

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Alimentation en eau potable de l'agglomération de Talaouine-
Commune de Boumadfaa (w. Ain Defla).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0002-19

APA Citation (توثيق APA):

**Hamissi, Hadjer (2019). Alimentation en eau potable de l'agglomération de
Talaouine-Commune de Boumadfaa (w. Ain Defla)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مبداعات، 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 :

**Alimentation en eau potable de l'agglomération de
Talaouine-Commune de Boumadfaa
(W. Ain Defla)**

Présenté Par :

M^{elle} HAMISSI Hadjer

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} MEDDI Hind	M.C.A	Président
M ^{me} KHALED/HOULI Samia	M.A.A	Examineur
M ^f DJELLAB Mohamed	M.C.A	Examineur
M ^{me} SALHI Chahrazed	M.A.A	Examineur
M ^f SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

Session Juillet 2019

REMERCIEMENTS

Avant tout, Je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout-puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de terminer ce modeste travail.

Je remercie également mon promoteur Mr. B. SALAH de m'avoir encadré, guider et accompagner dans ce travail ainsi que sa compréhension, ses précieux conseils, son humour et surtout pour sa patience.

Je témoigne ma reconnaissance aussi à tous les enseignants de l'école national supérieur d'Hydraulique qui ont participé dans ma formation

Ma chère mère, mes frères et mes sœurs pour les encouragements qu'ils m'ont manifestés tout au long de mon parcours.

J'adresse également mes sincères remerciements à :

Mme. H. MEDDI qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.

Aux membres de jury :

-Mme S. HOULI

-Mr.M. DJELLAB

- Mme C. SALHI

qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

HAMISSI Hadjer

Dédicaces

Je dédie ce travail en particulier à l'être le plus cher, l'irremplaçable papa qui nous a quittés tellement tôt. Mon père, que j'aurais aimé qu'il soit présent en ce jour très spécial, et que j'aurais aimé qu'il soit fier de ce résultat de toutes ces longues années d'études et de sacrifice. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail port les fruits. Merci pour les valeurs nobles, et la fierté que vous m'avez transmis.

A ma mère, pour son soutien et ses les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, merci ma maman

Et également à Mes frères, Mes sœurs ; Mes amies En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et à tous ceux qui me sont chers.

A tous les élèves ingénieurs de ma promotion

HAMISSI Hadjer

ملخص

يهدف مشروعنا الدراسي الى حل ازمة التزويد بالمياه الصالحة للشرب وذلك لاحتوائها على شبكة توزيع المياه لا تغطي كافة احتياجات السكان، وهذا بالاعتماد على الجانب الفني والاقتصادي. الدراسة في مجملها تتطرق أولا الى إعطاء نظرة عامة عن المنطقة واحتياجاتها، وضعية الموارد المائية، شبكة توزيع المياه وهياكل التخزين. بعد ذلك قمنا بتحديد ابعاد شبكة التوزيع الجديدة ونظام التحويل بالإضافة الى الخزان ونظام الضخ. وفي الأخير، انشاء نظام لحماية القنوات من ظاهرة المطرقة المائية ومنهجية لضمان السير الحسن للأشغال في فترة وجيزة وبأقل تكلفة.

Abstract

our study project deals with the best modalities from the technical and economic point to solve the problematic of drinking water supply in the area of Talaouine belonging to the commune of Boumadfaa (w.Ain Defla).

The study as a whole contains first and foremost a general overview about the area's situation and needs, situation of water resources, network supply of drinking water and reservoirs. Thereafter, dimensioning of the supply network and the addiction system, including the reservoir and the pumping system.

Finally, applicate a system to protect pipes from the phenomenon of the blow of belier and methodology to ensure the smooth running of work in a short period and at the lowest cost.

SOMMAIRE

Introduction Générale	14
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.....	16
Introduction :	17
I.1 Situation géographique de la zone d'étude	17
I.2 Relief :.....	18
I.3 Situation climatologique :.....	18
I.4 Géologie :.....	20
I.5 Sismicité :.....	20
I.6 Situation démographique :	21
I.7 Situation hydraulique :	21
Conclusion :.....	22
II. Chapitre II :Estimation des besoins en eau de l'agglomération	23
Introduction :	24
II.1 Evolution de la population :.....	24
II.1.1 Population actuelle :	24
II.1.2 Estimation de la population future :	24
II.2 Catégories des besoins en eau potable :	25
II.3 Choix de la norme unitaire de la consommation :.....	25
II.4 Détermination de la consommation moyenne journalière :.....	26
II.5 Calcul des besoins en eau :.....	26
II.6 Variations de la consommation :.....	27
II.7 Etude de la variation de la consommation journalière :.....	28
II.7.1 Variations de la consommation maximale journalière :	28
II.7.2 Variations de la Consommation minimale journalière	28
II.8 Etude de la variation des débits horaires :	29
II.9 Comparaison entre les ressources et les besoins :.....	31
Conclusion :.....	31
III. Chapitre III : Dimensionnement du réseau de distribution.....	32
Introduction :	33
III.1 Classification des réseaux de distribution :.....	33
III.2 Choix du système de distribution :.....	33
III.3 Conception du réseau de l'agglomération :	34
III.4 Choix du type de matériaux :.....	34
III.5 Description du réseau de distribution projeté :	34
III.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution :	34
III.6.1 Déterminations des débits :.....	34
III.7 Simulation du réseau par le logiciel EPANET :	37
III.7.1 Qu'est-ce que EPANET ?.....	37

III.7.2	Résultats de simulation :	37
III.7.3	Interprétation des résultats :	39
III.8	Appareils et accessoires du réseau :	39
III.8.1	Les robinets vannes :	40
III.8.2	Les ventouses :	41
III.8.3	Mesure de débit :	41
III.8.4	Mesure de pression :	41
III.8.5	Pièces spéciales de raccordement :	41
III.8.6	Les compteurs	42
III.8.7	Les clapets	42
	Conclusion:.....	42
IV.	CHAPITRE IV: Les réservoirs	43
	Introduction :	44
IV.1	Les rôles des réservoirs :	44
IV.2	Emplacement des réservoirs :	44
IV.3	Classification des réservoirs :	45
IV.4	Equipements du réservoir :	45
IV.4.1	Conduite d'arrivée ou d'alimentation :	45
IV.4.2	Conduite de départ ou de distribution :	46
IV.4.3	Conduite de trop-plein :	47
IV.4.4	Conduite de vidange :	47
IV.4.5	Conduite by-pass :	47
IV.4.6	Matérialisation de la réserve d'incendie :	48
IV.5	Choix de la cote d'implantation et emplacement de réservoir :	48
IV.6	Capacité de réservoir :	49
IV.7	Forme du réservoir :	50
IV.8	Hygiène et sécurité des réservoirs :	50
	Conclusion :	51
V.	Chapitre V: Etude d'adduction.....	52
	Introduction :	53
V.1	Adduction gravitaire :	53
V.2	Adduction mixte :	53
V.3	Description du système d'adduction de l'agglomération :	53
V.4	Dimensionnement de la conduite de refoulement :	53
V.5	Détermination du diamètre économique :	54
V.5.1	Frais d'amortissement :	55
V.5.2	Frais d'exploitation :	56
V.5.3	Calcul des pertes de charge :	56
V.5.4	Calcul de la hauteur manométrique totale :	56
V.5.5	Puissance absorbée par la pompe :	57

V.5.6	Energie consommée par la pompe :.....	57
V.5.7	Dépense annuelle de l'énergie :.....	57
V.5.8	Bilan :	58
V.6	Détermination de nombre de forages :.....	59
Conclusion :	60
VI.	Chapitre VI: Etude de pompage	61
Introduction :	62
VI.1	Définition :.....	62
VI.2	Choix du type de la pompe :.....	62
VI.3	Choix du nombre de pompe :.....	62
VI.4	Choix du type d'installation :.....	62
VI.5	Les groupes immergés :	63
VI.6	Les caractéristiques du groupe électropompe :.....	63
VI.7	Description de la pompe choisie :.....	63
VI.8	Courbes caractéristiques de la pompe choisie :	65
VI.9	Point de fonctionnement des pompes :	66
Conclusion :	67
VII.	Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier	68
Introduction :	69
VIII.1	Définition	69
VIII.2	Les causes du coup de bélier :.....	69
VIII.3	Les conséquences du coup de bélier :	69
VIII.4	Description des phénomènes physiques :.....	70
VIII.5	Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :.....	71
VIII.5.1	Réservoirs d'air :.....	71
.....	72
VIII.5.2	Cheminée d'équilibre.....	72
VIII.5.3	Soupape de décharge :	72
VIII.5.4	Volant d'inertie :	72
VIII.6	Calcul des réservoirs d'air :.....	72
VIII.7	Dimensionnement des réservoirs d'air :	73
Conclusion :	74
IX.	Chapitre VIII : Organisation de chantier	75
Introduction :	76
IX.1	Définition :.....	76
IX.2	Différents travaux à entreprendre :	76
IX.3	Travaux concernant les réservoirs :	77
IX.4	Choix des engins de terrassement :.....	77
IX.5	Calcul des volumes des travaux de l'adduction :.....	78
IX.5.1	Calcul du volume de terre à évacuer	79

IX.6	Protection et sécurité du travail.....	79
IX.6.1	Facteurs matériels	80
IX.6.2	Liste des conditions dangereuses.....	80
IX.6.3	Liste des actions dangereuses	80
IX.7	Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	81
IX.7.1	Protection individuelle.....	81
IX.7.2	Autre protections	81
IX.7.3	Protection collective	81
	Conclusion.....	81
	Conclusion Générale.....	82
	Bibliographie	84
	Annexes	86

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : humidité mensuelle moyenne (%).....	11
Tableau I.2 : Vitesses moyennes mensuelles du vent.....	11

Chapitre II :Estimation des besoins en eau de l'agglomération

Tableau II.2 :Détermination des besoins domestiques.....	17
Tableau II.3 : Détermination des besoins des différentes catégories.....	17
Tableau II.4 : Détermination des besoins futures.....	17
Tableau II.5 : Récapitulation des besoins de l'agglomération.....	18
Tableau II.6 : récapitulation des besoins de l'agglomération avec fuites et gaspillage.....	18
Tableau II.7 : Les besoins en eau maximale et minimale journalière de l'agglomération.....	19
Tableau II.8 : Variation de débit horaire dans l'agglomération de Talaouine.....	20
Tableau II.9 : détermination du déficit.....	21

ChapitreIII : Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau III.1 : détermination du débit spécifique.....	26
Tableau III.2 : détermination des débits aux nœuds.....	27
Tableau.III.3 : Etat des nœuds du réseau.....	30
Tableau III.4 : Etat des tronçons du réseau.....	31

CHAPITRE IV : Les réservoirs

Tableau IV.1 : détermination de la capacité du réservoir	40
--	----

Chapitre V: Etude d'adduction

Tableau V.1 : frais d'amortissement	45
Tableau V.2 : détermination de HMT	46
Tableau V.3 : Frais d'exploitation	47
Tableau V.4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	47

Chapitre VI: Etude de pompage

Tableau VI.1: Caractéristiques des pompes.....	52
Tableau VI.2: Caractéristiques de la pompe choisie.....	52

