III : Les Réservoirs

Tableau III.1 :Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux	33
Tableau III.2 :Tableau donnant les dimensions de bache de reprise.....	34
Tableau III.3 :Tableau donnant les dimensions de réservoir tampon	35

Chapitre IV: Etude De L'adduction

Tableau IV. 1: Les valeurs de M	42
Tableau IV.2 :Les valeurs de K, m et β	42
Tableau IV.3: Les valeurs de α , a et b	43
Tableau IV.4 :Calcul de la Hmt de la station de pompage pour la 1er variante	47
Tableau IV.5: Calcul des frais d'exploitation pour la 1ère variante	48
Tableau IV.6 :Calcul des frais d'amortissement pour la 1ère variante.....	48

Tableau IV.7 :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation pour la 1ère variante	48
Tableau IV. 8 :Calcul de la Hmt de la station de pompage pour la2eme variante	51
Tableau IV.9 :Calcul des frais d'exploitation pour la 2eme variante.....	52
Tableau IV.10 :Calcul des frais d'amortissement pour la 2eme variante.....	52
Tableau IV.11 :Bilan des frais d'investissement et d'exploitation pour la 2emevariante.....	52
Tableau IV.12 :Bilan des deux variantes.....	56

Chapitre V: Etude Du Pompage

Tableau V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre(SP)	62
Tableau V.2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP – RT)	64
Tableau V.3: Pression atmosphérique en fonction de la cote.....	69
Tableau V.4: Pression de vapeur en fonction de la température	69

Chapitre VII : Organisation de chantier et Protection et sécurité du travail

Tableau VII. 1: calcul du volume à excaver.....	87
Tableau VII.2: calcul du volume de lit de sable.....	88
Tableau VII.3: calcul du volume du remblai de l'adduction.....	88
Tableau VII. 4 :Volumes des travaux de l'adduction.....	88
Tableau VII.5 :Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	91
Tableau VII.6 : Tableau de déferant opération de terrassement.....	92
Tableau VII. 7 :Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage.....	93
Tableau VII.8 :Calcul du volume du béton armé du réservoir 1200.....	97
Tableau VII. 9 :Volumes de travaux de réservoir	97
Tableau VII.10 :Devis des différents travaux.....	98

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 Plan de situation de la commune de TAOUGHRITE	2
Figure I.2 Carte de zonage sismique de territoire nationale.....	5
Figure I.3 Osmose inverse.....	6
Figure I.4 répartition de la population de la zone d'étude à l'horizon 2008.....	7

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Figure II.1: évolution de la population pour les différents horizons	9
--	---

Chapitre III: Les réservoirs

Figure III .2: équipement de réservoir.....	29
---	----

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Figure IV.1 1 Schéma de la variante N°1.....	40
Figure IV.1 2 Schéma de la variante N°2.....	40
Figure IV.1 3 Bilan pour la 1ère variante.....	49
Figure IV.1 4 Bilan pour la 2ème variante.....	53

Chapitre V: Etude du pompage

Figure V. 1 Les courbes caractéristiques de la pompe.....	63
Figure V. 2 Point de fonctionnement de la pompe	65
Figure V.3: détermination de débit homologue.....	68

Chapitre VI : Pose de canalisation et Accessoires

Figure VI. 1: Les différents types de ventouses	81
Figure VI. 2 Diaphragme	83
Figure VI. 3 Venturi	83
Figure VI. 4 Tuyère.....	83
Figure VI. 5 Manomètre à aiguilles	84
Figure VI. 6 Manomètre à soufflet	85

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII. 1 Pelle hydraulique.....	88
Figure VII. 2: Bulldozer	88
Figure VII. 3: Chargeur.....	90
Figure VII. 4: Compacteur	90
Figure VII. 5: Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.....	92

Liste des planches

Planche N°1 : levé topographique de l'adduction

Planche N°2: Schémas synoptique de l'adduction

Planche N° 3 : Profile en long de la conduite de refoulement

Planche N°4 : Profile en long de la conduite Réservoir tampon-Réservoir de distribution

Planche N°5 : Les accessoires

Planche N°6 : Plan et coupe de réservoir

Introduction générale

L'importance de l'eau pour la vie et comme composant de l'écosystème mondial n'est plus à démontrer. Cette ressource qui répond aux besoins fondamentaux de l'homme est un élément-clé du développement, en particulier pour générer et entretenir la prospérité par le biais de l'agriculture, de la pêche, de la production d'énergie, de l'industrie, des transports et du tourisme. En outre, l'eau est vitale pour tous les écosystèmes du monde. Cependant, dans les faits, nous faisons face à une crise mondiale de l'eau.

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

Dans ce contexte l'objectif du présent travail contribue à l'étude de l'adduction des zones rurales de la commune de TAOUGHRITE wilaya de CHLEF.

Le projet est composé d'une adduction mixte comportant des tronçons gravitaires et refoulements à partir de réservoir de TAOUGHRITE.

Ce mémoire de fin d'étude est représenté comme suit :

1. Présentation de la zone d'étude
2. Évaluation des besoins en eau
3. Les réservoirs
4. Etude de l'adduction
5. Etude du pompage
6. Pose de canalisation et accessoires
7. Organisation de chantier et Protection et sécurité de travail

Chaque partie citée ci-dessus est indispensable à l'élaboration de ce projet et l'ensemble doit être achevé par une conclusion générale.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE LA ZONE
D'ETUDE

I. Introduction

Le chapitre englobe une brève présentation sur la zone d'étude et donne les différentes situations de la commune de TAOUGHRITE.

I.1 Situation géographique de zone

La zone d'étude située à la commune de TAOUGHRITE à nord-ouest de chef-lieu de la wilaya de CHLEF à 64 Km, à plus de 350Km à l'Ouest d'ALGER

La commune de TAOUGHRITE est limitée par :

- La commune d'EL MARSA au Nord
- La commune d'AIN MRANE au Sud
- La commune de DAHRA au Ouste
- Les communes de MOUSSADEK et HERENFA au l'Est

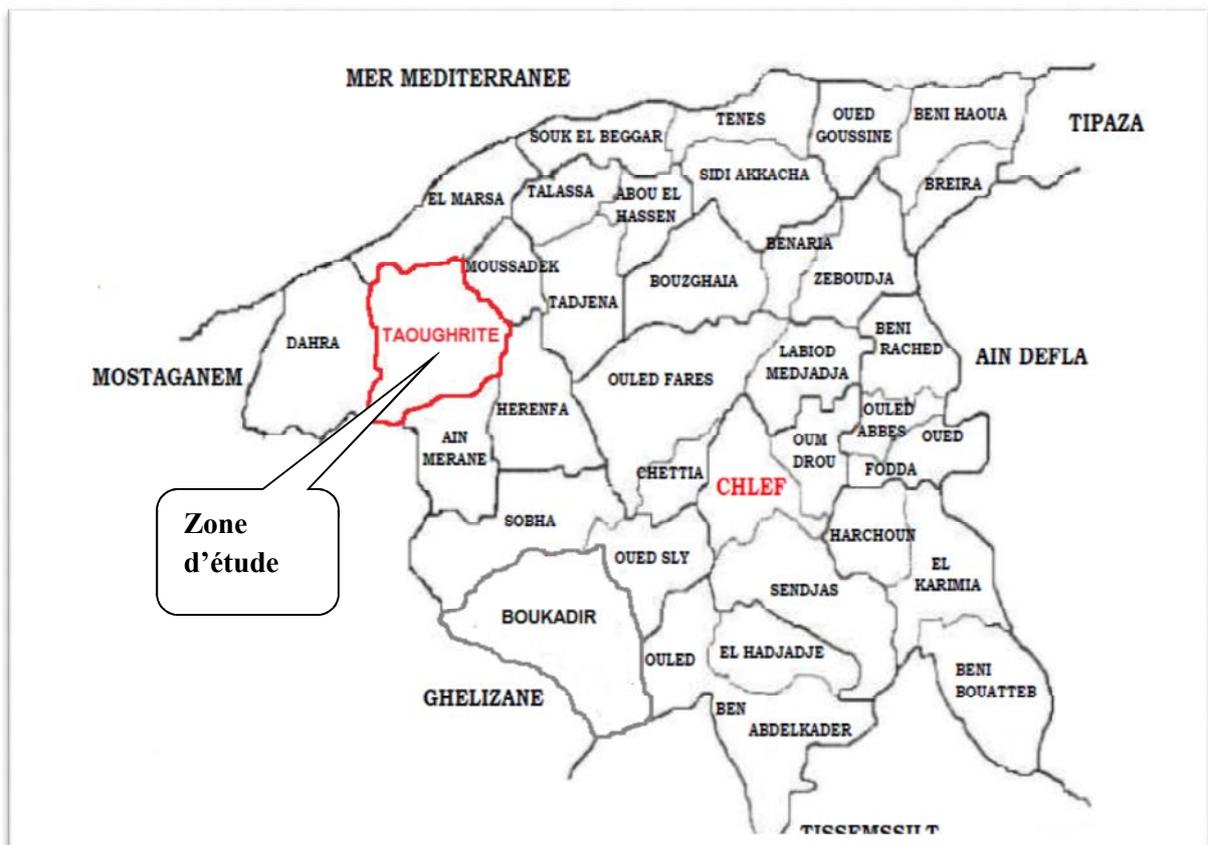


Figure I.1 Plan de situation de la commune de TAOUGHRITE

I-2. Situation climatique

I-2-1. Climat : Du fait de sa situation géographique, la ville se caractérise par un climat semi-aride, qui présente les caractères principaux suivants : Un été sec et très chaud, un hiver relativement humide et froid.

I -2-2- Précipitations : L'étude des précipitations est indispensable, elle détermine les écoulements des oueds et les écoulements souterrains qui permet d'augmenter le niveau de la nappe, alors le niveau piézométrique dans les forages.

Tableau I -1: la pluie moyenne mensuelle (2002-2011)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
P (mm)	19,7	32,5	53,9	61,1	57,2	55	44	34,4	26,1	4,6	3,6	4,9	397

Source : ONM Chlef

D'après cette répartition on distingue une saison humide de 9 mois (de Septembre Jusqu'à Mai) pendant laquelle la pluie représente 95,46 % de la pluie moyenne Annuelle et une saison sèche aux mois de Juin, Juillet et Août.

I -2-3 – Température : La région de TAOUGHRITE est caractérisée par un climat méditerranéen, avec un été très chaud et sec et un hiver humide et froid, dont la température maximale $T_{max} = 38,9^{\circ}\text{C}$ et minimale $T_{min} = 5,3^{\circ}\text{C}$

Tableau I.2 : Températures moyennes mensuelles (2002-2011)

:

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
$T_{max}(^{\circ}\text{C})$	11.7	13.7	16.9	22,6	28,7	36,5	37,7	38,9	26.8	23.9	18.3	12.9
$T_{min}(^{\circ}\text{C})$	5,3	6,2	8,01	14.5	17.8	25.5	27.8	27.7	24.1	18.6	13.4	9.8
$T_{moy}(^{\circ}\text{C})$	8,5	9,95	12,4	18,5	23,2	31	32,7	33,3	25.4	21.2	15,8	11.4

Source : ONM Chlef

I -2-4- Le Vent : Les vents sont de fréquences différentes durant l'année et les vents dominants sont de direction Ouest, Ouest sud-ouest.. Surtout pendant la saison chaude.

Tableau I -3: Vitesses moyennes mensuelles du vent (2002-2011)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
V(m/s)	2,9	2.3	3.1	4.2	4.5	3.4	4.6	3.2	2.8	2.6	2,9	2.8

Source : ONM Chlef

Le sirocco est un vent qui vient de sud (Sahara), elle est pleine de sable et provoque des dégâts très important sur les hommes et les plants de la région, ainsi que une augmentation brutale de température

Tableau N° I.3 : Nombre des jours de sirocco sur l'année (2002-2011).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	total
Nombre de jours	1	0	0	0	0	0	0	1	1	2	3	4	12

Source : ONM Chlef

I -2-5- Humidité : L'humidité de l'air est un élément atmosphérique aussi important que la précipitation, C'est un paramètre important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale, elle représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

Tableau I -4: Humidité mensuelle moyenne (%) (2002-2011).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
H(%)	79	82	72	68	61	57	49	50	64	72	78	82	68

Source : ONM Chlef

La moyenne annuelle de la région est de 68 %. Ses valeurs maximales sont atteintes en Décembre, Janvier et Février (79 à 82 %) et minimales en Juillet (49 %).

I.3 : Situation topographique :

La région de TAOUGHRITE et ses alentours reposant sur un relief quasiment montagneux de pente de terrain dépassant les 5%.

I -4- Situation Séismique :

L'Algérie est découpée en quatre zones séismiques. D'après le découpage la willaya de CHLEF se trouve dans la zone trois (III) c'est-à-dire une zone à forte séismicité.

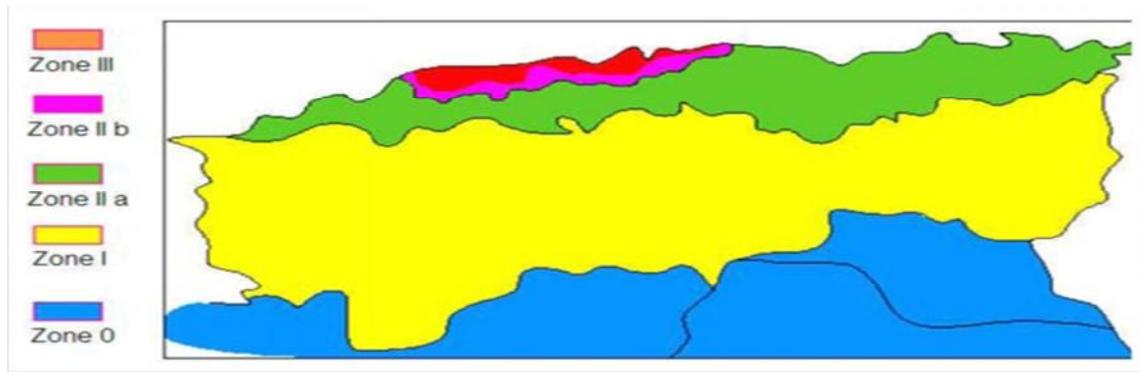


FIGURE I.1: Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en2443 (Source : CGS).

I.5.Situation hydraulique actuelle :

I.5.1. Station de dessalement :

La station de dessalement de l'eau de mer (SDEM) est bâtie à Ténès. L'usine a une capacité de 200000 m³/j et sera destinée à renforcer et sécuriser les systèmes d'AEP de la wilaya de CHELIF.

Les données les plus importantes concernant cette station sont:

- La capacité de production est de 200000 m³/jour, en continue, 24 h/24 h.
- Le procédé de dessalement appliqué est l'osmose inverse.
- L'eau dessalée chlorée à la sortie avec un dosage de 0.6 ppm.

Résultats d'analyse de l'eau de station de dessalement des eaux de mer

Paramètre	Unité	Résultats	Norme
PH		8,1	6,5÷8,5
Conductivité	μs/cm	1450	2800
Résidu sec	mg/l	892	2000
Calcium	mg/l	105	200
Magnésium	mg/l	60	150
Sodium	mg/l	55	200
Potassium	mg/l	1,5	20
Chlorure	mg/l	135	500
Sulfates	mg/l	210	400
Bicarbonates	mg/l	198	-
Nitrates	mg/l	3,6	50
Phosphate	mg/l	0,028	1,5
Silice	mg/l	1,3	-
Matières organiques	mg/l	3,8	10
DCO	mg/l	4	-
MES à 105°	mg/l	9	-

I.5.1.1. Présentation de procédé de traitement

Osmose inverse :

L'osmose inverse (OI) est née de la réversibilité de l'osmose naturelle.

Si l'on applique à la solution (A) une pression $P > P_0$, l'eau pure s'écoule en sens inverse de (A) vers (B) à travers la membrane semi-perméable (permet seulement le passage de l'eau) (figure II.5): c'est l'osmose inverse.

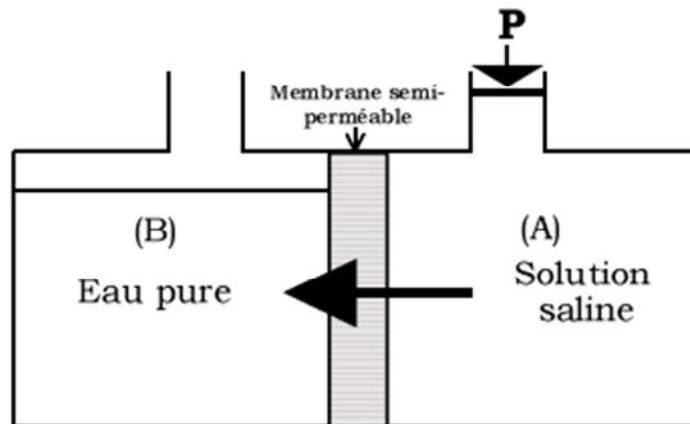


Figure II.5. Osmose inverse

I.5.2. Système d'alimentation :

Actuellement les différentes localités de la commune TAOUGHRITE sont alimentées en eau potable par camions citernes de l'APC.