VII. Chapitre VII Protection des conduites contre le coup de bélier

TableauVII.1 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	61
TableauVII.2 : calcul de la célérité d'onde.....	61
TableauVII.3 : Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction.....	61

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau VIII.1 : résultats de calcul des volumes des travaux.....	65
---	----

LISTE DES FIGURES

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Situation Administratif de la commune de Boumedfaâ.....	9
Figure I.2 : Image Satellitaire de la zone de Talaouine.....	10
Figure I.3: Représentation graphique de variation des températures moyenne mensuelle (1975/2010) et (février2017/janvier2018.....	10
Figure I.4: variation intra-annuelle des précipitations moyenne mensuelle (1975/2010) et (février 2017/janvier2018).....	11
FigureI.5: carte de zonage sismique du territoire national.....	12
Figure I.6: station de pompage.....	13
figure I.7: réservoir de stockage 50m ³	13

Chapitre II : Estimation des besoins en eau de l'agglomération

Figure II.1 : Évolution de la population.....	15
Figure II.2 : Répartition des débits horaires de l'agglomération de Talaouine	21
Figure II.3: Courbe intégrale de la consommation horaire de l'agglomération De Talaouine.....	21

Chapitre III :Dimensionnement du réseau de distribution

Figure III.1: environnement d'EPANET [JOINT.2001].....	27
Figure III.2 : résultat de simulation	29

CHAPITRE IV: Les réservoirs

Figure IV.1: Arrivée par surverse (chute libre).....	37
Figure IV.2: Arrivée par sur verse(noyée).....	37
Figure IV.3 : Arrivée par-dessous (par le fond)	37
Figure IV.4 : Arrivée par dessous (par le bas)	37
Figure IV.5 : conduite de distribution.....	38
Figure IV.6 : conduite de by-pass.....	38
Figure IV.7: Système à deux prises.....	39
Figure IV.8 : Système à siphon.....	39

Chapitre V: Etude d'adduction

Figure V.1 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	48
Figure V.2: Schéma de l'adduction.....	49

Chapitre VI: Etude de pompage

FigureVI.1 : Schéma et dimensions de la pompe choisie.....	53
FigureVI.2 : Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement.....	53
FigureVI.3 : point de fonctionnement de la pompe choisie.....	54

Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

Figure VII.1: Schéma des quatre phases du coup de bélier.....	58
Figure VII.2 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement.....	59

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Figure VIII.1: Coupes en travers de la tranchée de la conduite.....	63
--	----

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1. Réseau de distribution projeté

Planche N° 2. Les accessoires dans un système d'AEP

Planche N° 3. Plan de réservoir de tête 300 m³

Planche N° 4. Plan topographique de l'adduction

Planche N° 5. Profile en long de l'adduction

Les abréviations

RGPH : Recensement Général de la Population et de l'Habitat.

APC : Assemblée Populaire communale.

AEP : Alimentation en Eau Potable.

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques

Introduction Générale

L'eau, source de la vie et de développement, compté parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement social et économique du pays.

A cet effet plusieurs régions de l'Algérie souffrent d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable. Devant telle situation, il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource, ainsi qu'un système judicieux d'adduction de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de notre projet de fin d'étude qui est l'alimentation en eau potable de l'agglomération de Talaouine appartenant territorialement à la commune de Boumedfaâ (wilaya de Ain Defla).

L'agglomération en question est dotée d'un système d'alimentation en eau potable partiel qui ne couvre qu'une tranche de la population. En effet, notre projet porte sur les meilleures modalités du point de vue technique et économique permettant la résolution de la problématique d'alimentation en eau potable de cette localité.

Pour cela, nous allons procéder à :

-La présentation du site de projet (situation géographique, climatique et démographique...) et l'estimation des besoins en eau actuels et à l'horizon de 2044 en se basant sur le nombre d'habitant et les équipements existants actuellement et dans le future, et cela dans le but d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps. Ceci fera l'objet des deux premiers chapitres.

-Dans le troisième et le quatrième chapitre, le dimensionnement du réseau de distribution et l'ouvrage de stockage sera visé, pour assurer un approvisionnement en eau optimal de notre zone.et ceci en exploitant le logiciel EPANET.

-le cinquième chapitre sera consacré aux choix du tracé de l'adduction à partir des 4 forages, et le type de conduites qui peuvent véhiculer le débit demandé en déterminant leur diamètre économique en tenant compte de l'aspect technique et économique.

- le sixième et le septième chapitre vont viser sur le choix des pompes adéquates pour les quatre forages à partir du catalogue des pompes CAPRARI, ainsi que l'étude de la protection des conduites, contre le phénomène oscillatoire, à savoir le coup de bélier, Afin de minimiser tout risque d'endommagement et de perturbation dans la conduite d'adduction.

- Dans le huitième chapitre nous allons établir l'organisation de chantier pour assurer l'exécution des travaux dans les meilleures conditions avec le moindre coût.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.2 Relief :

La zone de Talaouine est caractérisée par un relief très accidenté. L'altitude moyenne avoisine les 690 m c'est la partie la plus fermée et la plus accidentée de l'ensemble DAHRA-ZACCAR. Les pentes sont forte et varient entre 12% et 25%. Les terrains sont tendres à prédominance marneuse favorisant l'érosion. La végétation naturelle est très dégradée à prédominance de maquis.



Figure I.2 : Image Satellitaire de la zone de Talaouine (Google Earth)

I.3 Situation climatologique : Climatologie :

La zone de Talaouine présente un climat méditerranéen semi-aride avec un caractère de continentalité très marqué, ce qui montre l'existence de deux saisons dominantes :

- ❖ La période sèche est très longue, elle s'étale sur environ 07 mois allant du début du mois d'avril jusqu'à le mois de novembre.
- ❖ La période humide qui représente les mois pluvieux et ayant la basse température, au court de cette année. Elle commence à partir du mois décembre et se termine au mois d'avril (5mois).

Température:

Les températures maximales mensuelles les plus élevées sont observées pendant la période estivale (juin à aout) avec des valeurs moyennes variant entre (42.6 à 44.55 c°) pendant la période (1975/2010) et (45.3à46c°) pendant l'année (fevrier2017/janvier2018) par contre les températures minimales (de1.81à1.83c°) pendant la période (1975/2010) et (-0.1à0.8) pendant l'année (fevrier2017/janvier2018) sont observées pendant la saison hivernale (décembre à mars)

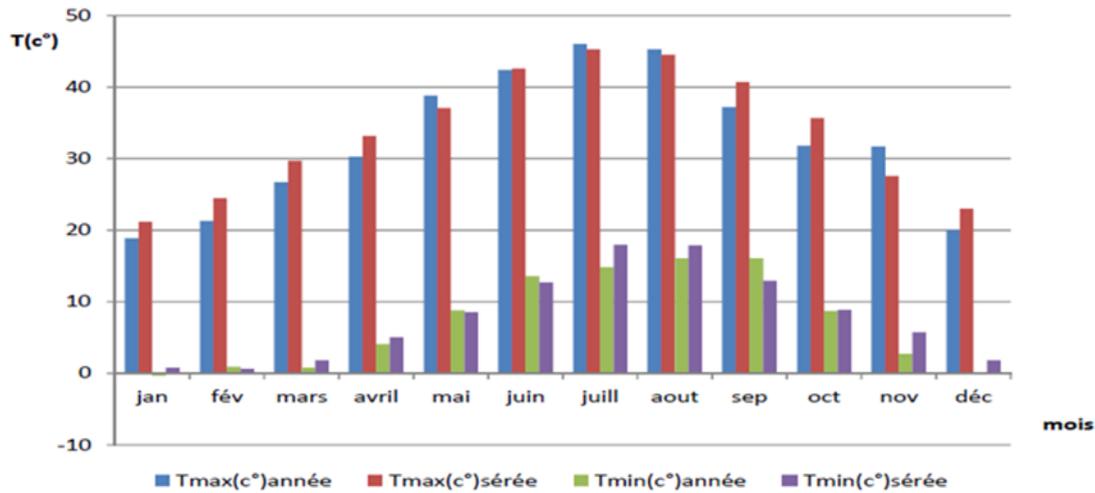


Figure I.3 : Représentation graphique de variation des températures moyennes mensuelles (1975/2010)
Source : ANRH (2018)

Humidité :

Les taux d’humidité enregistrés dans cette région sont très élevés. Ses valeurs maximales sont atteintes en Décembre, Janvier et Février (79 à 82 %) et minimales en Juillet (49 %).

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

Tableau I.1 : humidité mensuelle moyenne (%)

Source : ANRH (2018)

Pluviométrie :

La pluviométrie moyenne annuelle est de 400 à 500 sur la région d’étude. Les précipitations interannuelle moyennes les plus élevées sont observées entre le mois de novembre et mars avec un maximum enregistré au mois de Janvier(57.49mm) pendant la période (1975/2010) et pendant l’année (février 2017 / janvier 2018) les précipitations mensuelles sont concentrées entre le mois de novembre et le mois de juin avec un maximum au mois de décembre (60.4mm).

Les pluies en mois de Juin, Juillet et Aout sont négligeables mais caractérisées par des averses d’été.

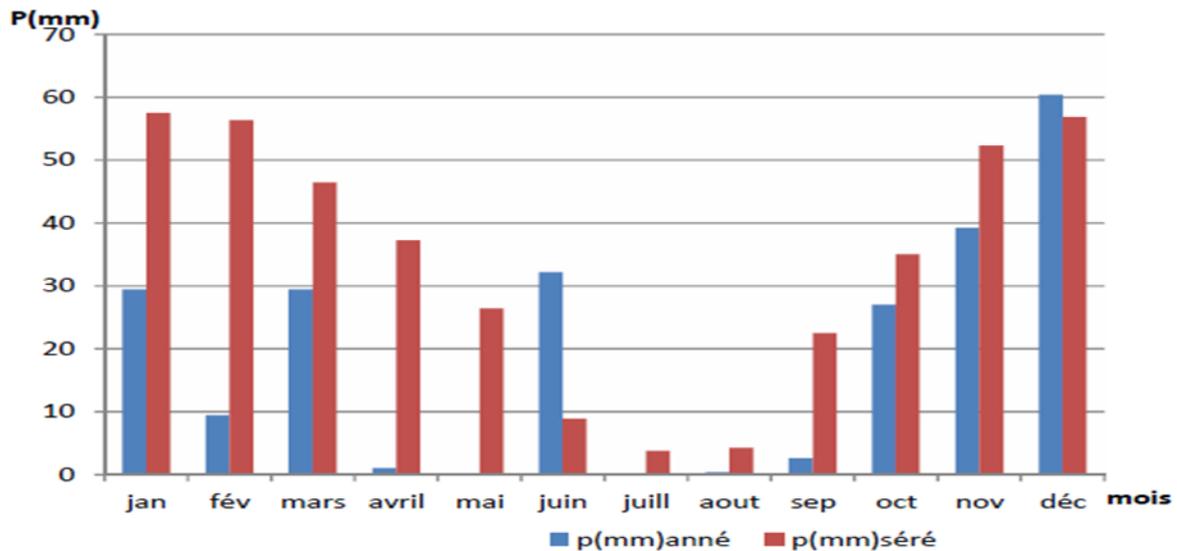


Figure I.4 : variation intra-annuelle des précipitations moyenne mensuelle (1975/2010) et (février 2017/janvier 2018)

Source : ANRH (2018)

Vents :

Les vents sont de fréquences différentes durant l’année et les vents dominants sont de direction sud-ouest et ouest. Surtout pendant la saison chaude.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
V _{moy} (km/h)	12,9	11,8	13,6	14,4	13,3	14,7	13,3	12,2	12,2	11,5	10,4	11,5	12,9

Tableau I.2 : Vitesses moyennes mensuelles du vent

Source : ANRH

I.4 Géologie :

Le territoire de notre étude et ses environs appartiennent à différentes unités. La zone de Talaouine fait partie du bassin néogènes du Haut Cheliff reposant en discordance sur les terrains nappés schisteux, du Crétacé. Les formations géologiques rencontrées sont :

- Le Quaternaire
- Le Miocène
- Le Plio-Quaternaire

I.5 Sismicité :

Du point de vue sismique, l’Algérie est divisée en trois (04) zones sismiques :

- ✓ Zone 0 : sismicité négligeable
- ✓ Zone I : sismicité faible
- ✓ Zone II : sismicité moyenne
- ✓ Zone III : sismicité élevée

Noter que la région de Talaouine s'inscrit dans une zone où l'activité sismique est moyenne (zone II), ou il doit prendre en compte les effets sismiques sur l'ouvrage

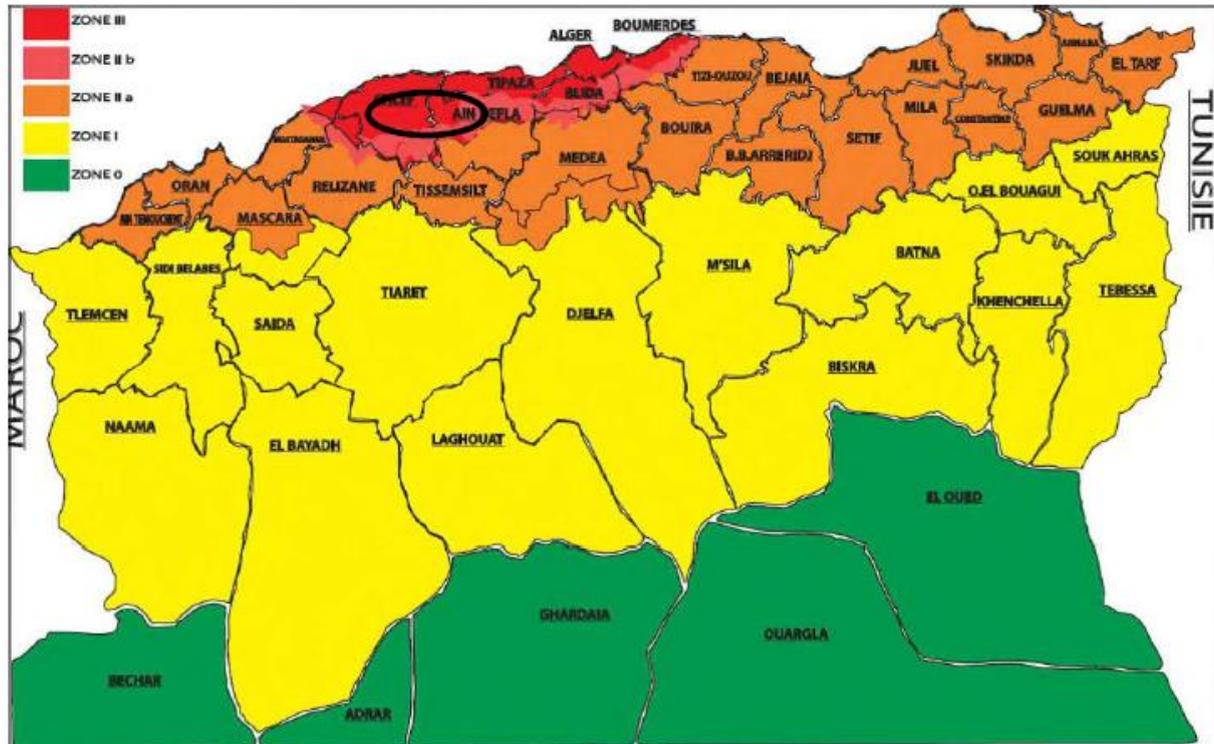


Figure I.5 : carte de zonage sismique du territoire national

Source (internet)

I.6 Situation démographique :

Le nombre d'habitants de l'agglomération de Talaouine s'élève à 1030 habitants selon le RGPH 2008 (source : APC Boumedfaa)

I.7 Situation hydraulique :

Sources souterraines :

L'agglomération tire ses besoins en eau principalement de l'unique source exploitée qu'on peut localiser par les coordonnées suivantes :

$X = 463469.41 \text{ m}$

$Y = 401\,9570.02 \text{ m}$

Cette source débite 5 l/s soit $432 \text{ m}^3/\text{j}$

Les eaux produites par cette source sont acheminées gravitairement vers une bache d'aspiration (station de pompage) avant d'être refoulées directement vers le réservoir de stockage existant $R50\text{m}^3$ par le biais d'une pompe immergée et une conduite de refoulement DN63 PEHD.

A partir du réservoir 50m³, prend naissance une conduite de distribution DN 63 PEHD pour alimenter 3 bornes fontaines dont une est abandonnée.



Figure I. 6 : station de pompage (en 2015)

Ouvrages de stockages :

Un seul réservoir a été répertorié, il s'agit du R50m³ semi enterré.

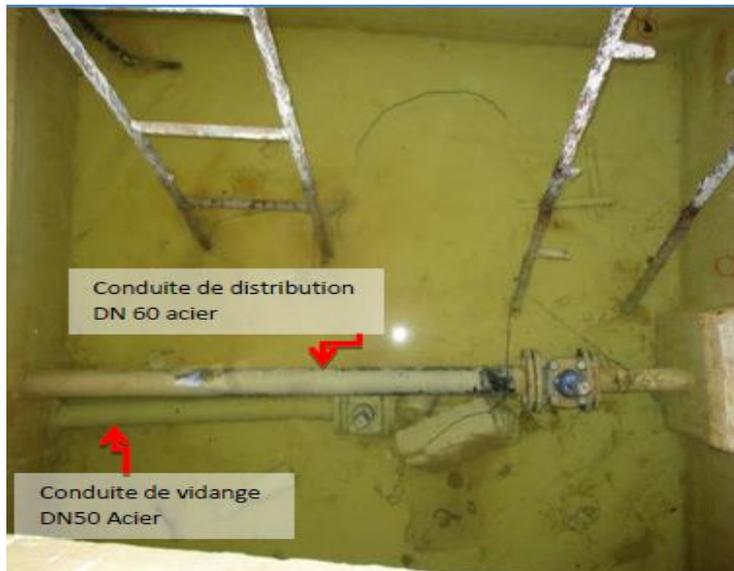


figure I.7: réservoir de stockage 50m³ (en 2015)

Réseau de distribution :

L'agglomération de Talaouine est dépourvue de réseau de distribution.

Les habitants s'approvisionnent en eau par le biais d'une borne fontaine alimentée gravitairement à partir du réservoir 50m³ existant.

Une conduite principale DN63 PEHD prend départ du R50m³ pour donner ensuite naissance à deux branches DN50 PEHD pour desservir initialement 3 bornes fontaines dont deux sont abandonnées.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait une analyse régionale et locale de la zone d'étude où nous avons déterminé les différentes caractéristiques et données de l'agglomération. Ces caractéristiques sont utiles et nécessaires pour la suite de notre projet d'étude.

II. Chapitre II : Estimation des besoins en eau de l'agglomération

Introduction :

Le but de ce chapitre concerne l'estimation des besoins en eau potable des différents consommateurs de l'agglomération. Ceci en se basant sur des données tel que la population et son taux d'accroissement jusqu'à l'horizon d'étude, les différents équipements existant et la norme de consommation.

II.1 Evolution de la population :

II.1.1 Population actuelle :

Le nombre d'habitants de l'agglomération de Talaouine s'élève à 1030 habitants selon le RGPH 2008

(source : APC Boumedfaa)

II.1.2 Estimation de la population future :

L'évolution démographique de la population est calculée par la formule des intérêts composés :

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

- P_n : population à l'horizon de calcul;
- P_0 : population de l'année de référence;
- τ : taux d'accroissement de la population; $\tau = 2,5 \%$
- n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Pour notre étude on prend un horizon de 25 ans.

Nous avons :

En 2008 :1030 habitant

En 2044 :2504 habitant

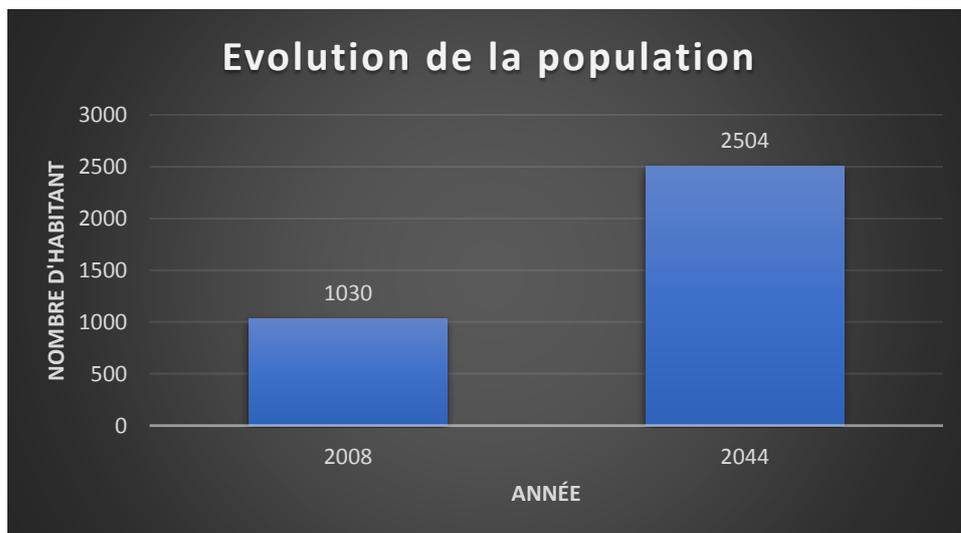


Figure II.1 : Évolution de la population

II.2 Catégories des besoins en eau potable :

Les réseaux publics de distribution d'eau doivent satisfaire les différents besoins en eau :

Besoins domestique :

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

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

Besoins publics :

Ils comprennent l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc

Besoins industriels :

Les entreprises industrielles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement.

La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

Besoins sanitaires :

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

Besoins d'incendie :

Ils concernent, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

II.3 Choix de la norme unitaire de la consommation :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée, selon le type de consommateur, en litre par habitant et par 24 heures, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation, cette dernière dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville. L'existence de la ressource.
- Les habitudes de la population.

Dans le cas de notre étude, cette norme est fixée à 180 l/j /hab (besoins domestiques et arrosage du jardin familial).[1]

II.4 Détermination de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier est donné par :

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

N : le nombre des usagers dans chaque groupe de catégories de consommateurs.

q : la dotation journalière de consommation pour chaque groupe, estimée en litre par jour par usager.