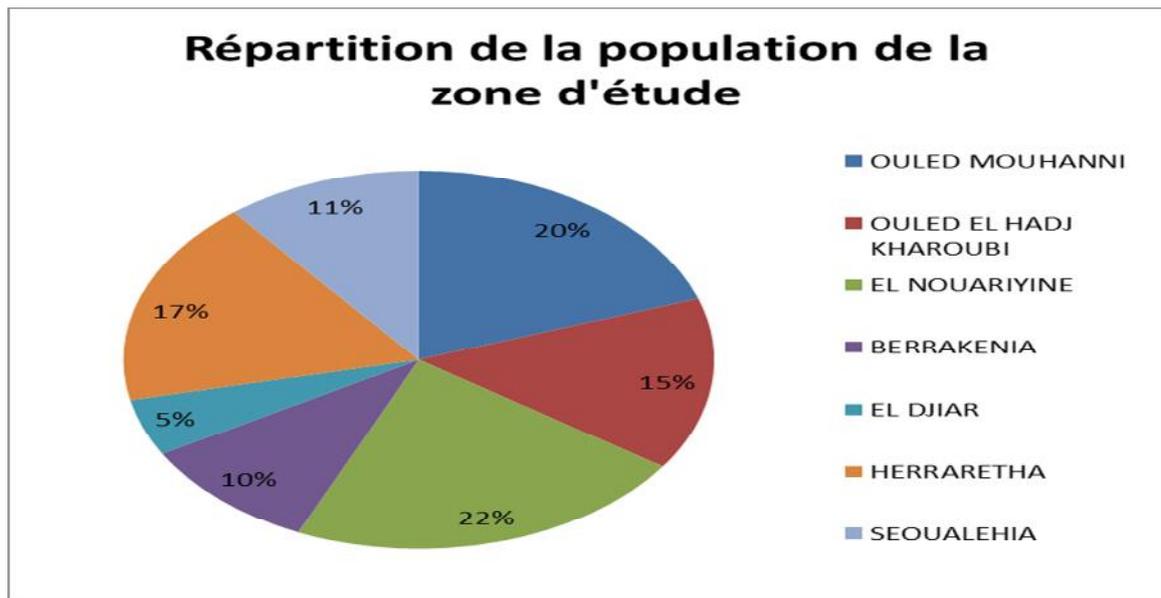
Selon les informations recueillies sur place, à l'heure actuelle les besoins en eau de la commune sont assurés par :

- Réservoir de distribution de la commune de TAOUGHRITE
- Plusieurs puits privés situés à ces localités

La profondeur moyenne de ces puits varie entre 5 et 10m

I.6. Population :

La population totale de la zone d'étude selon l'APC de TAOUGHRITE était 4530 habitants en 2008



FigureI.2: répartition de la population de la zone d'étude à l'horizon 2008

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de définir les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographique, climatologique, démographique ainsi que les ressources hydriques existantes. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

CHAPITRE II :
ESTIMATION DES BESOINS
EN EAU

Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...)

II-1 Evolution démographique.

II-1-1 Evolution de la population à horizon d'étude

D'après la APC de TAOUGHRITE, le taux d'accroissement est de 1,5%. La population par localités est calculée par rapport à l'horizon 2040 c'est-à-dire 25 ans par la relation :

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

P_n : population à l'horizon de calcul ;

P_0 : population à l'année de recensement 2008 ;

a : taux d'accroissement démographique, $a = 1,5\%$;(source APC de TAOUGHRITE)

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

Tableau II.1: nombre de population pour les différents horizons

	Référence 2008	Actuel 2015	En 2025	En 2030	En 2040
OULED MOUHANNI	894	992	1067	1240	1439
OULED EL HADJ KHAROUBI	670	743	863	930	1078
EL NOUARIYINE	1004	1114	1293	1393	1616
BERRAKENIA	456	506	587	632	734
EL DJIAR	219	243	282	303	352
HERRARETHA	800	887	1030	1110	1288
SEOUALEHIA	487	540	627	675	784
Total	4530	5026	5750	6285	7293

Figure II.1 La répartition des habitants par zone est représentée sur la

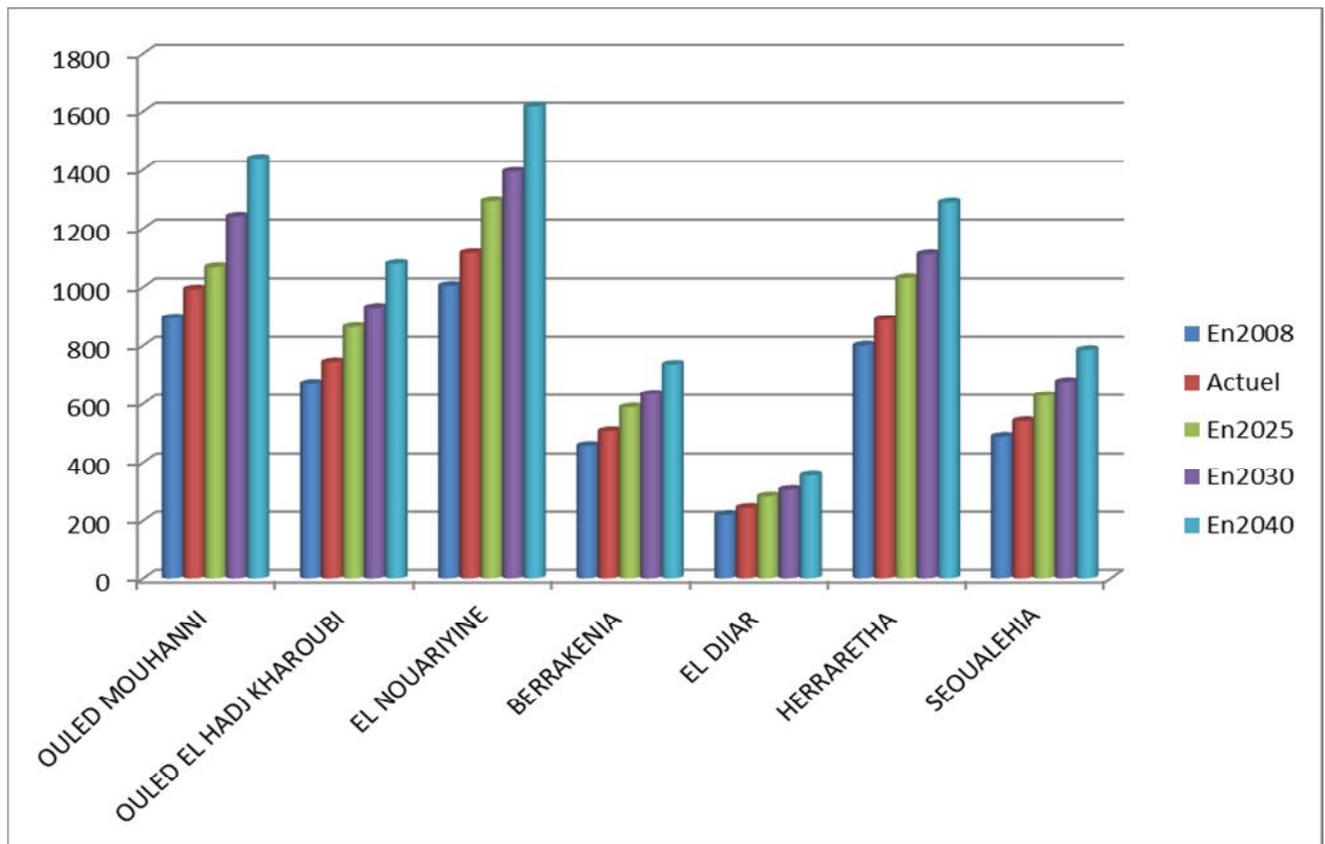


Figure II.1 : Evolution de la population

II-1-2 Besoins des logements projeté :

Selon les services de l'urbanisme la cité projetée sera alimenté à partir de réservoir projeté

EL NOUARIYINE qu'est composé de :

- 482 logements semi collectifs
- 306 lots habitats individuels

Nombre d'habitants par lotissement ou logement = 7 personnes

II-2 Estimation des besoins en eau potable

II-2-1 Les besoins domestiques

II-2-1-1 L'évaluation de la consommation moyenne journalière

❖ Choix de la dotation

L'évolution de la consommation domestique est basée sur l'évolution démographique

de la localité à desservir et des objectifs à atteindre pour la distribution d'eau (dotation), ainsi que la vocation économique de cette agglomération.

Cette consommation varie comme suit:

- de moins de 5000 habitants 33 à 140 l/j/hab
- de 5000 à 10000 habitants 65 à 170 l/j/hab
- de 10000 à 20000 habitants 82 à 205 l/j/hab
- de 20000 à 100000 habitants 115 à 265 l/j/hab

Vu le caractère rural de la zone à alimenter, la DRE de la wilaya d'Chlef a adopté une dotation de **150 l/j/hab**.

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

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

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier

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

N: nombre d'habitants

Tableau II.2: Tableau récapitulatif des consommations journalières actuel

	Nombre des habitants	Dotation (l/j/hab)	Debits (m ³ /j)
OULED MOUHANNI	992	150	184,8
OULED EL HADJ KHAROUBI	743	150	111,45
EL NOUARIYINE	1114	150	167,1
BERRAKENIA	506	150	75,9
EL DJIAR	243	150	36,35
HERRARETHA	887	150	133,05
SEOUALEHIA	540	150	81
Total	5026	150	753,9

Tableau II.5: Tableau récapitulatif des consommations journalières en2040

	Nombre des habitants	Dotation (l/j/hab)	Debits (m ³ /j)
OULED MOUHANNI	1439	150	215,85
OULED EL HADJ KHAROUBI	1078	150	161,7
EL NOUARIYINE	1616	150	242,4
BERRAKENIA	734	150	110,1
EL DJIAR	352	150	52,8
HERRARETHA	1288	150	193,2
SEOUALEHIA	784	150	117,6
Total	7293	150	1093,65

Tableau II.6 Tableau des consommations journalières en2040 pour la cité projeté

Nombre de logements + Habitats individuels	Populations	Dotation l/j/ hab.	Consommation (m3 / j)
788	5516	150	827.40

Tableau II.7 Tableau récapitulatif des consommations journalières en2040

Types de besoins	Consommation moy j (m3/j)
Besoin domestiques	1093,65
(besoin des logements projeté)	827.40
BESOIN TOTALE m 3 / j	1921m3/j

II-3 Variations de consommation maximale et minimale journalière :

II-3-1 Consommation maximale journalière

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

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

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

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

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

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

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

II-3-2 Consommation minimale journalière

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

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

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

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

Avec : $K_{min,j}$ [0,7 – 0,9]

On prend $K_{min,j}=0,8$

D'où: $Q_{min,j}= 0.8^* Q_{moy,j}$

Tableau II.8: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque zone en 2040

	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m^3/j)
OULED MOUHANNI	215,85	1,3	280,6	0,8	172,68
OULED EL HADJ KHAROUBI	161,7	1,3	210,2	0,8	129,3
EL NOUARIYINE	242,4	1,3	315,12	0,8	193,9
BERRAKENIA	110,1	1,3	143,13	0,8	88,1
EL DJIAR	52,8	1,3	68,7	0,8	42,24
HERRARETHA	193,2	1,3	251,1	0,8	154,56
SEOUALEHIA	117,6	1,3	152,9	0,8	93,88
besoin des logements projeté	827,40	1,3	1075,62	0,8	661,9
TOTAL	1921,05	1,3	2497,36	0,8	1536,84

Calcul des pertes

Il faut prendre en considération un coefficient de majoration, allant de 15% à 30% pour les différentes évaluations des besoins à travers les différents horizons pour faire face à des fuites dans le réseau, et pour notre étude on va prendre une valeur du taux de fuite égale à 20 %.

Tableau II-9 : Récapitulation des différents débits journaliers des zones a étudié :

	Qmax.j (m ³ /j)	perdes	Q maxj total
OULED MOUHANNI	280.6	56.12	336.72
OULED EL HADJ KHAROUBI	210.2	42.04	252.24
EL NOUARIYINE	315.12	63.02	378.14
BERRAKENIA	143.13	28.63	171.75
EL DJIAR	68.7	13.74	82.44
HERRARETHA	251.1	50.22	301.32
SEOUALEHIA	152.9	30.58	183.48
besoin des logements projeté	1075.62	215.12	1290.74
TOTAL	2497.37	499.47	3000

II-4Variation des débits horaires

Tableau II.11Variation de débits horaires pour 2040 d'OULED MOUHANNI

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=336.72 \text{ (m}^3\text{/j)}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	(h)	%	m3/h	m3/h
0-1	0.75	2.73	0.75	2.73
1_2	0.75	2.73	1.5	5.46
2_3	1	3.64	2.5	9.09
3_4	1	3.64	3.5	12.73
4_5	3	10.91	6.5	23.64
5_6	5.5	20.00	12	43.65
6_7	5.5	20.00	17.5	63.65
7_8	5.5	20.00	23	83.66
8_9	3.5	12.73	26.5	96.39
9_10	3.5	12.73	30	109.12
10_11	6	21.82	36	130.94
11_12	8.5	30.92	44.5	161.86
12_13	8.5	30.92	53	192.77
13-14	6	21.82	59	214.59
14-15	5	18.19	64	232.78
15-16	5	18.19	69	250.97
16-17	3.5	12.73	72.5	263.70
17-18	3.5	12.73	76	276.43
18-19	6	21.82	82	298.25
19-20	6	21.82	88	320.07
20-21	6	21.82	94	341.90
21-22	3	10.91	97	352.81
22-23	2	7.27	99	360.08
23-24	1	3.64	100	363.72
Total	100	363.72		

Le débit pointe $Q_{max,h}$ pour la localité d'OULED MOUHANNI est de $30.92\text{m}^3\text{/h}$ et survient entre 11h et 13h.

Tableau II.12 Variation de débits horaires pour 2040 d'OULED EL HADJ KHAROUBI

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=252.24 \text{ (m}^3\text{/j)}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
(h)	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	0.75	1.89	0.75	1.89
1_2	0.75	1.89	1.5	3.78
2_3	1	2.52	2.5	6.31
3_4	1	2.52	3.5	8.83
4_5	3	7.57	6.5	16.40
5_6	5.5	13.87	12	30.27
6_7	5.5	13.87	17.5	44.14
7_8	5.5	13.87	23	58.02
8_9	3.5	8.83	26.5	66.84
9_10	3.5	8.83	30	75.67
10_11	6	15.13	36	90.81
11_12	8.5	21.44	44.5	112.25
12_13	8.5	21.44	53	133.69
13-14	6	15.13	59	148.82
14-15	5	12.61	64	161.43
15-16	5	12.61	69	174.05
16-17	3.5	8.83	72.5	182.87
17-18	3.5	8.83	76	191.70
18-19	6	15.13	82	206.84
19-20	6	15.13	88	221.97
20-21	6	15.13	94	237.11
21-22	3	7.57	97	244.67
22-23	2	5.04	99	249.72
23-24	1	2.52	100	252.24
Total	100	252.24		

Le débit pointe $Q_{max,h}$ pour la localité d'OULED EL HADJ KHAROUBI est de $21.44\text{m}^3\text{/h}$ et survient entre 11h et 13h.

Tableau II.13 Variation de débits horaires pour 2040 d'EL NOUARIYINE

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=378.14 \text{ (m}^3\text{/j)}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	(h)	%	m ³ /h	%
0-1	0.75	2.84	0.75	2.84
1_2	0.75	2.84	1.5	5.67
2_3	1	3.78	2.5	9.45
3_4	1	3.78	3.5	13.24
4_5	3	11.34	6.5	24.58
5_6	5.5	20.80	12	45.38
6_7	5.5	20.80	17.5	66.18
7_8	5.5	20.80	23	86.97
8_9	3.5	13.24	26.5	100.21
9_10	3.5	13.24	30	113.44
10_11	6	22.69	36	136.13
11_12	8.5	32.14	44.5	168.27
12_13	8.5	32.14	53	200.42
13-14	6	22.69	59	223.10
14-15	5	18.91	64	242.01
15-16	5	18.91	69	260.92
16-17	3.5	13.24	72.5	274.15
17-18	3.5	13.24	76	287.39
18-19	6	22.69	82	310.08
19-20	6	22.69	88	332.77
20-21	6	22.69	94	355.46
21-22	3	11.34	97	366.80
22-23	2	7.56	99	374.36
23-24	1	3.78	100	378.14
Total	100	378.14		

Le débit pointe $Q_{max,h}$ pour la localité d'EL NOUARIYINE est de $32.14 \text{ m}^3\text{/h}$ et survient entre 11h et 13h.

Tableau II.14 Variation de débits horaires pour 2040 de BERRAKENIA

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=171.75 \text{ (m}^3\text{/j)}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
(h)				
0-1	0.75	1.29	0.75	1.29
1_2	0.75	1.29	1.5	2.58
2_3	1	1.72	2.5	4.29
3_4	1	1.72	3.5	6.01
4_5	3	5.15	6.5	11.16
5_6	5.5	9.45	12	20.61
6_7	5.5	9.45	17.5	30.06
7_8	5.5	9.45	23	39.50
8_9	3.5	6.01	26.5	45.51
9_10	3.5	6.01	30	51.53
10_11	6	10.31	36	61.83
11_12	8.5	14.60	44.5	76.43
12_13	8.5	14.60	53	91.03
13-14	6	10.31	59	101.33
14-15	5	8.59	64	109.92
15-16	5	8.59	69	118.51
16-17	3.5	6.01	72.5	124.52
17-18	3.5	6.01	76	130.53
18-19	6	10.31	82	140.84
19-20	6	10.31	88	151.14
20-21	6	10.31	94	161.45
21-22	3	5.15	97	166.60
22-23	2	3.44	99	170.03
23-24	1	1.72	100	171.75
Total	100	171.75		

Le débit pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de BERRAKENIA est de $14.60\text{m}^3\text{/h}$ et survient entre 11h et 13h.