II.5 Calcul des besoins en eau :

Besoins domestiques :

Année	Nombre d'habitants (hab)	Dotation (l/j/hab)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
2044	2504	180	450,72

Tableau II.2. Détermination des besoins domestiques.

Besoins des autres différentes catégories :

Equipement	unité	Nombre d'unité	Dotation(l/j/u)	consommation moyenne journalière(m ³ /j)
Scolaires				
Ecole primaire	Elève	250	20	3
CEM	Elève	200	20	2,4
Lycée	Elève	180	20	3,6
Total				9
Socioculturels				
mosquées	fidèle	900	20	18
centre culturel	m ²	200	10	2
maison de jeunes	m ²	100	20	2
Total				22
Administratifs				
Siège APC	employé	30	10	0,3
Siège PTT	employé	20	10	0,2
Total				0,5
Sanitaire				
centre de soins	malade	50	20	1
Total				1

Tableau II.3. Détermination des besoins des différentes catégories

Besoins des extensions futures :

objet	unité	Nombre d'unité	Dotation(l/j/u)	consommation moyenne journalière(m ³ /j)
laiterie	litre de lait traité	20000	5	80
Abattoir tout bétail confondu	tête de bétail	250	700	125
total				205

Tableau II.4. Détermination des besoins futures

Récapitulation des besoins en eaux de l'agglomération :

catégorie des besoins	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Domestique	450,72
public	32,5
extensions futures	205
total	688,22

Tableau II.5. Récapitulation des besoins de l'agglomération

Fuites et gaspillage :

Les fuites d'eau sur le réseau sont parfois importantes. Elles se produisent en grande partie sur les branchements particuliers.

Les fuites et le gaspillage sont estimés de 15 % du débit moyen total :

catégorie des besoins	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Domestique	450,72
public	32,5
extensions futures	205
fuites	103,233
total	791,453

Tableau II.6. récapitulation des besoins de l'agglomération avec fuites et gaspillage

II.6 Variations de la consommation :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi lesquelles nous avons :

- La variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération.
- La variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville.

-La variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante.

-La variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population. [1]

II.7 Etude de la variation de la consommation journalière :

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours de l'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale. [1]

II.7.1 Variations de la 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 est noté $K_{\max,j}$.

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

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

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

$K_{\max,j}$ coefficient d'irrégularité journalière maximum $\in [1,1 -1,3]$

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

D'où :

$$Q_{\max,j}=1,3*Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II.4})$$

II.7.2 Variations de la 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 $K_{\min,j}$.

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II.5})$$

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

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

$K_{\min,j}$ coefficient d'irrégularité journalière manimum $\in [0,7 -0,9]$

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

D'où :

$$Q_{\min,j}=0,8*Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II.6})$$

catégorie des besoins	$Q_{\text{moy},j}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\text{max},j}$	$Q_{\text{max},j}(\text{m}^3/\text{j})$	$k_{\min,j}$	$Q_{\min,j}(\text{m}^3/\text{j})$
Domestique	450,72	1,3	585,94	0,8	360,576
public	32,5	1,3	42,25	0,8	26
extensions futures	136	1,3	266,50	0,8	164
fuites	103,233	1,3	134,20	0,8	82,5864
total	791,453	1,3	1028,89	0,8	633,1624

Tableau II.7. Les besoins en eau maximale et minimale journalière de l'agglomération

II.8 Etude de la variation des débits horaires :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\text{max},j}}{24} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

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

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{1028,89}{24}$$

$$Q_{\text{moy},h} = 42,87 \text{ m}^3/\text{h}$$

La variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier. Nous devons établir la répartition horaire du débit maximum journalier pour notre ville à L'horizon 2044.

$$Q_h = (P\% * Q_{\text{max},j})/100 \quad (\text{II.8})$$

Avec :

Q_h : débit horaire (m^3/h)

$P\%$: pourcentage horaire

Pour notre cas nous choisissons la répartition de la colonne où le nombre d'habitants est moins de 10000 hab (le nombre d'habitants en 2044 sera 2504 hab)

Heures	consommation ($Q_{\max,j}=1028,89\text{m}^3/\text{J}$)		consommation cumulée	
	%	m^3/h		m^3/h
0_1	1	10,29	1	10,29
1_2	1	10,29	2	20,58
2_3	1	10,29	3	30,87
3_4	1	10,29	4	41,16
4_5	2	20,58	6	61,73
5_6	3	30,87	9	92,60
6_7	5	51,44	14	144,04
7_8	6,5	66,88	20,5	210,92
8_9	6,5	66,88	27	277,80
9_10	5,5	56,59	32,5	334,39
10_11	4,5	46,30	37	380,69
11_12	5,5	56,59	42,5	437,28
12_13	7	72,02	49,5	509,30
13_14	7	72,02	56,5	581,32
14-15	5,5	56,59	62	637,91
15_16	4,5	46,30	66,5	684,21
16_17	5	51,44	71,5	735,66
17_18	6,5	66,88	78	802,53
18_19	6,5	66,88	84,5	869,41
19_20	5	51,44	89,5	920,86
20_21	4,5	46,30	94	967,16
21_22	3	30,87	97	998,02
22_23	2	20,58	99	1018,60
23_24	1	10,29	100	1028,89
total	100	1028,89		

Tableau II.8. Variation de débit horaire dans l'agglomération de Talaouine

Le débit max horaire est : $Q_{\max,h}=72,02 \text{ m}^3/\text{h}$

Le débit min horaire est : $Q_{\min,h}=10,29 \text{ m}^3/\text{h}$

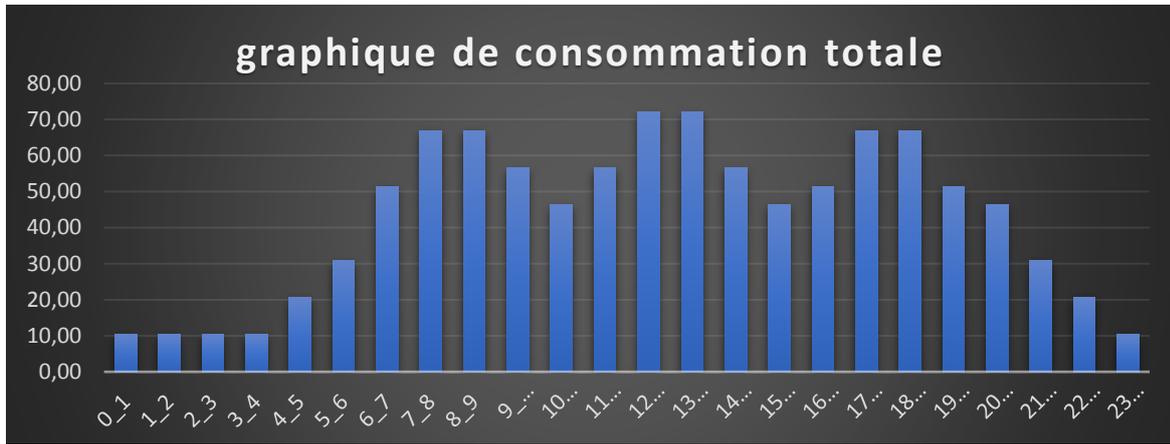


Figure II.2 : Répartition des débits horaires de l'agglomération de Talaouine

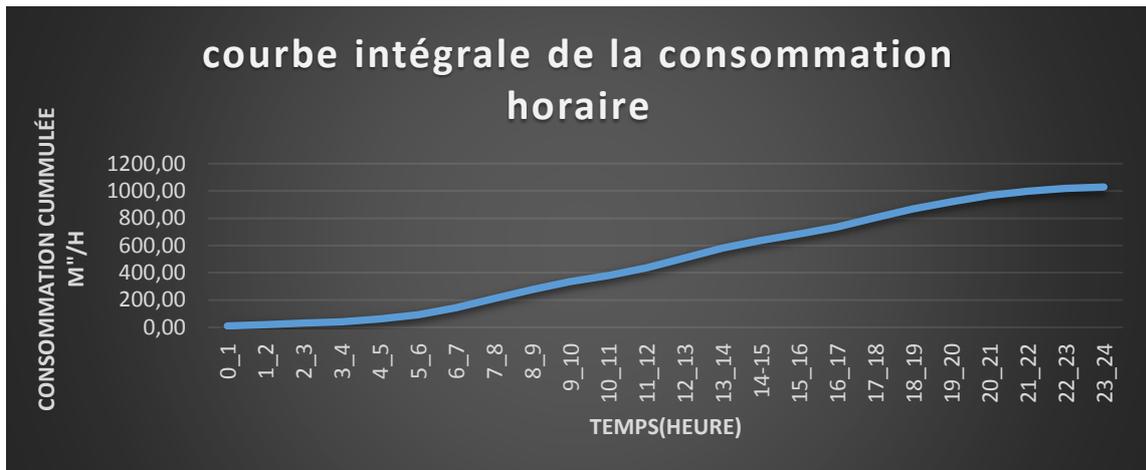


Figure II.3: Courbe intégrale de la consommation horaire de l'agglomération de Talaouine

II.9 Comparaison entre les ressources et les besoins :

Cette comparaison nous permet de savoir si le débit fournit par la source (forage existant) satisfera le besoin demandé à l'horizon 2044.

Nous supposons que le débit du forage restera constant (5 l/s) jusqu'à l'horizon.

Besoin à l'horizon 2044		production existante		déficit	
m ³ /j	L/s	m ³ /j	L/s	m ³ /j	L/s
1028,89	11,9	432	5	596,89	6,9

Tableau II.9 : détermination du déficit

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer les besoins en eau de l'agglomération à l'horizon d'étude, ainsi que le déficit de consommation. Le calcul du déficit nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs ainsi que le dimensionnement de l'adduction afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

III. Chapitre III : Dimensionnement du réseau de distribution

Introduction :

Afin de garantir un approvisionnement en eau satisfaisant et fiable en débit et en pression, on doit mettre en place un réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération qui est Talaouine et ceci en exploitant le logiciel EPANET.

III.1 Classification des réseaux de distribution :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types de réseau de distribution dont :

- ✓ Réseau ramifié ;
- ✓ Réseau maillé ;
- ✓ Réseau étagé ;

Le réseau ramifié :

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du nœud à charge fixée assurant la mise sous pression. Cette configuration est justifiée par la dispersion des abonnés.

Cependant, ce type de topologie réduit la fiabilité du réseau dans le cas d'une rupture d'une conduite, privant en eau les utilisateurs en aval du point de rupture. Elle caractérise généralement les réseaux de distribution d'eau en milieu rural. [1]

Le réseau maillé :

Comportant un certain nombre d'antennes en boucle et pouvant assurer la distribution en eau, cette configuration caractérise les réseaux de distribution d'eau en milieu urbain où il existe une concentration des abonnés. La présence de boucle ou de maille réduit les risques de coupure en cas de rupture de conduites, car assurant une redondance dans l'acheminement de l'eau et limitant l'impact d'une rupture sur la desserte en eau. Dans la réalité, les deux configurations coexistent dans un même réseau. En milieu rural, le réseau sera formé par plus d'antenne et ramifications, alors qu'en milieu urbain on constatera plus de mailles. [1]

Le réseau étagé :

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées)

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau. [1]

III.2 Choix du système de distribution :

Dans l'alimentation en eau potable, nous distinguons deux principaux systèmes de distributions :

- ✓ Système à réservoir de tête
- ✓ Système à contre réservoir ou à injection directe ; [1]

III.3 Conception du réseau de l'agglomération :

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons :

- ✓ L'emplacement des quartiers ;
- ✓ L'emplacement des consommateurs ;
- ✓ Le relief ;
- ✓ Le souci d'assurer un service souple et régulier.