Tableau II.15 Variation de débits horaires pour 2040 d'EL DJIAR

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=82.44 \text{ (m}^3\text{/j)}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
(h)				
0-1	0.75	0.62	0.75	0.62
1_2	0.75	0.62	1.5	1.24
2_3	1	0.82	2.5	2.06
3_4	1	0.82	3.5	2.89
4_5	3	2.47	6.5	5.36
5_6	5.5	4.53	12	9.89
6_7	5.5	4.53	17.5	14.43
7_8	5.5	4.53	23	18.96
8_9	3.5	2.89	26.5	21.85
9_10	3.5	2.89	30	24.73
10_11	6	4.95	36	29.68
11_12	8.5	7.01	44.5	36.69
12_13	8.5	7.01	53	43.69
13-14	6	4.95	59	48.64
14-15	5	4.12	64	52.76
15-16	5	4.12	69	56.88
16-17	3.5	2.89	72.5	59.77
17-18	3.5	2.89	76	62.65
18-19	6	4.95	82	67.60
19-20	6	4.95	88	72.55
20-21	6	4.95	94	77.49
21-22	3	2.47	97	79.97
22-23	2	1.65	99	81.62
23-24	1	0.82	100	82.44
Total	100	82.44		

Le débit pointe $Q_{max,h}$ pour la localité d'EL DJIAR est de $7.01 \text{ m}^3\text{/h}$ et survient entre 11h et 13h.

Tableau II.16 Variation de débits horaires pour 2040 de HERRARETHA

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=301.32(m^3/j)$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	(h)	%	m ³ /h	%
0-1	0.75	2.26	0.75	2.26
1_2	0.75	2.26	1.5	4.52
2_3	1	3.01	2.5	7.53
3_4	1	3.01	3.5	10.55
4_5	3	9.04	6.5	19.59
5_6	5.5	16.57	12	36.16
6_7	5.5	16.57	17.5	52.73
7_8	5.5	16.57	23	69.30
8_9	3.5	10.55	26.5	79.85
9_10	3.5	10.55	30	90.40
10_11	6	18.08	36	108.48
11_12	8.5	25.61	44.5	134.09
12_13	8.5	25.61	53	159.70
13-14	6	18.08	59	177.78
14-15	5	15.07	64	192.84
15-16	5	15.07	69	207.91
16-17	3.5	10.55	72.5	218.46
17-18	3.5	10.55	76	229.00
18-19	6	18.08	82	247.08
19-20	6	18.08	88	265.16
20-21	6	18.08	94	283.24
21-22	3	9.04	97	292.28
22-23	2	6.03	99	298.31
23-24	1	3.01	100	301.32
Total	100	301.32		

Le débit pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de HERRARETHA est de $25.61m^3/h$ et survient entre 11h et 13h.

Tableau II.17 Variation de débits horaires pour 2040 de SEOUALEHIA

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=183.48(m^3/j)$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
(h)				
0-1	0.75	1.38	0.75	1.38
1_2	0.75	1.38	1.5	2.75
2_3	1	1.83	2.5	4.59
3_4	1	1.83	3.5	6.42
4_5	3	5.50	6.5	11.93
5_6	5.5	10.09	12	22.02
6_7	5.5	10.09	17.5	32.11
7_8	5.5	10.09	23	42.20
8_9	3.5	6.42	26.5	48.62
9_10	3.5	6.42	30	55.04
10_11	6	11.01	36	66.05
11_12	8.5	15.60	44.5	81.65
12_13	8.5	15.60	53	97.24
13-14	6	11.01	59	108.25
14-15	5	9.17	64	117.43
15-16	5	9.17	69	126.60
16-17	3.5	6.42	72.5	133.02
17-18	3.5	6.42	76	139.44
18-19	6	11.01	82	150.45
19-20	6	11.01	88	161.46
20-21	6	11.01	94	172.47
21-22	3	5.50	97	177.98
22-23	2	3.67	99	181.65
23-24	1	1.83	100	183.48
Total	100	183.48		

Le débit pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de SEOUALEHIA est de $15.60m^3/h$ et survient entre 11h et 13h.

Tableau II.18 Variation de débits horaires pour 2040 de la cité projetée

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=1290.74(m^3/j)$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
(h)				
0-1	0.75	9.68	0.75	9.68
1_2	0.75	9.68	1.5	19.36
2_3	1	12.91	2.5	32.27
3_4	1	12.91	3.5	45.18
4_5	3	38.72	6.5	83.90
5_6	5.5	70.99	12	154.89
6_7	5.5	70.99	17.5	225.88
7_8	5.5	70.99	23	296.87
8_9	3.5	45.18	26.5	342.05
9_10	3.5	45.18	30	387.22
10_11	6	77.44	36	464.67
11_12	8.5	109.71	44.5	574.38
12_13	8.5	109.71	53	684.09
13-14	6	77.44	59	761.54
14-15	5	64.54	64	826.07
15-16	5	64.54	69	890.61
16-17	3.5	45.18	72.5	935.79
17-18	3.5	45.18	76	980.96
18-19	6	77.44	82	1058.41
19-20	6	77.44	88	1135.85
20-21	6	77.44	94	1213.30
21-22	3	38.72	97	1252.02
22-23	2	25.81	99	1277.83
23-24	1	12.91	100	1290.74
Total	100	1290.74		

Le débit pointe $Q_{max,h}$ pour la localité de la cité projetée est de $109.71 m^3/h$ et survient entre 11h et 13h.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait l'estimation des besoins en eau de de la zone d'étude à l'horizon 2040.

Ces estimations seront present en considération dans le dimensionnement des réservoirs et des conduites d'adduction.

Le débit maximal journalier est calculé pour chaque agglomération puis nous avons sommé ces débits afin d'obtenir le débit maximal journalier de la zone d'étude

CHAPITRE III :

Ouvrages de stockage

Introduction :

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

III.1. Rôles des réservoirs :

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

III.2. Prescriptions sanitaires

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

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

être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.

➤ Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (grillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

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

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

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

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

III.4. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

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

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

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

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélévée

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

III.5. Critères de Choix du type de réservoir

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

Le choix du réservoir dépend des :

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

III.6. Equipements du réservoir

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

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

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

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

Cette conduite pourra être alimentée soit gravitairement soit par refoulement. Dans les deux cas, cette conduite arrive à la cuve soit :

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

III .6.2. Conduite de départ ou de distribution

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

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

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

manifestera dans la conduite.

III .6.3 . Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau qui arrive au réservoir. Elle est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement, Cette conduite ne comportera pas de robinet sur son parcours. L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

III .6.4 . Conduite de vidange

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

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

III .6.5. Conduite by-pass

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

III .6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le :

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

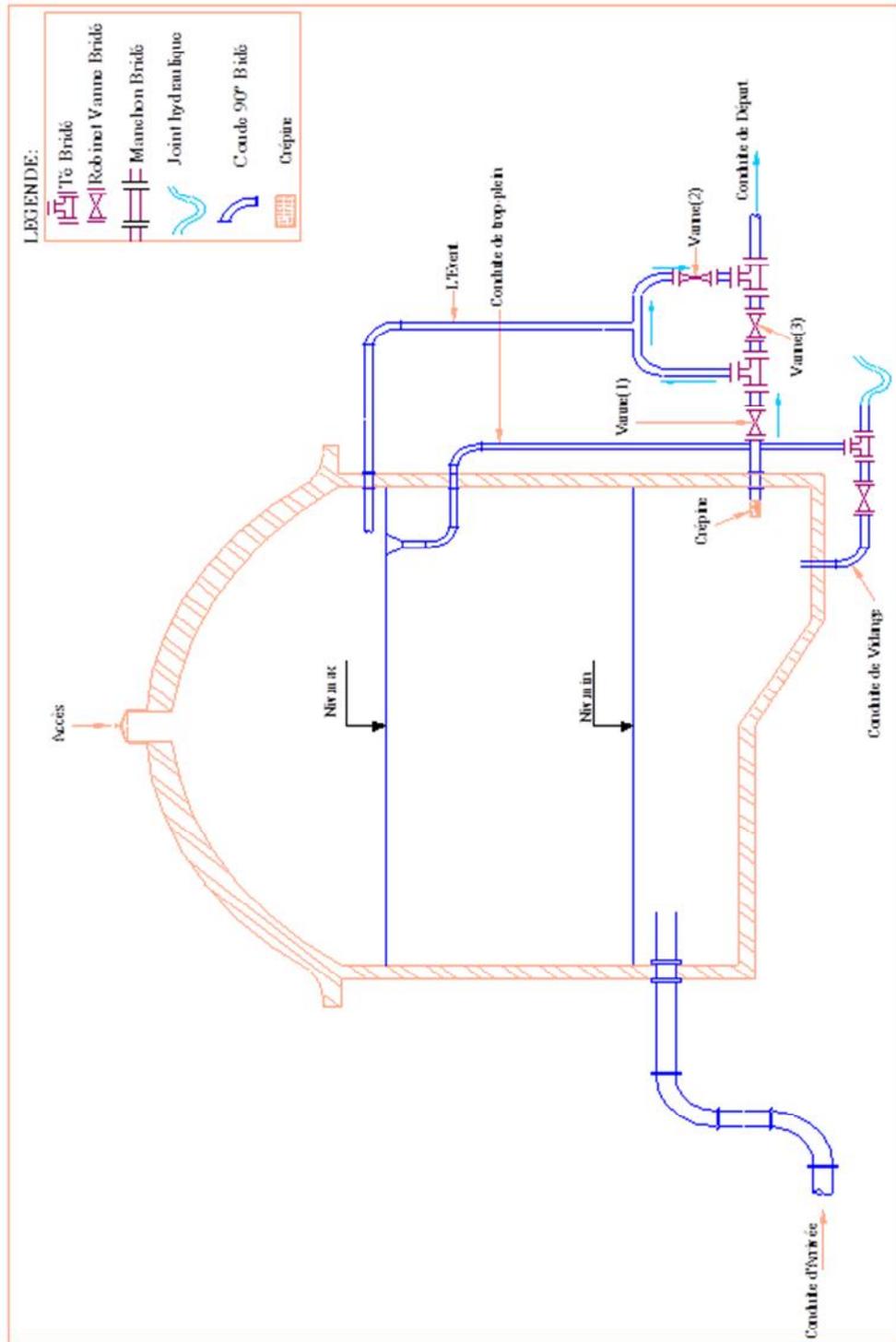


Figure III.1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

III.7 Calcul de la capacité des réservoirs :

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante pour assurer une bonne distribution pour les zones à alimenter.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte de l'apport et de la distribution; 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 des réservoirs est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit de consommation en prenant en considération bien entendu du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Toutefois, nous pouvons parfois avoir à projeter des réservoirs tampons (ou bassins) sur certains points de l'adduction ou sur tout le long de cette dernière. Dans le cas de notre projet, nous avons projeté un seul bassin situé entre celui existant et le premier réservoir d'alimentation.

III.7.1 Calcule la capacité de réservoir

Pour notre projet, nous avons projeté (01 bâches et 2 réservoir d'alimentation et un réservoir tampon) quatre ouvrages hydrotechniques, la capacité des réservoirs est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

III .7.1.La méthode analytique :

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

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

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

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

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

III .7.2 Méthode graphique :

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

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

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

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

III .7.3 Cas d'un remplissage gravitaire :

Il est bien évident que si $Q_a \geq K_p \cdot Q_{\text{moy},h}$, le débit d'alimentation peut à chaque instant satisfaire la demande et le réservoir est inutile.

Le réservoir qui est alimenté gravitairement à partir du réservoir tampon leurs capacités est calculées par la méthode analytique.

Cette méthode consiste à calculer le volume totale du réservoir en se basant sur la formule (III .4):

$$V = 12 Q_a + [N (K_p Q_{\text{moy},h} - Q_a)] \quad (m^3) \quad \text{(III .4)}$$

Avant d'utiliser la formule précédente on doit d'abord vérifier que :

$$Q_{\text{moy},h} \leq Q_a \leq K_p Q_{\text{moy},h}$$

❖ Réservoir d'OULED MOUHANNI :

Destiné pour alimenter les zones suivantes (EL DJIAR, HERRARETHA, SEOUALEHIA, OULED EL HADJ KHAROUBI, OULED MOUHANNI)

$$Q_a = Q_{\max, j} = 1166,2 \text{ m}^3/j = 48.60 \text{ m}^3/h ;$$

$$- Q_{\text{moy},h} = 48.60 \text{ m}^3/h ;$$

$$- K_p Q_{\text{moy},h} = Q_{\max, h} = 84.5 \text{ m}^3/h.$$

$$48.60 \text{ m}^3/h \leq 48.60 \leq 84.5 \text{ m}^3/h$$

$$- N = 2 \text{ heures (entre 11h et 13h)}$$

$$V_R = 12 \cdot 48,6 + [2 (84,5 - 48,6)] = 655 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_R + V_{\text{inc}} = 655 + 120 = 775 \text{ m}^3$$

La capacité sera 800 m^3

❖ Réservoir de NEOUARRIYINE:

Destiné pour alimenter les zones suivantes (BERRAKENIA, EL NOUARIYINE, la cité projeté)

$$Q_a = Q_{\max,j} = 1840,6 \text{ m}^3/j = 76,7 \text{ m}^3/h ;$$

$$- Q_{\text{moy},h} = 76,7 \text{ m}^3/h ;$$

$$- K_p Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,h} = 156,45 \text{ m}^3/h.$$

$$76,7 \text{ m}^3/h \leq 76,7 \leq 156,45 \text{ m}^3/h$$

$$- N = 2 \text{ heures (entre 11h et 13h)}$$

$$V_R = 12 \cdot 76,7 + [2 (156,45 - 76,7)] = 1079,9 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_R + V_{\text{inc}} = 1079,9 + 120 = 1199,9 \text{ m}^3$$

La capacité sera 1200 m^3

Formes et dimensions des réservoirs

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité à 1000 m^3 , ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs terminaux, la hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres l'optimum, cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grandes ouvrages.

1. Le diamètre de la cuve

On calcule le diamètre de la cuve utilisant la formule (III.5)

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

Avec :

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

S : section du réservoir (m^2) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m). (Nous allons prendre $h = 4\text{m}$ pour le réservoir de stockage) ;

D : diamètre de la cuve (m).

➤ Réévaluation de la hauteur d'eau h :

➤ la section de la cuve

La section de la cuve est donnée en se basant sur la formule suivante :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{m}^2) \quad (\text{III.6})$$

1. La hauteur totale H du réservoir

La hauteur du réservoir est donnée par la formule (III.7) :

$$H = h + R \quad (\text{m}) \quad (\text{III.7})$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h : hauteur d'eau (m) ;

R : revanche (m).

4. La hauteur de la réserve d'incendie :

Par suite la hauteur de la réserve d'incendie est donnée par la formule (III.8) :

$$h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} \quad (\text{III.8})$$

Les dimensions du réservoir terminal et la bache de reprise sont portées dans le tableau

Tableau III -1 Tableau donnant les dimensions des réservoirs terminaux

Réservoirs a projeté	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	H _{inc} (m)	R (m)	H (m)
Réservoir1	800	16	200	3,98	0,59	0,52	4,5
Réservoir2	1200	20	400	3	0,3	0,5	3,5

III.7.4 Dimensionnement de la Bache de reprises de la station de pompage

La bache de reprise est alimentée gravitairement par le réservoir d'eau de TAOUGHRITE avec une côte de radier égale 637.00m NGA et de volume égale 1500m³. La station de pompage (SP) aspire l'eau à partir de la bache de reprise et alimente le réservoir tampon celle-là alimente le réservoir de distribution. Les volumes des baches de reprise déterminés par la méthode analytique pour satisfaire le débit entrant à la station de pompage qui est égal à 2996.84m³/j.

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

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{maxj}} \cdot t}{T} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

- T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T= 20 h)

- t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t=0,25$ h)

Le débit entrant à la station de pompage (SP) est de $2996.84 \text{ m}^3/\text{j}$. Alors le volume de la bache de la station de pompage est déterminé par la relation suivante:

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{maxj}} t}{T} = \frac{2996.84}{20} \times \frac{1}{4} = 37,46 \text{ m}^3$$

❖ Volume correspondant au signal d'alarme

$h_a = 10$ cm

$$\text{Sa section: } S = \frac{V_{\text{bache}}}{H} \quad (\text{III .10})$$

Avec : $h = 4$ m

$$S = (37,46)/4 = 9,36$$

Le volume sera : $V_a = h_a \cdot S = 0,1 \cdot 9,36 = 0,93 \text{ m}^3$ donc : $V_a = 0,93 \text{ m}^3$

Le volume total de la bache est :

$$V = V_t + V_a = 38,39 \text{ m}^3$$

Le volume normalisée est $V = 50 \text{ m}^3$

➤ Détermination des démontions de bache de reprise

La forme de bache de reprise est circulaire

Tableau III -2 Tableau donnant les dimensions de bache de reprise

Bache de Reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
SP	50	5	19,6	2,55	0,45	3

III.7.4 Dimensionnement de réservoir tampon

Définition : Le réservoir tampon est un réservoir de régulation son but principal est d'assurer en premier lieu la commande automatique des groupes de la station de pompage, il permet aussi de garantir un volume ou une réserve de sécurité pour la mise en charge de la conduite gravitaire.

Le réservoir tampon joue le rôle de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé .La capacité du réservoir peut être calculée d'après le temps de fermeture de la vanne située à l'entrée.

Le volume du réservoir tampon est donné par la formule suivante :

$$V_{\text{RT}} = V_{\text{R}} + V_{\text{S}} + V_{\text{L}} \quad (\text{III .11})$$

Avec:

V_S : Le volume de sécurité ;

V_L : volume nécessaire au signal d'alarme ;

V_R : volume d'enclenchement.

$$Q = Q_0 - Q_0 \times \frac{t}{T} = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right) \quad (\text{III .12})$$

$$dV = Q_0 \times \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt$$

$$V = Q_0 \times \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt = \frac{Q_0 T}{2}$$

$$V_R = Q_0 \cdot T / 2$$

Q_0 : le débit transité dans la conduite.

T : le temps de fermeture linéaire totale du robinet-vanne.

$$T = 2700 \text{ s}$$

$$V_S = Q_0 \cdot T' / 2$$

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

$$V_R = 147.6 \cdot (0.75/2) = 55.35 \text{ m}^3$$

$$V_S = 147.6 \cdot (0.25/2) = 18.45 \text{ m}^3$$

$$V_L = S \cdot h$$

$$H = 10 \text{ cm} = 0.1 \text{ m}$$

$$S = (V_S + V_R) / D = 73.8 / 5 = 14.76 \text{ m}^2$$

$$V_L = 1.47 \text{ m}^3$$

$$V_{RT} = 75.27 \text{ m}^3$$

Alors : $V_{RT} = 100 \text{ m}^3$ (volume normaliser)

➤ Détermination des démontions de réservoir tampon

Tableau III –3 Tableau donnant les dimensions de réservoir tampon

Bâche de reprise	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	R (m)	H (m)
SP	100	6	28,6	3,52	0.48	4

Conclusion

L'étude précédente a permis de calculer les capacités des réservoirs qui sont comme suit :

- Un réservoir de capacité de 1200m³
- Un réservoir de capacité de 800m³
- Un réservoir tampon de capacité de 100m³
- Une bâche de reprise de capacité de 50m³

CHAPITRE IV :
ETUDE DE L'ADDUCTION

INTRODUCTION :

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit transiter par une adduction, soit par pompage, gravitaire ou mixte.

Notre étude consiste à étudier une adduction mixte, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux à partir de réservoir 1500m³ vers les zones rural de la commune de TAOUGHRITE.

IV.1 Type d'adduction

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

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

IV.1.1 Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement grâce à la force de gravité. 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.

IV.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.

IV.1.3 Adduction mixte :

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

IV.2 Adduction et type d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

- Ecoulement à surface libre
- Ecoulement en charge.

IV.3 Critères de choix de tracé

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction qui doit :

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Condition, de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant d'avantage de pompage.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, etc...).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- Nous devons toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu.

IV.4 Choix du matériau de la conduite

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

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

- Diamètre
- Pressions supportées
- Les conditions d'installation
- Les revêtements
- La disponibilité
- Du prix unitaire
- Du type de sol
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important

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

- Très économiques
- Disponibilité sur le marché (production locale)
- Permettre une pose simple et adéquate (poids faible)
- Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars)
- Réduction des pièces spéciales
- Adaptation aux terrains accidentés.
- Une très faible rugosité (conduite lisse)
- L'assemblage des tuyaux en PEHD se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffant

IV.5 Etude des variantes

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

- **Type de canalisation :**
- - PEHD (PN10) dans la partie gravitaire c'est-à-dire entre réservoir tampon et le réservoir de distribution.
- - PEHD (PN16) dans la partie refoulement c'est-à-dire entre la première station de pompage et réservoir tampon.

IV-5-1: La première variante :

Dans cette variante, l'adduction se compose de deux parties :

IV-5-1-A: Liaison (station de pompage- Réservoir tampon) :

La station de pompage refoulé les eaux vers le réservoir tampon de cote 726m avec une longueur de 1692m.

IV-5-1-1-B: Liaison (Réservoir tampon – réservoirs d'alimentation) :

Cette adduction longe le chemin sur une distance de 4919m.

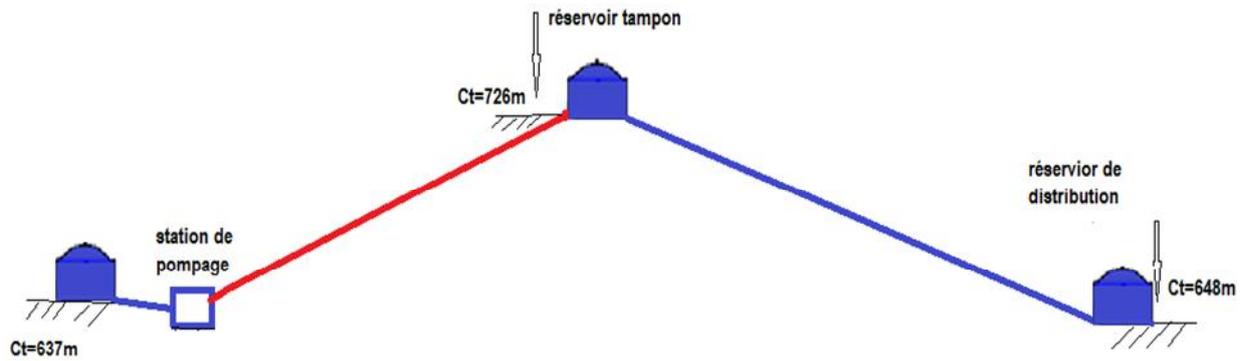


Figure IV.1: Schéma de la variante N°1

IV-5-2: La deuxième variante :

Même chemin d'adduction que pour la première variante sauf que nous avons changé la cote d'emplacement du réservoir tampon à 740m. Voir la figure ci-après.

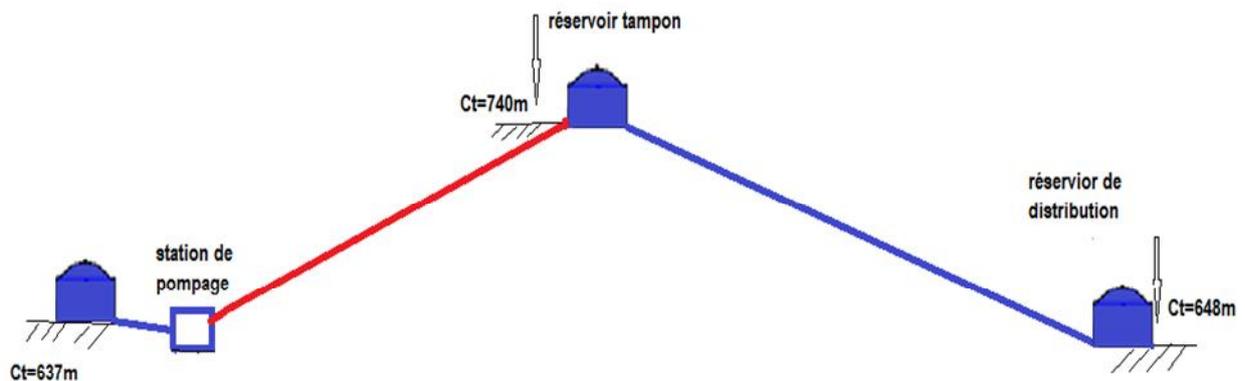


Figure IV.2: Schéma de la variante N°2

IV-6: Etude technico-économique de l'adduction :

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

IV-6-1: Cas de refoulement :

Les formules utilisées pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement sont les suivantes:

IV-6-1-1: La formule de BRESSE : [1]

$$\text{Dec} = 1.5 \sqrt{Q} \quad (\text{IV-1})$$

Avec :

- ✓ Q = débit en (m³/s)

IV-6-1-2: La formule de BONNIN : [1]

$$\text{Dec} = \sqrt{Q} \quad (\text{IV-2})$$

Avec :

- ✓ Q = débit en (m³/s) ;

IV-6-1-3: La formule de MUNIER : [1]

$$\text{Dec} = (1+0.02n) \sqrt{Q} \quad (\text{IV-3})$$

Avec :

- ✓ n= nombre d'heures de pompage.
- ✓ Q = débit en m³/s.

IV-6-1-4: La formule de VIBERT : [1]

$$\text{Dec} = 1.547 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage continu)} \quad (\text{IV-4})$$

$$\text{Dec} = 1.35 (e/f)^{0.154} Q^{0.46} \text{ (pompage de 10h/24h)} \quad (\text{IV-5})$$

Avec :

- ✓ e= prix du kWh d'énergie.
- ✓ f= prix de 1kg de fonte en DA.

IV-6-1-5: La formule des facteurs économique : [1]

$$\text{Déc} = E^{1/(\alpha+m)} C_j^{\beta/(\alpha+m)} Q_i^{(\beta+1)/(\alpha+m)} \quad (\text{IV-6})$$

Avec :

- ✓ Q = débit en (m³/s) ;
- ✓ CJ = coefficient exprimant le rapport du débit du tronçon sur le débit à la tête du réseau ;
- ✓ E = un facteur économique :

$$E = 10. M. \Gamma. \gamma$$

(IV.7)

- ✓ Γ= prix du kWh d'énergie en (DA) ;

γ = coefficient de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station le pompage :

$$\gamma = \frac{1}{K_0 \cdot K_j \cdot K_H}$$

(IV.8)

- ✓ k_0 : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau = 1,03 à 1,04 ;
- ✓ k_j : Coefficient de variation journalière de la consommation = 1,1 à 1,3 ; on a $k_j = 1.3$ (d'après le chapitre II)
- ✓ k_H : Coefficient de variation horaire de la consommation, On a $k_H = 1.61$ (d'après le chapitre II)

$$\gamma = \frac{1}{1,04 \cdot 1,3 \cdot 1,61} = 0.46$$

M: Facteur tenant compte de matériau de la canalisation :

Tableau N° IV. 1: Les valeurs de M

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

- ✓ β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- ✓ m : Exposant tenant compte du type du matériau :
 β et m sont données dans le tableau suivant :

Tableau N° IV. 2: Les valeurs de K, m et β

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

- ✓ α : Coefficient tenant compte du lien : investissement – diamètre ; tel

$$C_{\text{cons}} = a + b \cdot D^\alpha \quad (\text{IV.9})$$

- ✓ C_{cons} = coût de construction de la canalisation ;
a, b : grandeurs dépendant du type de matériau, de la profondeur de pose et du type de sol.

$$C_{\text{cons}} - a = b \cdot D^\alpha .$$

$$\text{Log}(C_{\text{cons}} - a) = \log b + \alpha \log D \quad (\text{IV.10})$$

Ce qui nous donne le tableau suivant :

Tableau N° IV. 3: Les valeurs de α , a et b :

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

$$\text{Déc} = E^{1/(\alpha+m)} C_j^{\beta/(\alpha+m)} Q_i^{(\beta+1)/(\alpha+m)}$$

$$\text{Déc} = 1.39 C_j^{0.28} Q_i^{0.43}$$

(IV.11)

Les formules cités ci-dessous nous donnent des diamètres calculés qui ne sont pas normalisés pour cela on doit les normaliser par utilisation de la méthode des tableaux, tenant compte des dépenses d'amortissement d'une part et d'autre part des frais d'exploitations.

IV-6-2: Frais d'exploitations :

IV-6-2-1: Calcul des pertes de charge :

IV-6-2-1-A: Pertes de charge linéaires :

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

- ✓ Du diamètre D de la conduite en (m);
- ✓ Du débit Q en (m³/s);
- ✓ De la rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- ✓ De la longueur du tronçon L en (m).

$$H_i = \lambda \frac{LV^2}{D^2 g} = I L \quad (\text{IV.12})$$

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

$$\lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (\text{IV.13})$$

- ✓ Re: nombre de Reynolds. Il est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V^* D}{\nu} \quad (\text{IV.14})$$

- ✓ ν : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$v = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,00022 * t^2)} \quad (\text{IV.15})$$

- ✓ t: température de l'eau en degré;
- ✓ A t= 20°C: v=0.01 Stocks =10⁻⁶ m2/s

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

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (\text{IV.16})$$

- ✓ k₀ : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.
- ✓ α : le coefficient de vieillissement de conduite (α = 0,04 mm/an)
- ✓ T : temps de service, (t = 25 ans).

Alors, $K_s = 0,8 + 0,04 * 20 = 1,6$ mm.

IV-6-2-1-B: Pertes de charge singulières :

Elles sont occasionnées par les singularités des différents organes et accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à (5-10) % des pertes de charge linéaires

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l \quad (\text{IV.17})$$

IV-6-2-1-C: Pertes de charge totales (ΔH t) :

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,1 * \Delta H_l \end{aligned}$$

IV-6-2-2 : Calcul de la hauteur manométrique totale :

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

$$HMT = Hg + \Delta H_t \quad (\text{IV.18})$$

- ✓ Hg: la hauteur géométrique
- ✓ ΔH_t: pertes de charge totale.

IV-6-2-3 : Puissance absorbée par la pompe :

La puissance absorbée par la pompe est définie comme suit:

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{IV.19})$$

- ✓ η : rendement de la pompe
- ✓ Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)
- ✓ g: pesanteur (9.81 m/s²)

IV-6-2-4 : Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]}$$

(IV.20)

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

IV-6-2-5 : Calcul des frais d'exploitation :

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

$$F_{\text{ex}} = E * e \text{ [DA]}$$

(IV.21)

- ✓ E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)
- ✓ e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

IV-6-2-6 : Frais d'amortissement :

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

$$F_{\text{am}} = \text{Prc} * A \text{ [DA]}$$

- ✓ Prc: prix de ml de la conduite en (DA)
- ✓ A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV.22})$$

- ✓ i: Taux d'annuité annuel (Algérie), i = 8 %
- ✓ n: nombre d'années d'amortissement, n = 2(ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{25} - 1} + 0,08 = 0,10185 = 10,185(\%)$$

IV-6-3 : Cas gravitaire :

IV-6-3-1 : Calcul des pertes de charge :

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{IV.23})$$

- ✓ ΔH_t : Perte de charge totale (m);
- ✓ K' : Coefficient de perte de charge;
- ✓ L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

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

- ✓ L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;
- ✓ L_{ez} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas d'adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à (5-10)% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,1 * L_g \quad (\text{IV.24})$$

IV-6-3-2 : La vitesse d'écoulement :

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de 0,5 à 2 m/s.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{IV.25})$$

Avec :

- ✓ Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;
- ✓ S : section de la canalisation (m²) ;
- ✓ V : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- ✓ D : diamètre nominal de la conduite (m).

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau n°4 :

Tableau N° IV. 4: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{IV.26})$$

IV-7 : Etude des variantes :

On a 3 variantes

IV-7-1: Etude de la première variante de cote = 726m

IV-7-1-1: Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre. Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600} \quad (\text{IV.27})$$

- $Q_{\text{max } j} = 2996.84 \text{ m}^3/j$.
- $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{2996,84}{20 * 3600} = 0,041 \text{ m}^3/\text{s}$$

- $D_{\text{ec Bonnini}} = 0,204 \text{ m}$

Les résultats trouvés lors des calculs du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau N° IV. 5: Calcul de la Hmt de la station de pompage pour la 1^{er} variante

D (m)	Dn (m)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{tot} (m)	Hg (m)	HMT (m)
0.16	0.132	1692.5	41	3.00	0.0886	520.95	573.04	95.5	668.54
0.2	0.163	1692.5	41	1.95	0.0796	158.99	174.89	95.5	270.39
0.25	0.204	1692.5	41	1.25	0.0716	47.07	51.78	95.5	147.28
0.315	0.257	1692.5	41	0.79	0.0646	13.36	14.70	95.5	110.20
0.4	0.327	1692.5	41	0.49	0.0583	3.65	4.02	95.5	99.52
0.5	0.409	1692.5	41	0.31	0.0533	1.09	1.20	95.5	96.70

- Dn=le diamètre nominale du conduite en PEHD (Dn=D extérieure-2*épaisseur)
- Hg = (Côte du trop-plein de réservoir tampon) – (Côte du niveau minimale de la bêche d'eau de la station de reprise)

Côte du niveau minimale de la bêche d'eau = Côte radier + 0,5 m.

$$H_g = [(726+4)-(634+0,5)]=95,5\text{m}$$

Tableau N° IV. 6 : Calcul des frais d'exploitation pour la 1^{ère} variante

D (m)	Puissance	Energie (KWh)	F _{explo} (DA)
0.16	327.92	2393820.61	11179142.2
0.2	132.63	968174.58	4521375.31
0.25	72.24	527356.62	2462755.43
0.315	54.05	394578.97	1842683.81
0.4	48.81	356340.09	1664108.23
0.5	47.43	346261.13	1617039.49

Tableau N° IV. 7: Calcul des frais d'amortissement pour la 1^{ère} variante

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	PxL	F _{amort} (DA)
0.16	2258.69	1692.5	3822832.825	355523.45
0.2	3546.97	1692.5	6003246.725	558301.95
0.25	5487.77	1692.5	9288050.725	863788.72
0.315	8700.12	1692.5	14724953.1	1369420.64
0.4	14054.04	1692.5	23786462.7	2212141.03
0.5	20921.36	1692.5	35409401.8	3293074.37

Tableau IV.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation pour la 1^{ère} variante