III.4 Choix du type de matériaux :

Dans le but du bon choix de type de matériau ; nous prenons en compte les paramètres suivants :

- ✓ Le diamètre
- ✓ La pression du service à supporter par le matériau ;
- ✓ Les conditions de pose ;
- ✓ Le prix ;
- ✓ La durée de vie du matériau ;
- ✓ La disponibilité de ce dernier sur le marché ;

Parmi les matériaux utilisés nous pourrions citer : l'acier, la fonte, la matière plastique (les polychlorures de vinyle «PVC», les polyéthylènes «PE», Les polyéthylènes à haute densité «PEHD »).

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation de polyéthylène à haute densité (PEHD) vu les avantages qu'elle présente :

- ✓ Ils sont disponibles sur le marché.
- ✓ Peuvent supporter des pressions importantes.
- ✓ Économique sur le transport.
- ✓ Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon

de grande longueur préalablement assemblée au-dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.

- ✓ Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.

III.5 Description du réseau de distribution projeté :

La distribution d'eau potable de l'agglomération de Talaouine se fera par gravité pour le système réservoir de tête. Vu le caractère rural de la localité, le relief du terrain qui est accidenté et aussi la dispersion des habitations, l'ossature du réseau sera ramifié.

III.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

III.6.1 Déterminations des débits :

Le système de distribution avec un réservoir de tête est caractérisé par deux cas :

- Cas de pointe
- Cas de pointe plus incendie

Vu les caractéristiques de la zone d'étude dont le risque d'incendie est faible, et pour éviter le surdimensionnement du réseau nous allons procéder que pour le cas de pointe.

Débit en route :

La détermination des débits en route obéît à l'expression suivante :

$$Q_r = Q_{\max h} - \sum Q_{\text{conc}} \quad (\text{III.1})$$

Avec:

Q_r : débit en route (l/s) .

$Q_{\max h}$: débit de pointe (l/s).

$\sum Q_{\text{conc}}$: somme des débits concentrés (l/s).

Dans notre cas les débits des extensions futures présentent la somme des débits concentrés, par conséquence :

$$\sum Q_{\text{conc}} = 2,37 \text{ l/s}$$

$$Q_{\max h} = 20 \text{ l/s}$$

$$Q_r = 17,63 \text{ l/s}$$

Débit spécifique :

Le débit spécifique est le rapport du débit route sur la longueur totale des canalisations ayant un service en route dans le réseau, Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit de la relation Suivante :

$$q_{\text{sp}} = Q_r / \sum l_i \quad (\text{III.2})$$

q_{sp} : débit spécifique (l/s /ml) ;

Q_r : débit en route (l/s) ;

$\sum l_i$: somme des longueurs ayant un service en route(m).

$Q_r(\text{l/s})$	$\sum L_i \text{ (m)}$	$q_{\text{sp}}(\text{l/s/m})$
17,63	3412,15	0,00516683

Tableau III.1 : détermination du débit spécifique

Les débits aux nœuds :

Le calcul des débits aux nœuds s'effectuera après avoir calculé les débits en route pour chaque tronçon en suivant les étapes suivantes :

$$Q_{ri} = q_{\text{sp}} * l_i \quad (\text{III.3})$$

$$Q_{ni} = 0,5. \sum Q_{ri} + \sum Q_{ci}$$

l_i : longueur de tronçon (i), (m) ;

Q_{ri} : débit du tronçon (i), (l/s) ;

$\sum Q_{ri}$: somme des débits des tronçons convergent au même nœud (l/s)

Q_n : débit au nœud (l/s) ;

$\sum Q_{ci}$: la somme des débits concentrés au nœud i (l/s). [1]

nœud	tronçon	Li	qsp	qri	Qni
1	R_1	297,24	0,0052	1,54	1,95
	1_2	52,87	0,0052	1,72	
	1_3	125,3	0,0052	0,65	
2	1_2	52,87	0,0052	1,72	0,86
3	1_3	125,3	0,0052	0,65	1,26
	3_4	198,3	0,0052	1,02	
	3_5	162,57	0,0052	0,84	
4	3_4	198,3	0,0052	1,02	0,51
5	3_5	162,57	0,0052	0,84	1,47
	5_6	146,28	0,0052	0,76	
	5_7	260,4	0,0052	1,35	
6	5_6	146,28	0,0052	0,76	0,38
7	5_7	260,4	0,0052	1,35	1,28
	7_8	117	0,0052	0,60	
	7_9	313,4	0,0052	1,62	
8	7_8	117	0,0052	0,60	0,30
9	7_9	313,4	0,0052	1,62	1,16
	9_10	100,3	0,0052	0,52	
	9_11	36,51	0,0052	0,19	
10	9_10	100,3	0,0052	0,52	0,26
11	9_11	36,51	0,0052	0,19	1,50
	11_12	60,15	0,0052	0,31	
	11_13	485	0,0052	2,51	
12	11_12	60,15	0,0052	0,31	0,16
13	11_13	485	0,0052	2,51	2,60
	13_14	60,74	0,0052	0,31	
	13_15	461,9	0,0052	2,39	
14	13_14	60,74	0,0052	0,31	0,16
15	13_15	461,9	0,0052	2,39	1,94
	15_16	115,8	0,0052	0,60	
	15_17	173,5	0,0052	0,90	
16	15_16	115,8	0,0052	0,60	0,30
17	17_15	173,5	0,0052	0,90	1,55
	17_18	94,39	0,0052	0,49	
	17_19	150,5	0,0052	1,71	
18	17_18	94,39	0,0052	0,49	0,24
19	17_19	150,5	0,0052	1,71	1,78

Tableau III.2 : détermination des débits aux nœuds

III.7 Simulation du réseau par le logiciel EPANET :

III.7.1 Qu'est-ce que EPANET ?

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

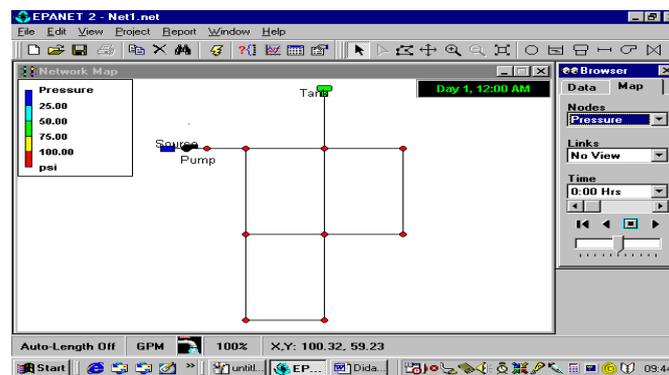


Figure III.1 : environnement d'EPANET [JOINT.2001]

III.7.2 Résultats de simulation :

Après avoir saisi les données nécessaires à la simulation comme : les longueurs et rugosité des tuyaux ; les cotes et les consommations aux nœuds, ainsi que les caractéristiques du réservoir. On lance la simulation du réseau et suite à plusieurs essais des diamètres de conduites dans le but d'avoir des vitesses et des pressions admissibles, les résultats de simulation sont regroupés dans la figures et les tableaux ci-après :

État des Noeuds du Réseau				
ID Noeud	Altitude (m)	Demande(l/s)	Charge(m)	Pression au sol(m)
Noeud n8	619,337	0,3	649,16	29,82
Noeud n3	626,109	1,26	662,23	36,12
Noeud n1	639,895	1,85	667,59	27,69
Noeud n2	644,729	0,86	667,11	22,38
Noeud n4	649,745	0,51	661,5	11,76
Noeud n11	604,577	1,5	640,75	36,18
Noeud n13	587,662	2,6	634,71	47,05
Noeud n14	573,868	0,16	634,68	60,81
Noeud n15	583,482	1,94	631,85	48,37
Noeud n16	571,670	0,3	631,68	60,01
Noeud n17	587,539	1,55	631,4	43,86
Noeud n18	599,847	0,21	631,33	31,48
Noeud n9	600,435	1,16	642,43	41,99
Noeud n6	615,294	0,38	656,21	40,92
Noeud n12	617,306	0,26	640,69	23,38
Noeud n10	613,494	0,26	642,31	28,82
Noeud n19	587,539	1,78	631,1	43,56
Noeud n5	615,749	1,47	656,54	40,79
Noeud n7	615,749	1,28	649,33	33,58
Réservoir R1	673	-19,63	676,5	3,5

Tableau.III.3 : Etat des nœuds du réseau

État des Arcs du Réseau							
ID Noeud	Longueur (m)	Diamètre (int) (mm)	Diamètre (ext) (mm)	Rugosité (mm)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)	Pert.Charge totale (m)
Tuyau C3	125,3	96,8	110	0,001	2,3	42,78	5,360
Tuyau C2	52,87	44	50	0,001	0,57	9,13	0,483
Tuyau C4	198,3	44	50	0,001	0,34	3,66	0,726
Tuyau C14	60,74	44	50	0,001	0,11	0,5	0,030
Tuyau C15	461,9	96,8	110	0,001	0,79	6,19	2,859
Tuyau C16	115,8	44	50	0,001	0,2	1,46	0,169
Tuyau C17	173,5	96,8	110	0,001	0,48	2,59	0,449
Tuyau C18	94,39	44	50	0,001	0,14	0,79	0,075
Tuyau C13	485	96,8	110	0,001	1,16	12,46	6,043
Tuyau C10	100,3	44	50	0,001	0,17	1,14	0,114
Tuyau C20	150,5	79,2	90	0,001	0,36	2	0,301
Tuyau C7	260,4	96,8	110	0,001	1,81	27,67	7,205
Tuyau C8	117	44	50	0,001	0,2	1,46	0,171
Tuyau C11	36,51	79,2	90	0,001	2,09	45,81	1,673
Tuyau C9	313,4	96,8	110	0,001	1,59	22,03	6,904
Tuyau C12	60,15	44	50	0,001	0,17	1,14	0,069
Tuyau C5	162,57	96,8	110	0,001	2,06	35,02	5,693
Tuyau C1	297,2	110,2	125	0,001	2,06	29,98	8,910
Tuyau C6	146,28	44	50	0,001	0,25	2,23	0,326

Tableau III.4 : Etat des tronçons du réseau

III.7.3 Interprétation des résultats :

Les pressions:

Nous avons obtenu des pressions au sol acceptables ne dépassent pas les 60 m (6 bars) sur la totalité des nœuds du réseau. Par conséquent, l'utilisation des réducteurs des pressions et des manœuvres de fermeture partielles de vanne sur les conduites ne sera pas utile.

Les vitesses :

Nous avons remarqué que les vitesses obtenues sont acceptables sur la plupart des tronçons du réseau [0,5 m/s - 2,5 m/s]. Les faibles vitesses recensées au niveau des tronçons secondaires peuvent conduire à la formation des dépôts de nature minérale(tartre) à l'intérieur de ces derniers. Pour remédier à ce problème, nous recommandons des curages périodiques et systématiques des conduites et ceci par l'ouverture, soit des vannes de vidanges, soit des poteaux d'incendie.