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
160	11179142.23	283324.50	11462466.73
200	4521375.306	409246.50	4930621.81
250	2462755.435	863788.72	3326544.15
315	1842683.811	1369420.64	3212104.45
400	1664108.232	2212141.03	3876249.26
500	1617039.486	3293074.37	4910113.85

Le bilan minimum est pour le diamètre 315 mm et une vitesse $V = 0.79\text{m/s}$ (la vitesse est vérifier)

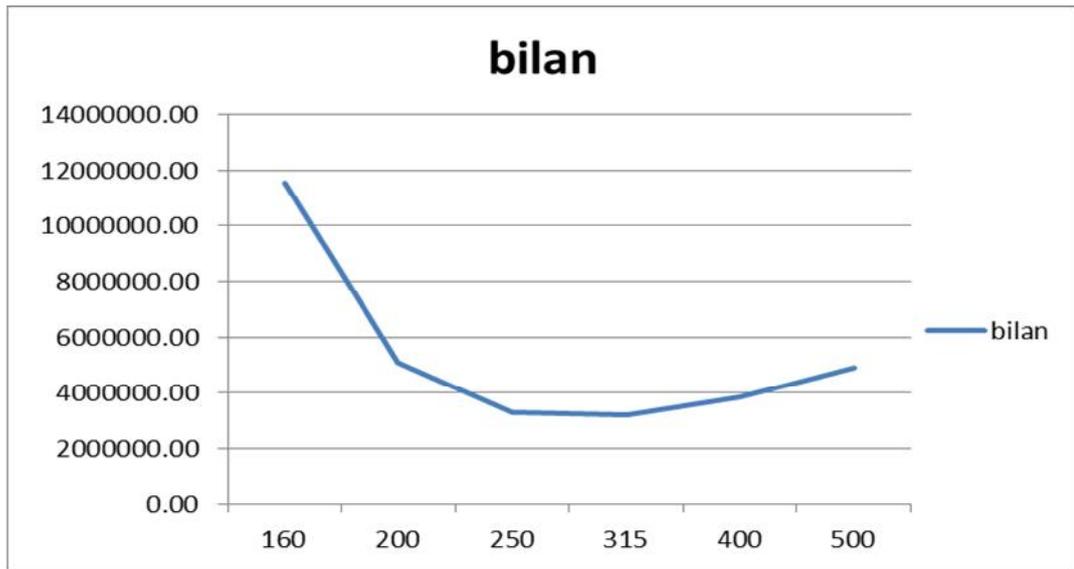


Figure IV.3: Bilan pour la 1^{ère} variante

IV-7-1-2: Partie gravitaire : (Réservoir tampon - réservoirs de distributions)

- ❖ Nous calculons la pente moyenne de la conduite principale entre le réservoir tampon et le réservoir d'alimentation d'OULED MOUHANNI de (800 m³).

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

Nous calculons la charge disponible ΔH_d entre le réservoir tampon et le réservoir d'alimentation d'OULED MOUHANNI

$$\Delta H_d = Cr - Ctp$$

Cr : côte du radier du réservoir tampon.

Ctp : côte du trop-plein du réservoir d'OULED MOUHANNI.

$$\Delta H_d = 726 - 653 = 73\text{m}$$

Nous avons un débit $Q = 13,49$ l/s et une longueur géométrique $L_g = 4919$ m

$$L_{eq} = L_g * 1,1 \quad \text{donc} \quad L_{eq} = 4919 * 1,1 = 5410,9$$

Pour la conduite principale (PEHD), nous prenons : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$.
Donc on a :

$$73 = \frac{0,001052 * 5410,9 * 0,0134^2}{D_{av}^{4,772}}$$

$$D_{av} = 4.772 \sqrt{\frac{0,001052 \cdot 54109 \cdot (0,0134)^2}{73}} = 0,096m$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 96mm, le diamètre normalisé est de 110mm avec une épaisseur de 6,6mm donc le diamètre normaliser est 96.8mm.

- Calcul de la perte de charge pour le nouveau diamètre normalisé.

$$\Delta H_t = \frac{K' \cdot L_e \cdot Q^\beta}{D_{av}^m} = \frac{0,001052 \cdot 5410,9 \cdot 0,0134^2}{0.0968^{4,772}} = 70,6m$$

La nouvelle cote de réservoir d'alimentation

$$Cr - \Delta H = Ctp$$

Cr : côte du radier du réservoir tampon.

Ctp : côte du trop-plein du réservoir d'OULED MOUHANNI

$$726 - 70,6 = 655,4m$$

- Vitesse d'écoulement :

La vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire est déterminée suivant l'équation de

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

$$\text{Pour un diamètre de } \varnothing 110mm \Rightarrow V = \frac{4 \cdot 0,0134}{3.14 \cdot 0.0968^2} = 1.82m/s$$

La vitesse d'écoulement est acceptable

- ❖ Réservoir tampon –réservoir d'alimentation de NEOUARRIENN.

$$\Delta H_d = Cr - Ctp$$

Cr : côte du radier du réservoir tampon.

Ctp : côte du trop-plein du réservoir de NEOUARRIENN.

$$\Delta H_d = 726 - 725 = 1m$$

Nous avons un débit $Q = 21,3l/s$ et une longueur géométrique $L_g = 30m$

$$L_{eq} = L_g \cdot 1,1 \quad \text{donc} \quad L_{eq} = 30 \cdot 1,1 = 33$$

Pour la conduite principale (PEHD), nous prenons : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4.772$.
Donc on a :

$$1 = \frac{0,001052 \cdot 33 \cdot 0,0213^2}{D_{av}^{4,772}}$$

$$D_{av} = 4.772 \sqrt{\frac{0.001052 \cdot 33 \cdot (0.0213)^2}{1}} = 0,098\text{m}$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 96mm, le diamètre normalisé est de 110mm avec une épaisseur de 6,6mm donc le diamètre normaliser est 96.8mm.

- Calcul de la perte de charge pour le nouveau diamètre normalisé.

$$\Delta H_t = \frac{K^*L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} = \frac{0,001052 * 33 * 0,0213^2}{0.0968^{4,772}} = 1,08\text{m}$$

La nouvelle cote de réservoir d'alimentation

$$C_r - \Delta H = C_{tp}$$

C_r : côte du radier du réservoir tampon.

C_{tp} : côte du trop-plein du réservoir d' NEOUARRIENN

$$726-1,08=725,92\text{m}$$

IV-7-2: Etude de la deuxième variante de cote = 740m

IV-7-2-1: Partie Refoulement

IV-7-2-1:Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

Les résultats trouvés lors des calculs du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau N° IV. 9: Calcul de la Hmt de la station de pompage pour la 2^{ème} variante

D (m)	Dn (m)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH lin (m)	ΔH tot (m)	Hg (m)	HMT (m)
0.16	0.132	1732.5	41	3.00	0.0886	533.26	586.59	109.5	696.09
0.2	0.163	1732.5	41	1.95	0.0796	162.75	179.02	109.5	288.52
0.25	0.204	1732.5	41	1.25	0.0716	48.18	53.00	109.5	162.50
0.315	0.257	1732.5	41	0.79	0.0646	13.68	15.04	109.5	124.54
0.4	0.327	1732.5	41	0.49	0.0583	3.74	4.11	109.5	113.61
0.5	0.409	1732.5	41	0.31	0.0533	1.12	1.23	109.5	110.73

- $H_g = (\text{Côte du trop-plein de réservoir tampon}) - (\text{Côte du niveau minimale de la b\^ache d'eau de la station de reprise})$

$$\text{Côte du niveau minimale de la b\^ache d'eau} = \text{Côte radier} + 0,5 \text{ m.}$$

$$H_g = [(740+4)-(634+0,5)]=109,5\text{m}$$

Tableau N° IV. 10 : Calcul des frais d'exploitation pour la 2^{ème} variante

D (m)	Puissance	Energie (KWh)	Fex (DA)
0.16	341.43	2492442.91	11639708.4
0.2	141.52	1033103.62	4824593.93
0.25	79.71	581867.52	2717321.3
0.315	61.09	445951.84	2082595.1
0.4	55.73	406809.23	1899799.12
0.5	54.31	396492.07	1851617.97

Tableau N° IV.11: Calcul des frais d'amortissement pour la 2^{ème} variante

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	PxL	Famort (DA)
0.16	2258.69	1732.5	3913180.425	363925.78
0.2	3546.97	1732.5	6145125.525	571496.67
0.25	5487.77	1732.5	9507561.525	884203.22
0.315	8700.12	1732.5	15072957.9	1401785.08
0.4	14054.04	1732.5	24348624.3	2264422.06
0.5	20921.36	1732.5	36246256.2	3370901.83

Tableau IV.12: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation pour la 2^{ème} variante

Diamètre (mm)	F_{explo} (DA)	F_{amort} (DA)	Bilan (DA)
160	11639708.37	363925.78	12003634.15
200	4824593.928	571496.67	5396090.60
250	2717321.297	884203.22	3601524.52
315	2082595.101	1401785.08	3484380.19
400	1899799.124	2264422.06	4164221.18
500	1851617.97	3370901.83	5222519.80

Le bilan minimum est pour le diamètre 315 mm et une vitesse $V = 0.79 \text{ m/s}$ (la vitesse est vérifier)



Figure IV.4: Bilan pour la 2^{ème} variante

IV-7-2-2: Partie gravitaire : (Réservoir tampon - réservoirs de distributions)

Nous calculons la pente moyenne de la conduite principale entre le réservoir tampon et le réservoir d'alimentation d'OULED MOUHANNI de (800 m³).

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

Nous calculons la charge disponible ΔH_d entre le réservoir tampon et le réservoir d'alimentation d'OULED MOUHANNI

$$\Delta H_d = Cr - Ctp$$

Cr : côte du radier du réservoir tampon.

Ctp : côte du trop-plein du réservoir d'OULED MOUHANNI.

$$\Delta H_d = 740 - 653 = 87\text{m}$$

Nous avons un débit $Q = 13,49$ l/s et une longueur géométrique $L_g = 4959$ m

$$L_{eq} = L_g * 1,1 \quad \text{donc} \quad L_{eq} = 4919 * 1,1 = 5454,9$$

Pour la conduite principale (PEHD), nous prenons : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4.772$.
Donc on a :

$$87 = \frac{0,001052 * 5454,9 * 0,0134^2}{D_{av}^{4,772}}$$

$$D_{av} = 4,772 \sqrt[4]{\frac{0001052 * 54549 * (00134)^2}{87}} = 0,092m$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 92mm, le diamètre normalisé est de 110mm avec une épaisseur de 6,6mm donc le diamètre normaliser est 96.8mm.

- Calcul de la perte de charge pour le nouveau diamètre normalisé.

$$\Delta H_t = \frac{K * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} = \frac{0,001052 * 5454,9 * 0,0134^2}{0,0968^{4,772}} = 71,2m$$

La nouvelle cote de réservoir d'alimentation

$$Cr - \Delta H = Ctp$$

Cr : côte du radier du réservoir tampon.

Ctp : côte du trop-plein du réservoir d'OULED MOUHANNI.

$$740 - 71,2 = 668,8m$$

- Vitesse d'écoulement :

La vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire est déterminée suivant l'équation de

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

$$\text{Pour un diamètre de } \varnothing 110mm \Rightarrow V = \frac{4 * 0,0134}{3,14 * 0,0968^2} = 1,82m/s$$

La vitesse d'écoulement est acceptable

- ❖ Réservoir tampon –réservoir d'alimentation de NEOUARRIENN.

$$\Delta H_d = Cr - Ctp$$

Cr : côte du radier du réservoir tampon.

Ctp : côte du trop-plein du réservoir de NEOUARRIENN.

$$\Delta H_d = 740 - 725 = 15m$$

Nous avons un débit $Q = 21,3l/s$ et une longueur géométrique $L_g = 45m$

$$L_{eq} = L_g * 1,1 \quad \text{donc} \quad L_{eq} = 45 * 1,1 = 49,5$$

Pour la conduite principale (PEHD), nous prenons : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4.772$.
Donc on a :

$$1 = \frac{0,001052 * 49,5 * 0,0213^2}{D_{av}^{4,772}}$$

$$D_{av} = 4.772 \sqrt[4]{\frac{0,001052 * 49,5 * (0,0213)^2}{15}} = 0,060m$$

Le diamètre le plus avantageux calculé ci avant est de 60mm, le diamètre normalisé est de 75mm avec une épaisseur de 4,5mm donc le diamètre normaliser est 66mm.

- Calcul de la perte de charge pour le nouveau diamètre normalisé.

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} = \frac{0,001052 * 49,5 * 0,0213^2}{0.066^{4,772}} = 10,15m$$

La nouvelle cote de réservoir d'alimentation

$$C_r - \Delta H = C_{tp}$$

C_r : côte du radier du réservoir tampon.

C_{tp} : côte du trop-plein du réservoir d'NEOUARRIENN

$$740 - 10,15 = 729,85m$$

IV .13 : comparaison entre les deux variantes :

Les tableaux ci-après regroupent les bilans globaux des différents tronçons de la première variante et de deuxième variante :

N° de variante	N° tronçon	Conduites	Diamètre (mm)	Type de conduite	Prix ML (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Bilan (DA)
Variant 1	SP(1)-RT	refoulement	350	PEHD	8700.12	1692.5	14724953.1	18835523,52
	RT-réservoir1	gravitaire	110	PEHD	830,58	4919	4085623,02	
	RT-réservoir2		110		830,58	30	24917,4	
Variant 2	SP(1)-RT	refoulement	350	PEHD	8700.12	1732.5	15072957,9	19215219,42
	RT-réservoir1	gravitaire	110	PEHD	830,58	4959	4118846,22	
	RT-réservoir2		75		520,34	45	23415,3	

Interprétation des résultats :

On remarque que les diamètres de la première variante sont les mêmes que pour la deuxième variante, alors les conduites sont de mêmes couts de point de vue exploitation, la deuxième variante n'est pas économique, car les frais d'investissement plus grand que la première variant.

Donc on choisir la cote de réservoir tampon de 726m.

Conclusion

Le calcul de l'adduction a été présenté de la façon la plus économique et technique possible afin d'avoir le coût minimale.

En effet nous avons décomposé l'adduction en deux tronçons, le premier qui se compose des conduites de refoulement de 1692,5 ml de longueur qui fonctionnent grâce à la station de pompage, et le deuxième tronçon gravitaire de 4919ml. Les bonnes conditions hydrauliques ont été vérifiées (vitesse, pression, pertes de charge).

CHAPITRE V :
ETUDE DE POMPAGE

Introduction :

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

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

V.1.Définition:

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

Les pompes sont classées en deux grandes familles :

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

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

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

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

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

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

V.2.2.Les turbopompes :

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

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes à hélices ;

- Les pompes hélico-centrifuges.

V.3.Critères de Choix du type de pompe

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

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

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

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

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

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

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

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

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

V.6.Type de bâtiment de la station

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

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

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

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

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

- Bâtiment Type bloc.
- Bâtiment Type bache sèche.
- Bâtiment Type bache mouillée- pompe semblable.
- Bâtiment Type enterré.
- Bâtiment Type semi enterré.
- Bâtiment Type de surface.

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

- 1) Appareillage de contrôle du débit et de mesure de la pression.
- 2) Scellement du groupe électropompe.
- 3) Système de ventilation.
- 4) Système de drainage: il existe deux Systèmes qu'ils sont :
 - ☛ Caniveau: cas d'une station de pompage est proche de l'oued.
 - ☛ Puisard: cas ou la station de pompage est loin de l'oued.
- 5) Système d'éclairage, soit électrique soit de surface.
- 6) Système de levage: Pont roulant.
- 7) Système de protection contre l'incendie : Sacs de sable, Bouche d'incendie, pompe d'incendie, Extincteur....etc.
- 8) By-pass : anti bélier, réglage de débit, l'amorçage de la pompe.
- 9) Protection anti bélier.

V.8. Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V.9. Choix du nombre de pompe secours

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

Si :

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

V.10. Choix du nombre de pompe:

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.11. Etude de pompage : Station de pompage- Réservoir tampon

La courbe caractéristique de la conduite, la courbe des pompes susceptibles, point de fonctionnement, le réglage et le calage de la pompe pour noter station de pompage sont déterminées suivant les étapes :

V.11.1 Détermination de type de pompe :

Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes sont résumées dans le tableau V.1:

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

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	41	124.54	PM 100/ 2 D	76.2	134	3500	7	90	5,12
2	20.12	124.54	PM 100/ 6 C	76,2	122	1750	9	37	2,11
3	13,74	124,54	PM 80/ 7 A	78,3	127	1750	5	30	1,89
4	10.04	124,54	HMU40-2/ 3A	69,8	121	3500	3	40	2,9

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

IV-11-2.Courbes caractéristiques des pompes :

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

[H-Q], [Pabs - Q], [η - Q], [(NPSH)_r - Q]

Les courbes caractéristiques de la pompe **PM 80/ 7 A** sont représentées dans la figure V-1

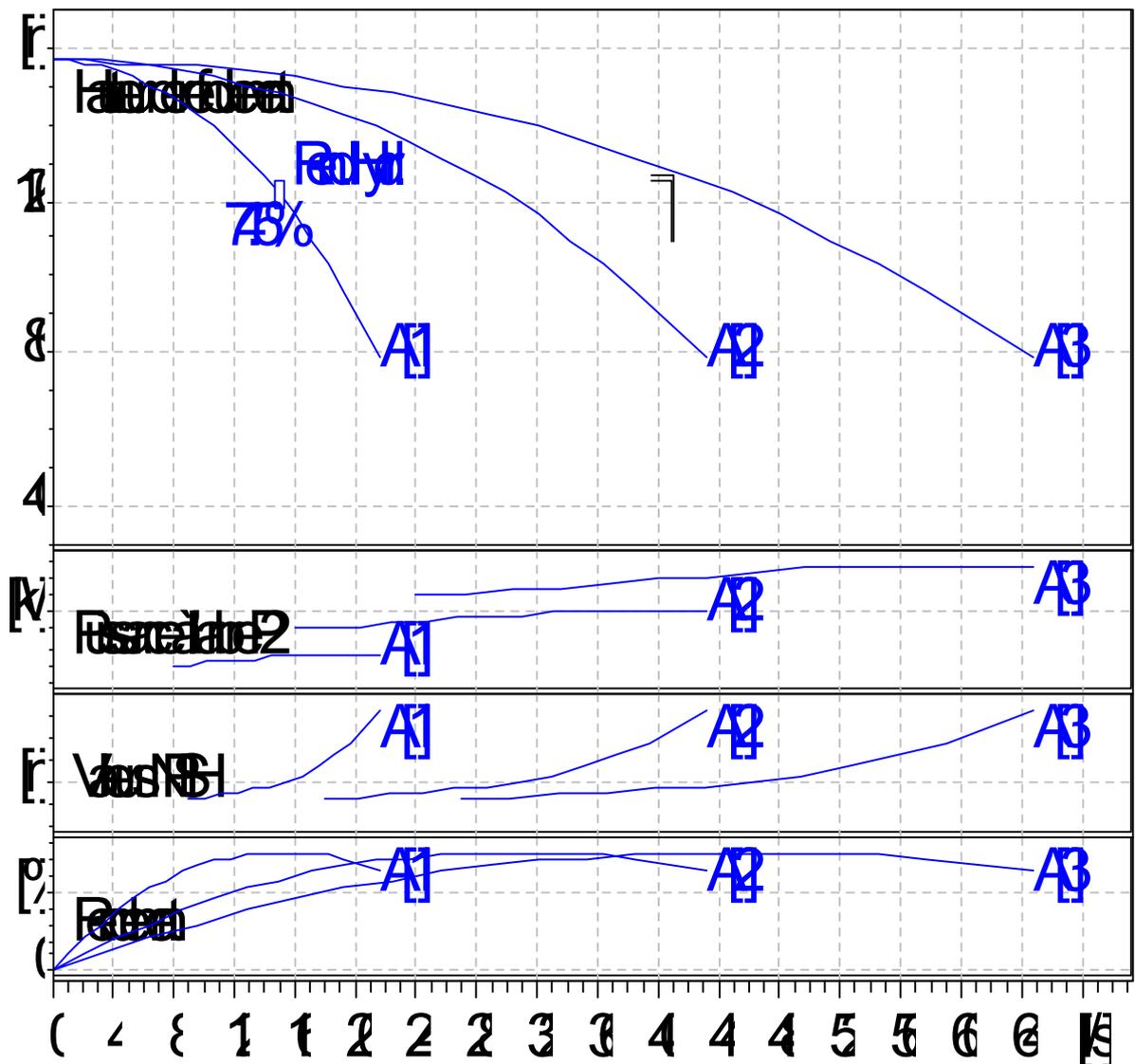


Figure V.1 : Les courbes caractéristiques de la pompe

V.12. Point de fonctionnement d'une pompe

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

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

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

Donc pour notre cas la détermination du point de fonctionnement nous donne toutes les

informations nécessaires pour la bonne installation, et le meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

V.13 Courbe caractéristique de la conduite

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

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

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

Avec :

- $-H_g$: hauteur géométrique (m) ;
- $-\Delta h_t$: Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;
- Δh_p^{lin} : perte de charge linéaire (m) ;

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

Avec :

- $-\lambda$: Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement;
- $-L_{ref}$: longueur de la conduite de refoulement (m) ;
- $-Q$: débit refoulé par la pompe (m³/s) ;
- $-D_{ec}$: diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;
- $-g$: accélération de la pesanteur (m/s²).

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

Q (l/s)	3Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	ΔH _{lin} (m)	ΔH _{tot} (m)	H _c (m)
0	0	95.5	1692.5	0.315	0.0646	0.00	0.00	95.50
5	15	95.5	1692.5	0.315	0.0646	1.79	1.97	97.47
10	30	95.5	1692.5	0.315	0.0646	7.15	7.87	103.37
15	45	95.5	1692.5	0.315	0.0646	16.10	17.71	113.21
20	60	95.5	1692.5	0.315	0.0646	28.61	31.48	126.98
25	75	95.5	1692.5	0.315	0.0646	44.71	49.18	144.68
30	90	95.5	1692.5	0.315	0.0646	64.38	70.82	166.32
35	105	95.5	1692.5	0.315	0.0646	87.63	96.40	191.90
40	120	95.5	1692.5	0.315	0.0646	114.46	125.90	221.40
45	135	95.5	1692.5	0.315	0.0646	144.86	159.35	254.85
50	150	95.5	1692.5	0.315	0.0646	178.84	196.73	292.23
55	165	95.5	1692.5	0.315	0.0646	216.40	238.04	333.54

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

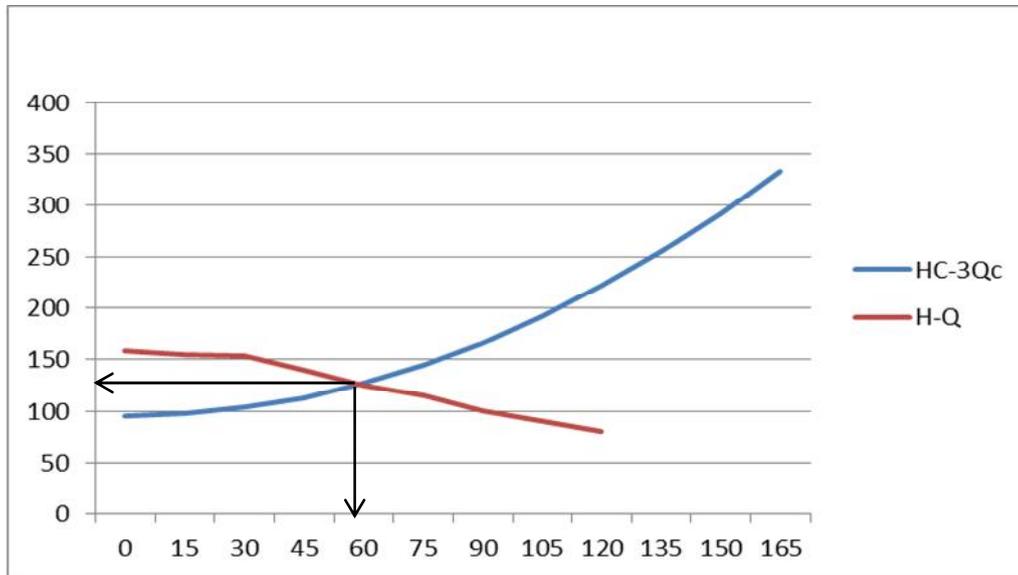


Figure N°V.2: Point de fonctionnement de la pompe

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

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 50 \text{ l/s} > Q_{app} = 41 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 130 \text{ m} > H_{app} = 124,5 \text{ m} \end{cases}$$

Remarque :

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

V.14. Modes de réglage

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

V.14.1. Débit disponible > Débit appelé

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

V.14.1.1. Réglage qualitatif :

C'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

V.14.1.2. Réglage quantitatif :

Appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est :

$$\eta_{\text{ap, van}}^{\text{inst}} = \eta_{\text{av, van}}^{\text{inst}} * \frac{H_{\text{avant, vannage}}}{H_{\text{après, vannage}}} \quad (\text{V.4})$$

Avec :

$$H_{\text{aprèsvannage}} = h_v + H_{\text{avantvannage}} \quad (\text{V.5})$$

$$h_v = H_c - H_{\text{avantvannage}} \quad (\text{V.6})$$

V.14.13. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement :

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

V.14.14. Diminution de temps de pompage :

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{\text{app}}}{Q_{\text{pf}}} * t \quad (\text{V.7})$$

- t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

V.14.15. Changement du type de la pompe : si cela est possible.

V.14.16.Rognage : C'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

Nous allons étudier les différents modes de réglage possible pour choisir le mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

A.1 Vannage

$$\eta_{\text{av, van}}^{\text{inst}} = 78,3\%$$

- La hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe H'=132m
- h_v=132- 124,5 ⇒ h_v =15,5m
- $\eta_{\text{ap, van}}^{\text{inst}} = 78,3 * \frac{124,5}{132} \Rightarrow \eta_{\text{ap, van}}^{\text{inst}} = 73.85\%$
- La nouvelle puissance absorbée :

$$Q = \frac{Q_{\text{app}}}{n}$$

n : nombre de pompe en parallèle ;

$$Q = \frac{147,6}{3} = 49,2 \text{ m}^3/\text{h}. \text{ Ainsi :}$$

$$P_{abs} = \frac{9,81 * 49,2 * 132}{0,7385 * 3600} \Rightarrow P_{abs} = \mathbf{23,96}$$

A.2 Diminution le temps de pompage

- Le nouveau temps de pompage sera : $t' = \frac{41}{50} * 20$

$$\Rightarrow t' = 16,4 \text{ h} = 16 \text{ h} 24 \text{ min}$$

On prend $\Rightarrow t' = 17 \text{ h}$

- Le rendement correspond au débit $Q_{pf} = 41 \text{ l/s}$ est : 78.3%.
On détermine la nouvelle puissance absorbé, sachant que :

$$Q = \frac{180}{3} \Rightarrow Q = 60 \text{ m}^3/\text{h}. \text{ Ainsi : } P_{abs} = \frac{9,81 * 60 * 130}{0,783 * 3600}$$

$$P_{abs} = \mathbf{27,14 \text{ kW}}$$

A.3 Rognage

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (\mathbf{V.8})$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

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

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (\mathbf{V.9})$$

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

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

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

*Rendement de rognage

$$R = (1-m) * 100 \quad (\mathbf{V.10})$$

R : rendement de rognage (%);

$$m : \text{coefficient de rognage ; } m = \sqrt{\frac{Q_{\text{homologue}}}{Q_{\text{app}}}} \quad (\text{V.11})$$

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

- L'équation de la droite de rognage est telle que : $H = \frac{124,5}{147,6} * Q \Rightarrow H = 0,84 * Q$

La courbe caractéristique de la pompe et le point homologue sont donnés sur la figure (V.3).

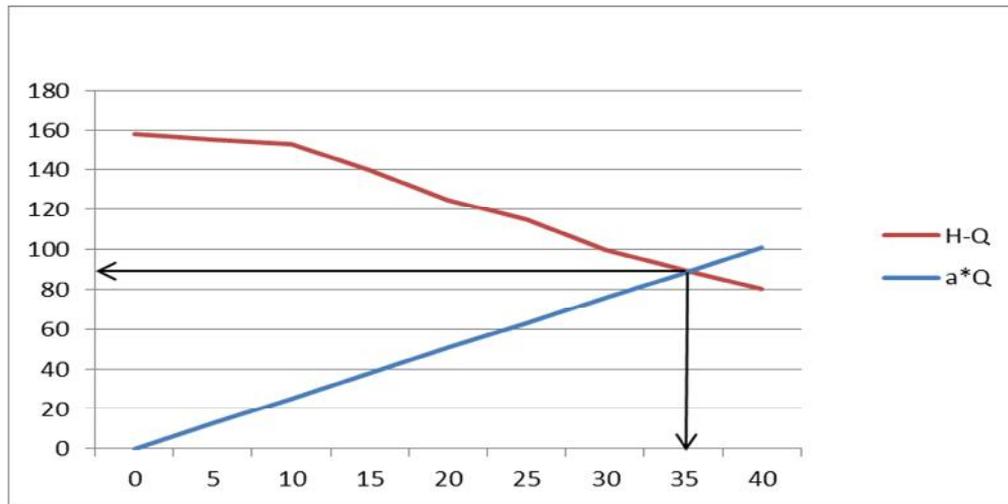


Figure N°V.3: détermination de débit homologue

- Le diamètre de la roue après le rognage, sera : $d = 160 * \sqrt{\frac{35}{41}} \Rightarrow d = 147,82 \text{ mm}$
- Le coefficient de rognage est : $m = \sqrt{\frac{35}{41}} \Rightarrow m = 0,92$.
- Le rendement de rognage est : $R = (1 - 0,92) * 100 \Rightarrow R\% = 8\% < 15\%$
 \Rightarrow Le rognage est une solution efficace
- Le rendement après rognage est : **79 %**:
- La puissance absorbée : $P_{\text{abs}} = \frac{9,81 * 49,2 * 124,5}{0,783 * 3600} \Rightarrow P_{\text{abs}} = 21,31 \text{ Kw}$.

Conclusion

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

V.15 Etude de la cavitation

Pour éviter le phénomène de la cavitation la condition suivante doit être vérifiée :

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (\text{V.12})$$

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

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

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

➤ Installation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} + ha^{ad} - \sum hp_{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} = (NPSH)_r + r \quad (\text{V.13})$$

$$h_{adm}^{asp} = -\frac{P_{at}}{\varpi} + (NPSH)_r + r + \frac{P_v}{\varpi} + \sum h_t^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

➤ installation en aspiration

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - (+ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}) = (NPSH)_r + r \quad (\text{V.14})$$

$$h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\varpi} - (NPSH)_r - r - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_t^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$(NPSH)_r$: Déterminé graphiquement d'après la figure V.3 ;

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage ;

Tableau V.3: Pression atmosphérique en fonction de la côte.

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

$\frac{P_v}{\varpi}$: dépend de la température du liquide pompé,

Tableau V.4 : Pression de vapeur en fonction de la température.

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

- Δh_{asp} : Perte de charge totale du coté aspiration $\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin}$

- Δh_{asp}^{lin} Sera estimée par : $h_{asp} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{2 \times g \times D^5}$

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

D'où on tire les valeurs requises :

- La charge nette d'aspiration requise : (NPSH)_r = 1,89m ;
- Côte de la station de pompage=640m NGA .La pression atmosphérique: $\frac{F_{atm}}{\rho} = 9.30m$;
- La tension de vapeur d'eau à une température T=20 °C : $T_v = 0,24$ m.c.e ;
- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que

- $h_{asp} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{2 \times g \times D^5} = \frac{8 \times 000984 \times 10 \times 004^2}{3142 \times 981 \times 015^5} = 0.18m$

Avec :

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN_a$$

Avec :

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

DN_a=100 donc $D_a = 150mm$

La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,1 * 0,18 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,19m$

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 \cdot 0.041}{3.14 \cdot 0.15^2} = 2.32 m / s$$

➤ $V_a = (0,7 - 1) m/s$ pour $Da \leq 250 mm$

La vitesse n'est pas vérifiée donc il faut augmenter le diamètre à 250mm

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2} = \frac{4 \cdot 0.041}{3.14 \cdot 0.25^2} = 0,83 m / s$$

La hauteur d'aspiration admissible en cas de l'installation en charge

$$h_{adm}^{asp} = -9.30 + 1.89 + 0,3 + 0,24 + 0,19 + \frac{0,83^2}{2 * 9,81} = -6.64m$$

La hauteur d'aspiration admissible en cas de l'installation en aspiration

$$h_{adm}^{asp} = 9.30 - 1.89 - 0,3 - 0,24 - 0,19 - \frac{0,83^2}{2 * 9,81} = 6.64m$$

V.16 Calage de la pompe

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

Pour les installations en aspiration : $\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r$ (V.15)

- $\nabla_{min} = 733$ m;

- $r = (0,3 - 0,5)$ m. On prend : $r = 0,3$ m.

$\nabla_{axe} = 733 + 6,18 - 0,3 = 738,88$ m.

V.17 Équipements hydrauliques en amont et en aval de la pompe :

V.17.1 Équipements en amont de la pompe :

➤ conduite d'aspiration :

Sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 5% montant en direction de la pompe, ceci permet l'évacuation permanente des bulles d'air, et toute contre pente est à proscrire.

➤ joints :

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

➤ Joint de démontage :

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

➤ Convergent d'aspiration :

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

➤ Vanne papillon :

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

➤ Les ventouses :

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

V.17.2 Équipements en aval de la pompe

➤ divergent :

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

➤ clapet de non-retour :

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

➤ Joint de démontage :

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

➤ Vanne de régulation :

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

➤ Vanne papillon :

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

➤ Collecteur de refoulement :

Il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique. Aussi la pente de la conduite de refoulement à partir de la station de pompage doit être $<1\%$

➤ Le by-pass :

Un by-pass est placée entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement, au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la

dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve aussi limitée à la pression H_a existant à l'aspiration. Le clapet interdit par contre le retour d'eau.

➤ Soupape de décharge :

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

V.18. Dimensions du bâtiment :

V.20. 1. Longueur du bâtiment :

$$L_b = n_p \times l + l_{int} + l_{pf} + l_R + l_p \quad (V.16)$$

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

l : longueur de la pompe + moteur, $l = 0.76\text{m}$

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

l_{pf} : longueur de la plateforme, (1.5* distance entre deux des pompes) $l_{pf} = 3\text{ m}$.

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

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

Donc : $L_b = 4 \times 0.76 + 1 + 3 + 3 + 4 = 14,04\text{m}$.