III.8 Appareils et accessoires du réseau :

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

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger la canalisation.

- Vidangé une conduite.
- Chassé où faire pénétrer l'air dans une conduite. [3]

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement de notre réseau de distribution sont les suivants :

- Les robinets vannes.
- Les robinets de vidange.
- Les ventouses.
- Les organes de mesure.
- Les pièces spéciales de raccordements.

III.8.1 Les robinets vannes :

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille ». Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible). Nous distinguons :

Les robinets-vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvre lente, pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue par une rotation de 90° de la partie tronconique. Généralement ce robinet-vanne est court-circuité pour faciliter l'ouverture si celui-ci se trouve entre deux biefs (amont sous pression, aval vide). Ils sont installés dans le réseau au niveau des ventouses, des robinets de vidange où au niveau des nœuds.

Les robinets d'arrêt ou de prise sont utilisés dans le réseau (petit diamètre) au niveau des branchements ($\varnothing < 100$ mm), sont à quart de tour.

Les vannes-papillons :

Ce sont des vannes à survitesse, dans notre projet nous allons les mettre à la sortie du château d'eau (de la conduite de départ). C'est une vanne déséquilibrée se fermant sous la pression d'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente un avantage important. Pour la régulation ; la manœuvre de l'obturation est limitée à 60°, car au-delà le gain de débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présente un maximum vers 80° ; ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.

Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

III.8.2 Les ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placées aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibrée. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent dans notre projet au niveau des points hauts des conduites où s'accumule l'air, soit au moment de remplissage, soit en cours de fonctionnement.

Les organes de mesure :

III.8.3 Mesure de débit :

Les appareils les plus fréquemment rencontrés sont les débitmètres électromagnétiques, les appareils à ultrasons et les sondes à insertion.

Son principe est basé sur la création d'une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

Les débitmètres seront placés à chaque nœud du réseau, car il est important de connaître le débit transité de chaque conduite.

III.8.4 Mesure de pression :

Nous utilisons dans notre projet le manomètre à aiguilles pour mesurer la pression à la sortie des réservoirs et l'entrée du réseau, et au niveau de chaque nœud du réseau.

III.8.5 Pièces spéciales de raccordement :

Il existe toute une gamme de raccords en PE destinés à :

- L'assemblage des tubes PE ;
- Le changement de direction ;

- La réduction de diamètre ;
- La dérivation ;
- La transition ;
- La transition d'un matériau à un autre

Ces raccords possèdent les avantages suivants :

- Poids spécifique bas ;
- Résistance aux chocs
- Résistance aux agents chimiques ;
- Résistance à l'abrasion ;
- Les raccordements se font par électro-soudage ou par soudage bout à bout.

III.8.6 Les compteurs

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés sur des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

III.8.7 Les clapets

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu (à la sortie des réservoirs par exemple).

Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons dimensionné le réseau de distribution de notre agglomération en utilisant le logiciel EPANET. Nous avons obtenu des vitesses et des pressions conformes aux normes. Par conséquent le bon fonctionnement du réseau et des besoins seront assurés.

IV. CHAPITRE IV: Les réservoirs

Introduction :

Le stockage de l'eau potable est un composant principal du système d'alimentation en eau potable. Le but de ce chapitre est de déterminer la capacité et la meilleure implantation du réservoir de stockage en fonction des besoins futures à satisfaire pour une utilisation ultérieure.

IV.1 Les rôles des réservoirs :

Les réservoirs d'eau potable assurent des fonctions générales multiples :

-Régulation du débit : Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit, il permet d'adapter la production à la consommation.

-Sécurité d'approvisionnement : Le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution (pollution, rupture d'une canalisation, interruption de l'alimentation en énergie)

-Régulation de la pression : Le réservoir est un régulateur de pression puisque sa charge conditionne la perte de charge sur le réseau.

-Simplification de l'exploitation en permettant l'arrêt pour l'entretien ou réparation de certaines installations.

-Briser la charge dans le cas d'une distribution étagée.

-Réacteur participant au traitement : les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant une désinfection adéquate de celle avant la distribution.

-Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que de faibles pressions apparaissent aux points éloignés, on peut installer un deuxième réservoir (d'extrémité ou d'équilibre)

-Réduction des dépenses d'énergie : Les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie. [1]

IV.2 Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème. On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.

- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.

- lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence en extrémité du réseau.

- la cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés par une pression suffisante [1]

IV.3 Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

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

- Les réservoirs métalliques
- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton arme, ordinaire ou précontraint

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

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélèves

- D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Ou d'une forme quelconque

IV.4 Equipements du réservoir :

IV.4.1 Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement. [2]

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

Par surverse :

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

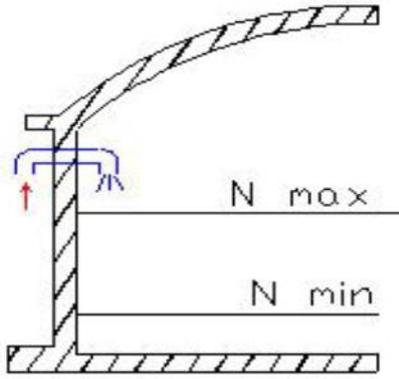


Figure IV.1: Arrivée par surverse
(Chute libre).

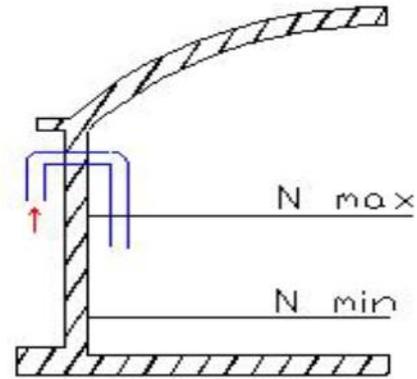


Figure IV.2: Arrivée par sur verse
(Noyée)

Par dessous:

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

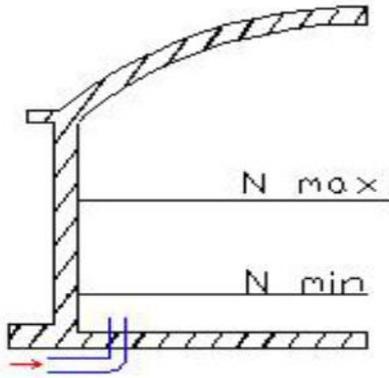


Figure IV.3 : Arrivée par-dessous
(Par le fond).

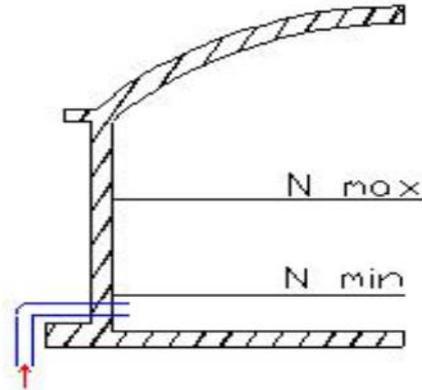


Figure IV.4 : Arrivée par dessous
(Par le bas).

IV.4.2 Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques cm au-dessus du radier (15à20cm) pour éviter l'entrée des matières en suspension.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

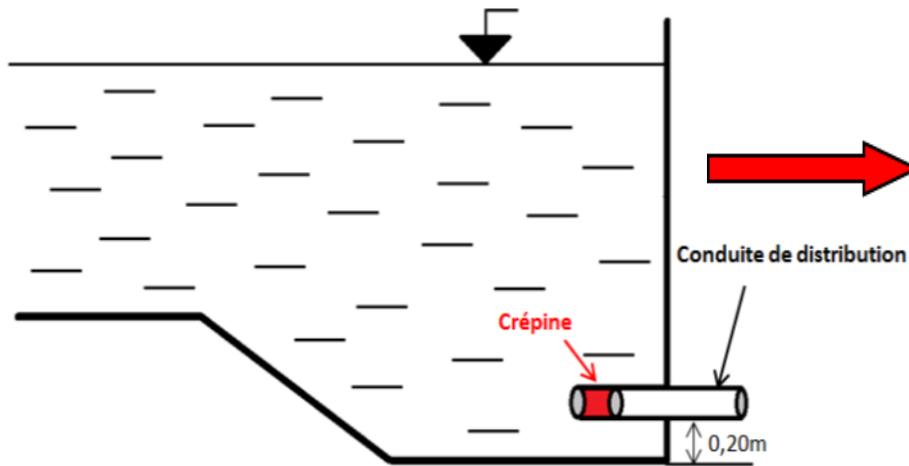


Figure IV.5 : conduite de distribution

IV.4.3 Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tout corps étranger. [7]

IV.4.4 Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable (difficulté de manœuvre). [7]

IV.4.5 Conduite by-pass :

Relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir. Utile pour maintenir l'alimentation du réseau quand le réservoir est isolé pour son soutien. [7]

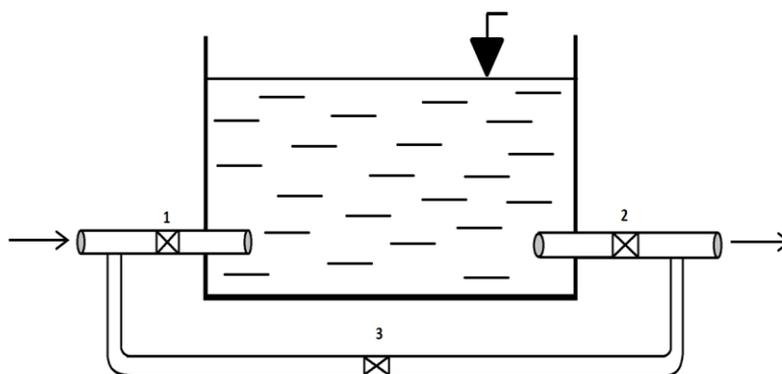


Figure IV.6 : conduite de by-pass

IV.4.6 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. On distingue :

Systeme à deux prises :

ce système à deux prises est rarement utilisé du fait que la réserve n'est pas convenablement renouvelée. [7]

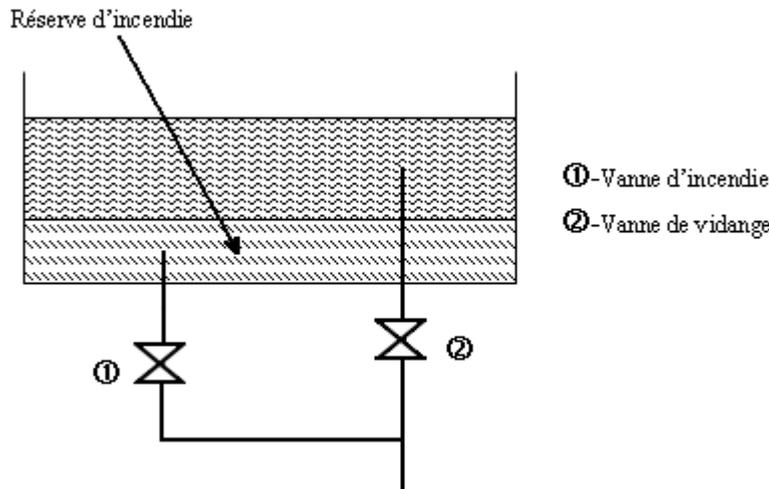


Figure IV.7: Systeme à deux prises

Systeme à siphon et évent :

Ce système à l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie tout en restant disponible tout le temps. Quand le niveau atteint son minimum. Le siphon se désamorce, grâce à l'évent. [7]

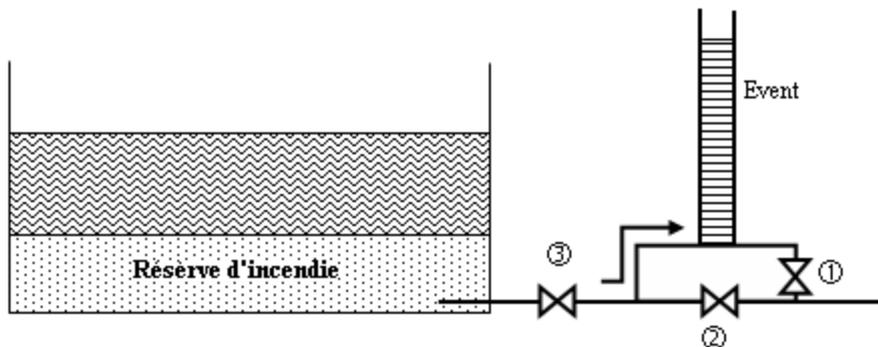


Figure IV.8 : Systeme à siphon

En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée.