Donc : La station de pompage aura une longueur de **14,5m**.

V.20. 2. Largeur du bâtiment:

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2s \quad (V.17)$$

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

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

l_2 : distance entre les tubulures, $l_2 = 0.3\text{ m}$.

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

l_p : longueur de la pompe,

$l_p = 1.71\text{m}$.

l_{asp} : longueur d'aspiration,

$l_{asp} = 3\text{ m}$.

l_{tr} : longueur de tubulaire de refoulement $l_{tr} \geq 2.D_r = 0,65\text{ m}$.

l_c : longueur du convergent,

$l_c = 4 \times (D_r - d_r) = 1.08\text{ m}$. $l_c = 1,08\text{ m}$.

l_j : longueur des joints, $l_j=0,5$ m.

Donc : $l_b = 0.3+0.3+1.71+3+0,65+1,08+0,5+0.4*2=8.34$ m

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

V.20.3.Hauteur du bâtiment:

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9. \quad (\text{V.18})$$

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

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

$h_{\text{socle}} = 0.3$ m. $h_p = 0,98$ m.

h_6 : hauteur réservée à l'homme, $h_6 = 2.2$ m.

h_7 : hauteur du chariot, $h_7 = 0.3$ m.

h_8 : hauteur profilée, $h_8 = 0.8$ m.

h_9 : hauteur de sécurité, $h_9 = 0.5$ m.

Donc : $H_b = 1,78+2.2+0.3+0.8+0.5 = 5,58$ m.

Donc : La station de pompage aura une hauteur de **6m**.

V.20. 4.Dimensions des portes

✓ porte principale : **3,2*3**

✓ porte secondaire : **2,5*1,6**

V.20.1.5.Dimensionnement des fenêtres

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

$$\sum S_f = 0,13 * 13.5 * 8.5 \Rightarrow \sum S_f = 14.92 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \quad (\text{V.19})$$

n : nombre des fenêtres ;

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

$$A.N : n = \frac{14.56}{1,5 * 2,5}$$

$$\Rightarrow n = 4 \text{ fenêtres}$$

V.21 Protection contre coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou refoulement dont les causes les fréquents sont les suivants :

- Arrête brutal, par disjonction inopinée d'un ou plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite débitant sur un réservoir (cas refoulement).
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obstruction placé au bout d'une conduite (cas gravitaire).
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.

V-21-1 Les risques des aux coups de bélier :

- **Fortes pressions** : Si la somme de la surpression et de la pression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible de la conduite, il peut avoir fissuration de cette dernière, et dislocation des joints.
 - **Pressions négatives** : apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si la pression devient inférieure à -10mce donc implosion de la conduite, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.
 - **Fatigue de la conduite** : L'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

VI-21-2 Les remèdes :

- Dimensionnement correct de la conduite tenant compte de la valeur majorant du coup de bélier.
- Etudier et dimensionner les moyens anti-béliers pour :
 - Atténuer les surpressions et les dépressions.
 - Economie dans la fabrication des tuyaux.

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

V-21-3 Calcul du réservoir d'air :

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

➤ **Méthode de VIBERT**

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

➤ **Méthode de 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.

V-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):

$$c = \frac{(K / \rho)^{1/2}}{\left(1 + \frac{K 2a(1 - \nu_m^2)(1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2)aE_s + E_m e_m (1 - \nu_s)}\right)^{1/2}} \quad (\text{V.20})$$

Avec :

C : Célérité en [m/s]

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

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m). ($e_m = 0,028\text{m}$ pour $\varnothing = 315\text{mm}$)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,5$ (PEHD), $\nu_m = 0,3$ (fonte)

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

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite; $E_m = 1,2 \cdot 10^9$ Pascal pour PEHD

$E_m = 1,1011$ Pascal pour le fonte

E_s : Module de Yong du sol ; $E_s = 2,10^8$ Pascal

-application

$$c = \frac{(2.07 \times 10^9 / 1000)^{1/2}}{\left(1 + \frac{2.07 \times 10^9 \times 2 \times 0.19(1 - 0.5^2)(1 - 0.33)}{(1 - 0.5^2) \times 0.19 \times 2 \times 10^8 + 1.2 \times 10^9 \times 0.028 \times (1 - 0.33)}\right)^{1/2}} = 470,4 \text{ m/s}$$

On calcul la vitesse en régime permanent $V_0 = Q/S$ tel que $Q=41 \text{ l/s}$; et $S=0.052\text{m}^2$

Donc $V_0=0.79\text{m/s}$ et $H_g=730-634,5=95,5\text{m}$

Donc la charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_s = H_g + H_{\max} = 95,5 + (470,4 \times 0,79 / 9.81) = \mathbf{133,38\text{m}}$$

On impose que $H_s=133,38\text{m}$

Donc ; La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 95,5 + 10 = \mathbf{105,5\text{m}}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H_s + 10 = 133,38 + 10 = \mathbf{142,38\text{m}}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{142,38}{105,5} = 1,34$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{0,79^2}{2 \times 9.81} = 0.031 \Rightarrow \frac{h_0}{Z} = \frac{0.031}{105,5} = 3,01 \times 10^{-4}$$

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

$$\Rightarrow \frac{U_0}{LS} = 8,5 \times 10^{-3}, \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0.76$$

$$U_0 = LS.8,5 \times 10^{-3} = 1692,5 \times 0.052 \times 8,5 \times 10^{-3} = 74,7 \text{ litres d'air}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{74,7}{0.76} = 98,28 \text{ litres d'air}$$

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

Donc ; $U_{\max} = \mathbf{120 \text{ litres}}$

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné la station de pompage, en effet on a pu déterminé les pompes adéquates à cette adduction ainsi que les dimensions des différents équipements en amont et en aval de la pompe et les dimensions du bâtiment, et à la fin la protection de la conduite contre le coup de bélier par des réservoirs d'air.

CHAPITRE VI :

**POSE CANALISATION ET
ACCESSOIRES**

Introduction

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

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

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

VI.1. Pose des canalisations**VI.1.1. Le Principe de pose des canalisations :**

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

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

VI.1.1.1 Pose en terre : pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

VI.1.1.2 Pose en mauvais terrains

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

VI.1.1.3 Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables). Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

VI.1.1.4 Pose en pente :

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

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

VI.1.1.5 Traversée de rivière :

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.

Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

VI.2. Accessoires

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

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

VI.2.1. Vannes de sectionnement :

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

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 250m.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remises en eau progressive elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

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

b) Les vannes à clapets de non-retour : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de reflux.

c) **Les vannes de réduction de pression** : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée

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

Remarque

Dans notre cas, on prévoit d'installer:

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

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

VI.2.2 Ventouses

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

a) Rôles de la ventouse

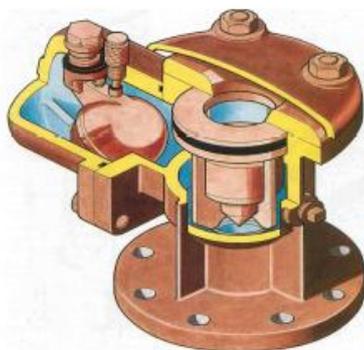
La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts

b) Types de ventouses

Il existe deux types de ventouse :

Ventouse simple.

Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse à double orifice



Ventouse simple

Figure VI.1: Les différents types de ventouses

VI.2.3. Vidange

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

VI.2.4. Clapet anti retour

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

VI.2. 5.Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

1) Coudes

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

2) Cônes

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

3) Tés

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

4) Joints

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux

Emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...).

VI.2.6.By-pass

Le by-pass est utilisé pour les rôles suivants:

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

VI.2.7.Crépines

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

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

VI.2.8.Organes de mesure

VI.2.8.1.Mesure de débit

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

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

a)Le diaphragme

Le diaphragme est consisté en une plaque de métal mince dont le centre est percé. Sur un côté, une languette donne les caractéristiques du diaphragme. Le côté amont du diaphragme est habituellement en biseau.

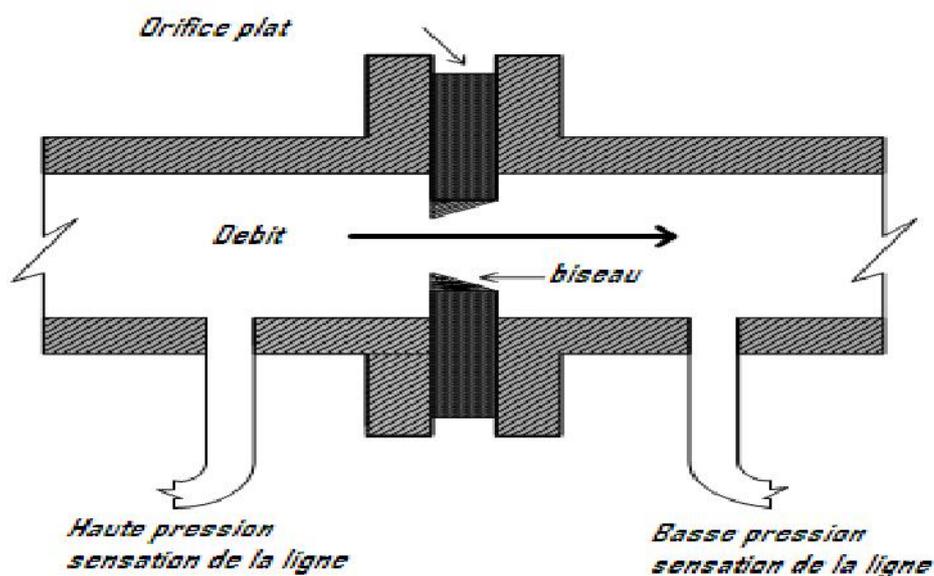
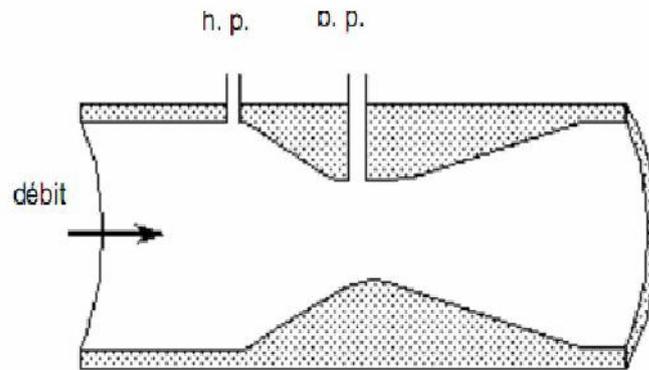


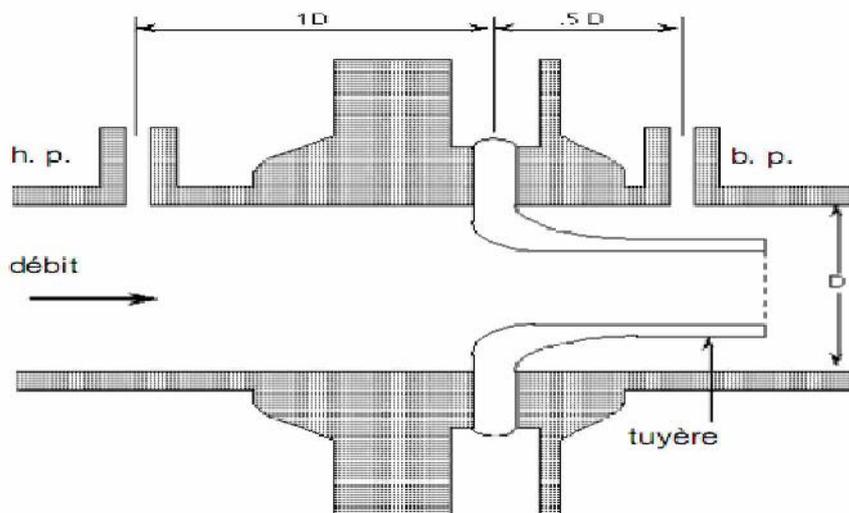
Figure VI.2 : Diaphragme

b) Les venturis

S'il est essentiel de maintenir la pression du liquide, on peut utiliser un « tube de Venturi » (un venturi) . Sa configuration - deux troncs de cône réunis par leur petite base minimise la baisse permanente de pression. Les venturis résistent l'usure et au blocage, puisque l'absence d'obstruction permet au liquide d'entraîner les solides en suspension.

**Figure VI.3 : Venturi****c) La tuyère**

La tuyère a des caractéristiques intermédiaires entre le diaphragme et le venturi. À cause de son contour profilé, la baisse de pression permanente est moindre que celle occasionnée par un diaphragme (mais supérieure à celle causée par un venturi). La différence de pression est aussi plus basse que pour un diaphragme (mais plus élevée que pour un venturi). Ils sont moins coûteux que les venturis.

**Figure VI.4: Tuyère**

VI.2.8.2. Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

a) Manomètres à aiguilles

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

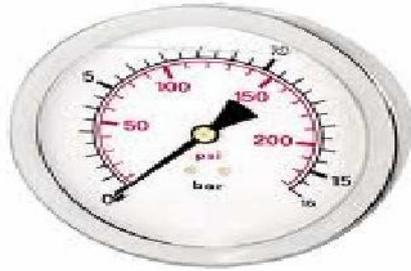


Figure VI.5 : Manomètre à aiguilles

b) Manomètres à soufflet

Ces manomètres sont dotés d'un cylindre, dont le fût est constitué d'un matériau souple, plié en accordéon (voir figure VII.8). Une des extrémités du cylindre est fixée à la « source » de pression et l'autre à un appareil indicateur ou un instrument. Les soufflets permettent une grande amplitude de mouvement (la course) dans la direction de la flèche une fois en contact avec le fluide dont on veut mesurer la pression.

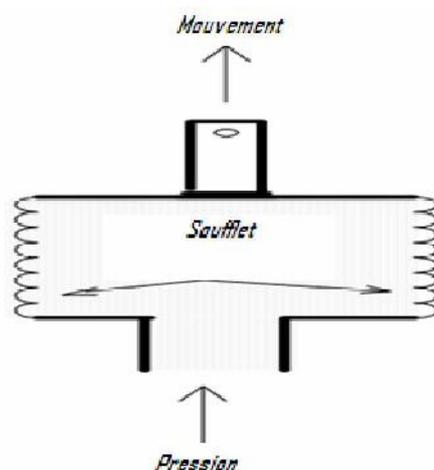


Figure VI.6 : Manomètre à soufflet

Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que La pose des canalisations dépend de la nature du terrain, Les accessoires à utiliser seront :

Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.

Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;

Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;

Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;

Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.

Les clapets anti-retour ;

CHAPITRE VII :

ORGANISATION DE

CHANTIER

INTRODUCTION

Ce chapitre va nous permettre de voir l'organisation des travaux, la succession des tâches et la mobilisation des engins avec leurs influences sur le coût du projet et son délai d'exécution.

Il va nous permettre aussi la mise en place de la protection et sécurité du travail dont l'importance n'est pas négligeable sur les plans économique et social.

VII.1. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

VII.1.1. Déblais d'excavation :

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

Sachant que :

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

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

L : distance entre deux coupes consécutives.

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

VII.1.1.1. La profondeur de la tranchée :

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

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{VII.2})$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

VII.1.1.2. Largeur de la tranchée :

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

$$b = D + 0,6 \text{ m.} \quad (\text{VII.3})$$

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

Tableau VII.1: calcul du volume à excaver

D (mm)	L (m)	b (m)	H_{tr} (m)	$V_D(m^3)$
315	1692	0,91	1,26	1940,04
110	4919	0,71	1,06	3702,6
volume Total				5644,65

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

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	V _s (m ³)
315	1692	0,91	0,15	230,9
110	4949	0,71	0,15	527,1
volume Total				758

VII.1.2.Remblais compacté :

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VII.4})$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

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

D (mm)	L(m)	S _{cond} (m ²)	V _{cond} (m ³)	V _s (m ³)	V _D (m ³)	V _r (m ³)
315	1692	0,078	131,97	230,9	1940,04	1577,17
110	4919	0,0094	46,52	527,1	3724,6	3150,98
Volume Total						4728,15

Tableau VII-4:Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	5644,65
2	Lit de sable	m ³	758
3	Conduites	Ml	6611
4	Remblais	m ³	4728,15

VIII -3-Choix des engins de terrassement :

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

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique ;

- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur ;

VII -3-1-Pelle hydraulique :

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

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

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

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



Figure VII.1 : Pelle hydraulique

VII -3-2 -Bulldozer :

Pour la réalisation de cette opération, nous optons pour un bulldozer ou un bulldozer.



Figure VII.2 : Bulldozer

VII -3-3-Chargeur :

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

Dans notre cas on utilise le rétro chargeur.



Figure VII.3: Chargeur

VII-3-4-Compacteur :

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces.



Figure VII.4 : Compacteur

VII-4 : La durée d'excavation :

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

$$T = \frac{V_{exc}}{R_p} \text{ jours} \quad (\text{VII.5})$$

Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (\text{m}^3/\text{h}). \quad (\text{VII.6})$$

Avec : q : capacité du gobet 0,5 m³.

K_r : coefficient de remplissage du gobet K_r = 0,8-0,9 on prend K_r = 0,85

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur. : K_t = 0,7- 0,9 prenons K_t = 0,8.

K_f: coefficient de foisonnement du sol K_f = 1.1.

T_c : la durée d'un cycle de remplissage du gobet T_c = (15-30) s, on prend T_c = 20 s.