En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée.

IV.5 Choix de la cote d'implantation et emplacement de réservoir :

Dans notre étude, l'emplacement choisi pour le réservoir, d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c.à.d. assurer aux abonnés une pression suffisante. [1]

En conséquence, l'altitude de la cuve et plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique du réseau. Notre réservoir sera implanté sur une cote de terrain 673m.

IV.6 Capacité de réservoir :

Le dimensionnement d'un réservoir doit prendre en compte l'évolution de la population et ses habitudes de consommation.

Il doit être tenu compte du fait que l'eau ne doit pas stagner dans le réservoir plus de 24 heures.

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous avons recouru soit à la méthode graphique, soit à la méthode analytique. [1]

La méthode graphique :

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale(intégrale) et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports.

La méthode analytique :

Connaissant le régime de consommation de l'agglomération ainsi que le régime de travail de la station de pompage, nous déterminons analytiquement la capacité du réservoir.

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures comme le montre le tableau

Le volume utile est donnée par :

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

a % : représente le maximum des restes de $Q_{\max,j}$

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

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

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

Heures	consommation d'eau en (%)	refoulement d'eau en (%)	Arrivée d'eau au réservoir	départ d'eau au réservoir	Reste dans le réservoir
0_1	1	5	4		-12
1_2	1	5	4		-8
2_3	1	5	4		-4
3_4	1	5	4		0
4_5	2	5	3		3
5_6	3	5	2		5
6_7	5	5			5
7_8	6,5	5		1,5	3,5
8_9	6,5	5		1,5	2
9_10	5,5	5		0,5	1,5
10_11	4,5	5	0,5		2
11_12	5,5	5		0,5	1,5
12_13	7	5		2	-0,5
13_14	7	5		2	-2,5
14-15	5,5	5		0,5	-3
15_16	4,5	5	0,5		-2,5

16_17	5	0		5	-7,5
17_18	6,5	0		6,5	-14
18_19	6,5	0		6,5	-20,5
19_20	5	0		5	-25,5
20_21	4,5	5	0,5		-25
21_22	3	5	2		-23
22_23	2	5	3		-20
23_24	1	5	4		-16

Tableau IV.1 : détermination de la capacité du réservoir

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

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

$$V_u = \frac{|-25,5| * 1028,89}{100}$$

$$V_u = 262,36$$

$$V_t = 262,36 + 120$$

$$V_t = 382,36$$

La capacité normalisée sera : $V_t = 400 m^3$

IV.7 Forme du réservoir :

Ce qui concerne la forme de réservoir, nous choisissons la forme circulaire. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne

Le diamètre D de la cuve :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule :

$$D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * h}}$$

(IV.3)

Avec :

V : capacité normalisée du réservoir (m^3)

D : diamètre de la cuve (m)

h : hauteur optimale d'eau (m), nous proposons une hauteur de 3 m

$$D = 13m$$

La hauteur totale H du réservoir :

Nous calculons la hauteur du réservoir:

$$H = h + R \quad (IV.4)$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m)

h : hauteur d'eau (m)

R : revanche (m)

$$H = 3,5m$$

IV.8 Hygiène et sécurité des réservoirs :

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure.
- Ils doivent être protégés contre les élévations importantes de températures.
- 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 odeurs désagréables.
- Au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les caractéristiques du réservoir qui sera construit au niveau de l'agglomération de Talaouine. Le réservoir de 400 m³ sera de type sur sol. Son emplacement est dicté par la topographie et par la configuration de notre zone d'étude.

V. Chapitre V: Etude d'adduction

Introduction :

Afin d'atteindre l'objectif principal de notre étude, l'étape de dimensionnement de l'adduction représente une nécessité pour relier le point de production et de consommation. Pour cela nous devons faire une étude technico-économique pour la détermination des dimensions d'organes de transport de l'eau à partir de la source jusqu'à sa destination finale.

Dans le cas général nous rencontrons quatre types d'adduction, d'après leur fonctionnement :

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

V.1 Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire la source se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée, l'écoulement se fait gravitairement c'est-à-dire sous l'effet de la pente.

Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, la cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée, l'installation d'un système de pompage est donc nécessaire. [8]

V.2 Adduction mixte :

Rencontrée lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire recevant l'eau gravitairement (ou par refoulement), et que cette eau est par la suite refoulée (ou envoyée gravitairement) vers le réservoir de l'agglomération. [8]

V.3 Description du système d'adduction de l'agglomération :

La conduite d'adduction permet d'alimenter le réservoir projeté, qui assure la distribution en eau potable de Talaouine.

D'après la configuration du relief du parcours, nous avons :

- ✓ Le site de production qui est le forage se trouvant à une cote de 590m est situé au niveau de notre zone d'étude, débite 5 l/s
- ✓ Le réservoir de tête projeté à 830 ml (distance réelle), à une cote de 673m.

Nous optons pour le système d'adduction par refoulement, vu le relief accidenté.

V.4 Dimensionnement de la conduite de refoulement :

Pour établir une conduite de refoulement, il faut tenir compte de l'aspect technique et aussi de l'aspect économique. Ces deux aspects sont liés entre eux.

Les conditions techniques :

Les conditions techniques représentent le choix du tracé qui doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
 - Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
 - Eviter la multiplication des ouvrages couteux ou fragiles (traversées de rivière, de route, De chemin de fer etc. ...).
 - Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
 - Entraîner des dépenses de construction aussi faibles que possible en évitant les points hauts sur le refoulement.
 - Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut-être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
 - Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté ou une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés. [8]

Les conditions économiques :

D'un point de vue économique, il existe un diamètre économique pour la conduite de refoulement qui résulte d'un compromis entre :

Les frais de construction de la conduite de refoulement ou d'amortissement, qui croissent avec l'augmentation du diamètre.

- Les frais d'exploitation seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite. [8]

V.5 Détermination du diamètre économique :

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donné par la formule suivante qui est celle de BONNIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (V.1)$$

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

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

Nous avons un débit de : $Q = 1028,89 \text{ m}^3/\text{j} = 0,0119 \text{ m}^3/\text{s}$. ce qui nous donne un diamètre économique calculé de :

$$D_{ec} = \sqrt{(0,0119)} = 109 \text{ mm}$$

V.5.1 Frais d'amortissement :

Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation. Nous devons tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi « i » pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel.

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{V.2})$$

Avec :

i : taux d'annuité (8% en Algérie).

n : nombre d'années d'amortissement (30 ans).

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} + 0,08$$

$$A = 0,088$$

Diamètre (mm)	prix du mL de conduite (DA)	Longueur de conduite (m)	prix total de la conduite (DA)	Annuité (%)	F _{amr} (DA)
90	663,09	830	550364,7	0,088	48432,0936
110	983,83	830	816578,9	0,088	71858,9432
125	1 273,73	830	1057196	0,088	93033,2392
160	2 081,77	830	1727869	0,088	152052,4808
200	3 269,16	830	2713403	0,088	238779,4464
250	5 057,93	830	4198082	0,088	369431,2072
315	7 880,95	830	6541189	0,088	575624,588
400	12 700,60	830	10541498	0,088	927651,824

Tableau V.1 : frais d'amortissement

V.5.2 Frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations (D1, D2, Dn). Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (Hmt) correspondant à chaque canalisation D1, D2, Dn.

V.5.3 Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires
- Les pertes de charge singulières [8]

Pertes de charge linéaires :

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

- Diamètre D de la conduite en (m) ;
- Débit Q en (m³/s) ;
- La rugosité absolue Ks exprimée en mm ;
- La longueur du tronçon L en (m).

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBECH suivante :

$$\Delta H_l = j * L = \lambda \frac{1}{D} \frac{v^2}{2g} * L$$

(V.3)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

Formule de Nikuradzé : (En régime turbulent rugueux)

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D})^{-2} \quad (V.4)$$

Avec : La rugosité de la conduite, est prise égale à 0,001 mm

Pertes de charge singulières :

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par des singularités dans une conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l \quad (V.4)$$

V.5.4 Calcul de la hauteur manométrique totale :

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \quad (V.5)$$

Hg: la hauteur géométrique (m)

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration (m)

ΔH_r : pertes de charge au refoulement (m)

ΔH_t : pertes de charge totales (m)

Diamètre (mm)	vitesse (m/s)	λ	Longueur de conduite (m)	ΔH_l	ΔH_s	ΔH_t	Hg	HMT
90	1,87	0,0390	830	64,21	6,42	70,63	83	153,63
110	1,25	0,0370	830	22,33	2,23	24,57	83	107,57
125	0,97	0,0350	830	11,15	1,11	12,26	83	95,26
160	0,59	0,0330	830	3,06	0,31	3,37	83	86,37
200	0,38	0,0310	830	0,94	0,09	1,04	83	84,04
250	0,24	0,0280	830	0,28	0,03	0,31	83	83,31
315	0,15	0,027	830	0,08	0,01	0,09	83	83,09
400	0,09	0,025	830	0,02	0,00	0,03	83	83,03

Tableau V.2 : détermination de HMT

V.5.5 Puissance absorbée par la pompe :

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

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

(V.6)

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

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

V.5.6 Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \quad (\text{Kwh})$$

(V.7)

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

P: puissance de la pompe en (kW)

V.5.7 Dépense annuelle de l'énergie :

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

$$F_{ex} = E * e \quad (\text{DA})$$

(V.8)

E: énergie consommée par la g: Accélération de pesanteur (9.81 m/s^2)

ρ : Masse volumique de l'eau (kg/m^3)

pompe en (Kwh)

e: prix unitaire d'un Kwh, nous prenons $e=1,615$ DA

Diamètre (mm)	HMT (m)	P (Kw)	E (Kwh)	F _{exp} (DA)
90	153,63	9189,5923	67084023,4	108340698
110	107,57	6434,3856	46971014,9	75858189
125	95,26	5698,4343	41598570,4	67181691,2
160	86,37	5166,1272	37712728,4	60906056,3
200	84,04	5026,7845	36695526,6	59263275,5
250	83,31	4983,1575	36377049,8	58748935,4
315	83,09	4970,3859	36283817	58598364,4
400	83,03	4966,3788	36254564,9	58551122,3

Tableau V.3 : Frais d'exploitation

V.5.8 Bilan :

Pour chaque diamètre D_i , on fait la somme (T_i) du frais d'amortissement ainsi que le frais d'exploitation. Il en résulte que le diamètre le plus économique est celui qui correspond au total T_i le plus faible.