Tableau n°VII.5 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

Comme le volume total de déblai est inférieur à 10000 m³ on choisit une pelle de capacité du gobet 0,25m³.

$$R_p = \frac{3600 \times 0,25 \times 0,85 \times 0,8}{20 \times 1,1} = 27,81 \text{ m}^3/\text{h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour R_p = 222,54 m³/j.

$$\text{AN : } T = \frac{5664,65}{222,54} = 25,45 \text{ jours} = 26 \text{ jours}$$

Définitions des tâches et leurs durées :

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau

Avec :

Pose des conduites : 0,5 km / jour.

Lit de sable : 0,5 km/jour

Epreuve de joint et de la canalisation : 0,5 km/jour

Remblais : 0,5 km/ jours

Compactage : 0,5 km/ jours.

Tableau n°VII.6 : Tableau de déferant opération de terrassement

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée (SP-RT)	8
B	Excavation de la tranchée (RT-RA)	18
C	Lit de sabl(SP-RT)	4
D	Lit de sabl(RT-RA)	10
E	Pose de conduites (SP-RT)	4
F	Pose de conduites (RT-RA)	10
G	Remblais (SP-RT)	4
H	Remblais (RT-RA)	10
I	Compactage (SP-RA)	14

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

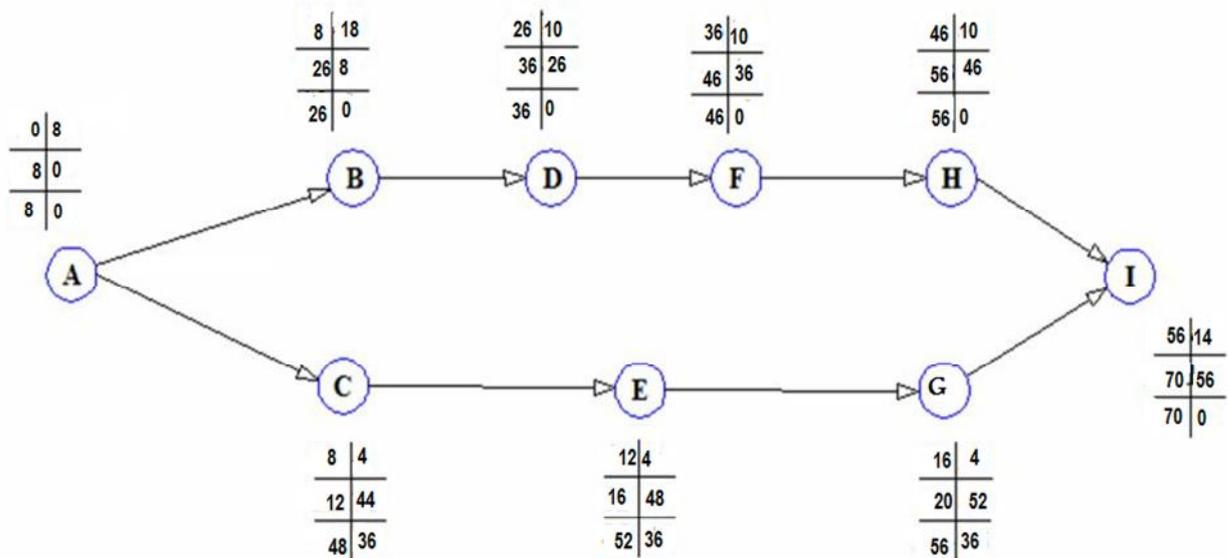


Figure VII-5: Réseau à nœuds représentant les travaux sur chantier.

Donc la durée totale du projet est de 70 jours.

VII-6-Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :

Les dimensions de station de pompage :

- Longueur de la station : **L=14.5m**
- Largeur de la station : **B=8.5m**

➤ Hauteur de la station : $H=6m$

VII.6.1. Détermination du volume de décapage:

$$V_{\text{dec}} = S_{\text{dec}} \times h_{\text{dec}} \quad \text{et} \quad S_{\text{dec}} = L' \times B' \quad (\text{VII.7})$$

Avec:

$$L' = L + 0.55 + 0.55 = 14.5 + 0.55 + 0.55 = 15.6m \Rightarrow L' = 15.6m.$$

$$B' = B + 0.55 + 0.55 = 8.5 + 0.55 + 0.55 = 9.6m \Rightarrow B' = 9,6m.$$

$$\text{D'où:} \quad S_{\text{dec}} = 9,6 \times 15.6 = 149.76m^2 \Rightarrow S_{\text{dec}} = 149,76m^2$$

$$\text{On aura alors } V_{\text{dec}} = S_{\text{dec}} \times h_{\text{dec}} = 149,76 \times 0,1 = 14,97m^3$$

$$\Rightarrow V_{\text{dec}} = 14,97m^3$$

VII.6.2. Détermination du volume de déblais :

Le volume de déblais de chaque semelle peut être calculé de la manière suivante

$$V_s = 1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375m^3$$

Nous avons 12 fouilles donc: $V_{st} = 40,5m^3$

VII.6.3 .Détermination du volume du béton de propreté :

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

$$V_{bp} = (1.5) \times (1.5) \times (0.1) \times 12 = 2,7m^3 \Rightarrow V_{bp} = 2,7m^3.$$

VII-6-4-Calcul du volume de béton armé :

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont :

Tableau VII-7 : Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*l*h (m ³)
Semelles	1,5	1,5	0,3	12	8,1
Demi- poteaux	0,4	0,4	0,9	12	3,26
Poteaux	0,4	0,4	6	12	11,52
ceintures inf. long.	14,5	0,4	0,5	3	8,7
ceintures inf. larg.	8,5	0,4	0,5	4	6,8
ceintures sup. long.	14,5	0,4	0,5	3	8,7
ceintures sup. larg.	8,5	0,4	0,5	4	6,8
dalle supérieure	14,5	8,5	0,07	1	8,62
					TOTAL : 62,5

VII.6.5. Détermination du volume de remblais

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

➤ Volume des Remblais des fouilles:

$$V_{rf} = 12 \times [(1.5 \times 1.5 \times 1.1) - (1.1 \times 0.4 \times 0.4)] = 27,6 \Rightarrow V_{rf} = 27,6 \text{ m}^3$$

➤ Volume des Remblais des cases :

$$V_{cas} = (3,65 \times 4,3) \times 6 = 37,66 \text{ m}^3 \Rightarrow V_{cas} = 37,66 \text{ m}^3.$$

VII.6. 6. Détermination des maçonneries:

On détermine la surface de maçonneries:

$$S_m = [(8.5 - 0.4 \times 3 + 14.5 - 0.4 \times 4) \times 6] \times 2 = 242,4 \text{ m}^2 \Rightarrow S_m = 242,4 \text{ m}^2.$$

$$S_{PT} = (3.65 \times 4,3 \times 6) = 84.1 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{PT} = 94.17 \text{ m}^2.$$

$$S_B = [S_m - S_P - S_F] = [242,4 - 13,6 - 14,92] = 213,88 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_B = 213,88 \text{ m}^2.$$

Quantité des briques utilisées dans la construction des murs est :

$$\text{Surface de brique : } S_b = 30. 20 = 600 \text{ cm}^2 = 0.06 \text{ m}^2$$

$$N_b = \frac{S_m}{S_B} = \frac{213,88}{0,06} = 3565 \Rightarrow N_b = 3565 \text{ briques}$$

$$S_p = 0,4 \times 0,2 = 0.08 \text{ m}^2 \text{ (surface de parpaing)}$$

D'où le nombre des parpaings utilisés sera

$$S_p = \frac{94,17}{0,08} = 1177 \Rightarrow N_b = 1177 \text{ parpaings}$$

VII-7-Calcul des volumes des travaux des réservoirs :

Pour les calculs de réservoir on

VII-7-1-Réservoirs d'OULED MOHANNI de 800 m³ :

Les différents volumes de travaux sont :

VII-7-1-1-Calcul du volume des déblais :

$$V = \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) * h \quad (\text{VII.8})$$

V_d : volume total des déblais (m^3) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{ext} = 16m$.

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), $h = 2$ m.

$$AN: \quad V = \left(\frac{3,14 \times 18^2}{4} \right) * 2 = 508,68$$

VII-7-1-2-Calcul du volume du tout-venant:

Le volume du tout-venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) * E_{tv} \quad (VII.9)$$

V_{tv} : volume du tout-venant (m^3) ;

E_{tv} : épaisseur de la couche du tout-venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m ;

$$AN \quad V_{tv} = \left(\frac{3,14 \times 18^2}{4} \right) * 0,3 = 76,3$$

VII-7-1-3-alcu du volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs.

Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V = \left(\frac{\pi \times D^2}{4} \right) * E_{bp} \quad (VII.10)$$

V_{bp} : volume du béton de propreté (m^3) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

E_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

$$AN \quad V = \left(\frac{3,14 \times 17,2^2}{4} \right) * 0,15 = 34,83$$

VII-7-1-4-Calcul du volume du béton armé :

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers des réservoirs;
- Voiles des réservoirs ;
- Ceintures supérieures des réservoirs;

- Coupoles des réservoirs;
- Maçonnerie des chicanes des réservoirs.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V = \frac{\pi (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2)}{4} * H \quad (\text{VII.11})$$

Avec :

D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau

Tableau VII-8 : Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	D_{ext} (m)	D_{int} (m)	H (m)	V_{ba} (m ³)
Radiers	17,4	-	0,45	106,95
Voiles	16,5	16	4,5	57,4
Ceintures supérieures	16,8	16	0,5	10,3
Acrotères	16,8	16	0,3	6,18
TOTAL				180,03

- Coupoles

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f} \quad (\text{VII.12})$$

R : rayon de la coupole (m).

D : diamètre du réservoir (m), D = 16 m ;

f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m

; Et de volume :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c \quad (\text{VII.13})$$

V_c : volume du béton armé de la coupole (m³) ;

e_c : épaisseur de la coupole (m), $e_c = 0,1$ m.

$$A N R = \frac{1,5^2 + (16 / 2)^2}{2 * 1,5} = 22,08 \text{ m}$$

Ainsi : $V_c = 2 * 3,14 * 22,08 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow V_c = 20,8 \text{ m}^3$.

Le volume total du béton armé de réservoirs = 200,83 m³

VII-7-2-Réservoirs de 1200 m³ :

Tableau VII-9: Volumes de travaux de réservoir

N°	Désignation	Quantité (m ³)
1	Déblais	759,88
2	Tout venant	113,98
4	Béton de propreté	52,92
8	Béton armé	301,8

VII-8-Devis des travaux :

Tableau VIII-10: Devis des différents travaux

N°	Désignation des travaux	U	Qté (M ³)	P. U (DA)	Montant (DA)
TERRASSEMENT					
01	Déblais	M ³	5644,65	400	2257860
02	Remblais	M ³	4728,15	400	1891260
03	Mise en place de couche de lit de pose	M ³	758	1000	758000
CANALISATION					
01	Ø315	ML	1692	8700.12	14720603,04
02	Ø110	ML	4919	830,58	4085623,02
LA STATIONS DE POMPAGE					
01	Décapage	M ³	14,97	400	5988
02	Excavation	M ³	40,5	250	10125
03	Remblai compacté	M ³	2,7	500	1350
04	Béton de propreté	M ³	62,5	15000	937500
05	Béton armé	M ³	65,26	30000	1957800
06	Maçonneries	U	4742	25	118550
LES RESERVOIRS					
01	Déblais	M ³	1268,56	300	380568
02	Remblais	M ³	256,22	500	128110
03	Béton de propreté	M ³	87,75	15000	1316250
04	Béton armé	M ³	502,63	30000	15078900
05	Tout venant	M ³	190,28	10000	1902800
	TOTALE				45551287,06

Le coût global du projet est estimé à **45551287,06DA**

VII.8 Sécurité du travail :

La sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet de transfert, les différentes phases d'exécution des travaux sont effectués tel que :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Travaux de construction (génie civil).tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concerne l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage,

VII.8.1. Causes des accidents de travail :

Les accidents de travail à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VII.5.1.1 Facteurs humain :

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

VII.8.1.2 Facteurs matériel :

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

VII.8.2. Conditions dangereuses :

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

VII.8.3 Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension ;

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

VII.9. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VI.9.1. Protection individuelle :

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

VII.9.2. Protection collective :

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

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

a) Engin de levage :

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

- Affecter du personnel compétent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

b) Appareillage électrique :

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

Conclusion

Nous tirons comme conclusion l'étude l'organisation de chantier nous permet de planifier et organiser tous les travaux durant la période d'exécution. Nous avons déterminé dans ce chapitre les volumes des différents travaux, la durée de travaux ainsi que leurs coûts estimatifs totaux qui est de **45551287,06DA** et une petite illustration a été faite sur les engins utilisés pour la réalisation des travaux de terrassement.

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

Conclusion générale

L'étude de l'adduction des eaux potables à partir du réservoir 2000m³ de la commune de TAOUGHRITE permet de satisfaire les besoins en eau des zones rurales de cette commune.

Nous estimons aussi que cette adduction contribuera à satisfaire tous les besoins de la zone d'étude, vu qu'elle est dimensionnée pour l'horizon 2040 avec une population globale de 12809 habitants.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable des différentes localités concernées par cette étude nous avons suivi les étapes suivantes : dans une première phase nous avons réalisé des enquêtes et recherche de l'information au niveau du terrain et dans diverses structures administratives et de réalisation ; ce qui nous a permis par la suite de dresser les besoins en eau de la zone d'étude, de dimensionner les réservoirs d'alimentation pour des capacités 1200 m³ et 800 m³ en plus du Réservoir tampon de 100 m³ et faire le choix des pompes du type à axe horizontale (**PM 80/ 7 A**), ainsi que le nombre des pompes à utiliser pour le tronçon de refoulement, avec l'emplacement d'un anti bélier nécessaire pour la garantir de la longévité des conduites et la protection des pompes.

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

En fin nous estimons que notre étude peut servir de guide technique pour les entreprises de réalisation du projet pour une durée de 70 jours avec un devis de **45551287.06DA**.

Nous recommandons aux services veillant sur l'approvisionnement en eau potable une meilleure exploitation et gestion de ce projet avec un contrôle et une maintenance continue des différents ouvrages jusqu'à l'horizon 2040.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **A. DUPONT** : Hydraulique urbaine, Tome II, édition Eyrolles, Paris **1977**.
- [2] **B.SALAH** : polycopie d'Alimentation en Eau Potable ENSH 1994. p .11, 27, 29,72, 78, 78, 140.
- [3] **BOUREDJA A**, Mémoire de fin d'étude : TRANSFERT A PARTIR DE PETIT BARRAGE D'OUED TEGHZELLE VERS LES RESERVOIRS DE TIBERKANINE (W.AINDEFLA) ENSH 2014.
- [4] **W.MOKRANE** : cours pompes et station de pompage 4eme année, ENSH 2011.
- [5] **BENHAFID** : polycopie protection et sécurité du travail.
- [6] **M. BEN LAOUAKLI**, cours organisation du chantier 4 eme année, ENSH **2011**

Catalogue

- [7] **CAPRARI** : catalogue (pompes multicellulaires à haute pression).

Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
	Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
Tube PEHD	20	2.0	PE80	10 Bars	34.68	40.58
Tube PEHD	25	2.0	PE80	10 Bars	44.25	51.77
Tube PEHD	32	2.4	PE80	10 Bars	68.77	80.46
Tube PEHD	40	3.0	PE80	10 Bars	107.64	125.94
Tube PEHD	50	3.7	PE80	10 Bars	164.45	192.41
Tube PEHD	63	4.7	PE80	10 Bars	260.13	304.35
Tube PEHD	75	5.6	PE80	10 Bars	367.77	430.29
Tube PEHD	90	5.4	PE100	10 Bars	420.42	491.89
Tube PEHD	110	6.6	PE100	10 Bars	626.34	732.82
Tube PEHD	125	7.4	PE100	10 Bars	797.94	933.59
Tube PEHD	160	9.5	PE100	10 Bars	1 307.02	1 529.21
Tube PEHD	200	11.9	PE100	10 Bars	2 044.90	2 392.53
Tube PEHD	250	14.8	PE100	10 Bars	3 174.60	3 714.28
Tube PEHD	315	18.7	PE100	10 Bars	5 062.20	5 922.77
Tube PEHD	400	23.7	PE100	10 Bars	8 122.40	9 503.21
Tube PEHD	500	29.7	PE100	10 Bars	12 066.60	14 117.92
Tube PEHD	630	37.4	PE 100	10 Bars	19 110.00	22 358.70

ANNEX. I: TUBE PEHD EAU POTABLE PN10

Désignation	Diamètre Ext en MM	Epaisseur en MM	Qualité Produit	Pression Service	Prix HT le M/L	Prix TTC le M/L
Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	39.47	46.18
Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	62.79	73.46
Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	98.67	115.44
Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	152.49	178.41
Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	236.21	276.37
Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	376.74	440.79
Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	529.23	619.20
Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	614.90	719.43
Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	912.34	1 067.44
Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	1 181.18	1 381.98
Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 930.50	2 258.69
Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	3 031.60	3 546.97
Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	4 690.40	5 487.77
Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	7 436.00	8 700.12
Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	12 012.00	14 054.04
Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	17 881.50	20 921.36
Tube PEHD	630	57.2	PE100	16 Bars	28 392.00	33 218.64

ANNEX. II: TUBE PEHD EAU POTABLE PN16



ANNEXE III: Abaque de Vuibert

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

ANNEXE IV: variation de débit horaire