Le Tableau V.4 regroupe les valeurs de T_i (bilan) qu'on les a calculés pour chaque diamètre D_i .

Diamètre (mm)	F _{amr} (DA)	F _{exp} (DA)	total (DA)
90	48432,0936	108340698	108389130
110	71858,9432	75858189	75930047,9
125	93033,2392	67181691	67274724,4
160	152052,4808	60906056	61058108,8
200	238779,4464	59263276	59502055
250	369431,2072	58748935	59118366,6
315	575624,588	58598364	59173989
400	927651,824	58551122	59478774,1

Tableau V.4 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation

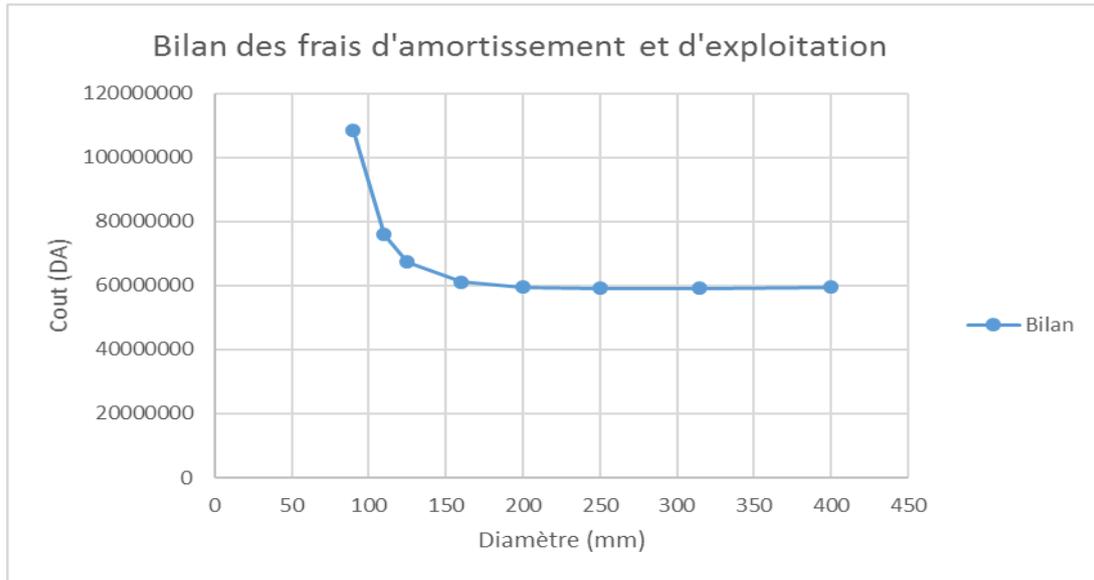


Figure V.1 : Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation

V.6 Détermination de nombre de forages :

Pour combler le déficit de l’agglomération en eau potable à l’horizon d’étude, nous devons implanter plus qu’un forage. Le nombre de forages sera calculé comme suit :

$$Q'_{max,j} = \alpha * Q_{max,j} \tag{V.9}$$

$Q'_{max,j}$: débit max journalier majoré (l/s)

α : coefficient de majoration égale à 4%

$Q_{max,j}$:débit max journalier de l’agglomération (l/s)

$$Q'_{max,j} = 1,04 * 11,908$$

$$Q'_{max,j} = 12,38 \text{ l/s}$$

Connaissant le débit de forage, supposé constant à long terme 5 (l/s) :

$$n_f = \frac{Q'_{max,j}}{Q_f} \tag{V.10}$$

n_f : nombre de forages à implanter

Q_f : débit de de forage (l/s)

$$n_f \approx 3$$

Donc le nombre de forage à adopter égale à : 4 tel que (3+ 1 réserve).

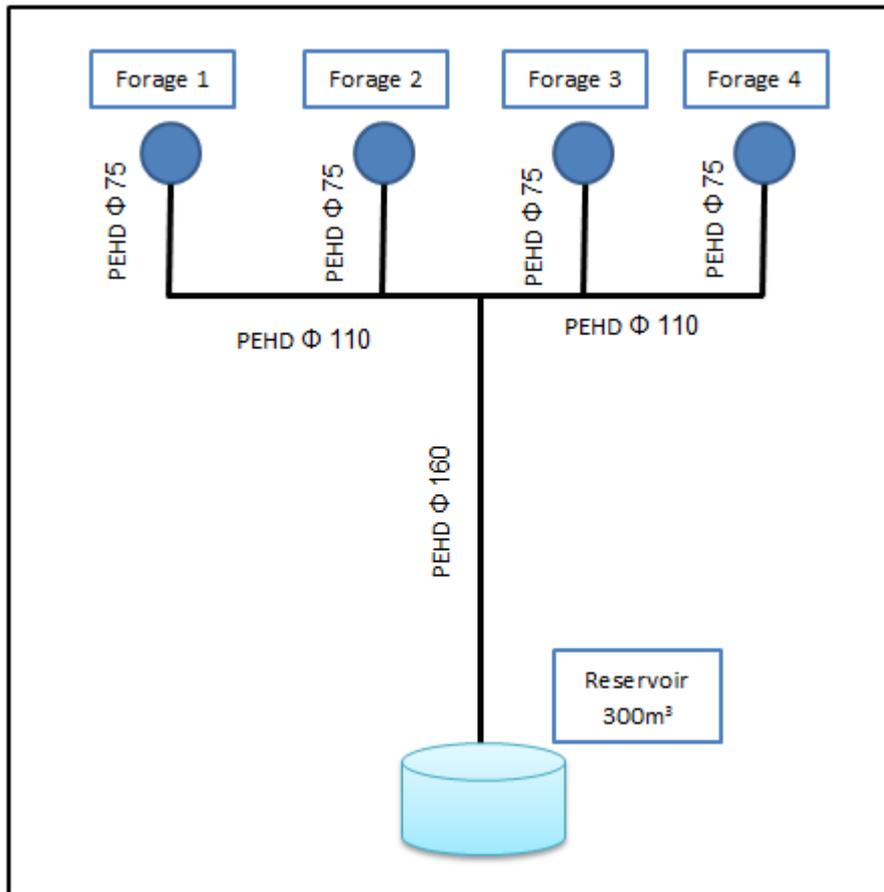


Figure V.2: Schéma de l'adduction

Conclusion :

Une étude technico-économique a été faite dans ce chapitre afin de déterminer le diamètre approprié de la conduite d'adduction par refoulement projetées dans le cadre de ce projet de fin d'études. Cette étude technico-économique a pris en considération à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation ce qui a permis une meilleure estimation des diamètres.

VI. Chapitre VI: Etude de pompage

Introduction :

Le but de ce chapitre est d'étudier et choisir les caractéristiques des pompes des forages, ce qui nous permettra donc d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de l'agglomération le long de l'adduction.

VI.1 Définition :

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide, ce sont des machines permettant l'élévation de l'eau d'un point bas vers un point plus haut et ceci grâce à la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique, elles sont construites pour assurer un débit Q à élever à une hauteur H . Elles transmettent au courant liquide qui les traverse une puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever d'une zone de basse pression vers une zone de haute pression.[6]

VI.2 Choix du type de la pompe :

Le type de la pompe est choisi de façon à :

- Assurer le débit et la hauteur manométrique demandée désirée.
- Avoir un meilleur rendement.
- Avoir une puissance absorbée minimale.
- Avoir une vitesse de rotation élevée.
- Vérifier la condition de non cavitation.
 - Répondre à la construction économique du bâtiment. [6]

VI.3 Choix du nombre de pompe :

Pour choisir le nombre convenable de pompes, nous devons aboutir à un :

- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- (NPSH)_r minimal. [6]

VI.4 Choix du type d'installation :

Le choix se fait en fonction du niveau dynamique de la nappe.

- Quand la nappe se trouve relativement proche de la surface du sol (5 à 6m), on utilise des pompes centrifuges à axe horizontal (tête de puits).

- Pour une profondeur de (60 à 100) m par rapport au niveau du sol, on choisit les groupes électropompes immergés.

Pour nos forages le niveau dynamique se trouve à une profondeur de 84 m. donc nous allons choisir pour le pompage groupe électropompe immergé dont chaque forage possède un groupe, et par la suite nous allons déterminer leurs caractéristiques à l'aide du logiciel CAPRARI.

VI.5 Les groupes immergés :

Les groupes immergés sont constitués d'une pompe centrifuge et d'un moteur électrique avec accouplement rigide. En principe, ils sont prévus pour une installation verticale stationnaire immergée dans l'eau. Ils peuvent également être installés horizontalement. Corps d'aspiration entre la pompe et le moteur équipé d'une crépine d'aspiration protégeant la pompe contre les grosses impuretés contenues dans le liquide pompé. [6]

VI.6 Les caractéristiques du groupe électropompe :

Nous allons utiliser le catalogue numérique des pompes appelé CAPRARI. Nous devons avoir un système de pompage composé de 4 groupe électropompe en parallèle dont chacun est placé dans un forage pour assurer un débit de 11,908 l/s et une HMT de 86,37 m.

Le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau VI.1:

n	type de pompe	Q (l/s)	HMT (m)	η (%)	vitesse (t/mn)	P_{abs} (KW)	NPSHr (m)	nbr de pôles
1	P6C/3/20/10D	7,55	108	71,6	2900	9,39	4,02	2
1	E6X40-6/13 + MC610	5,61	95,6	63,9	2900	7,02	4,02	2
1	P6G/3/20/9C	5,8	93,6	67,7	2900	7,53	2,94	2
1	E6X35-6/15 + MC610	4,91	155	67,2	2900	6,28	5	2

Tableau VI.1: Caractéristiques des pompes

Nous allons prendre une E6X40-6/13 + MC610 et ce parce qu'elle présente les meilleures caractéristiques en ce qui concerne le nombre d'étage, la vitesse de rotation et la puissance absorbée. Donc nous allons installer 4 pompes identiques.

VI.7 Description de la pompe choisie :

Pompe immergée de type radial.

- Corps d'aspiration et de refoulement : en fusion d'acier inoxydable.
- Chemise externe : en acier inoxydable.
- Roues et diffuseurs : en résine thermoplastique. Les roues sont bloquées sur l'arbre au moyen de clavettes.
- Arbre : en acier inoxydable, protégé et soutenu par des roulements en caoutchouc et par des douilles en acier inoxydable chromé.

- Accouplement, visserie, crépine et gouttière de protection des câbles : en acier inoxydable.
- Clapet de retenue : incorporé, avec orifice fileté.

Données techniques	Caractéristiques
Q	5,799 l/s
H	87,5 m
n. pôles	2
Fréquence	50 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	15 kW
Tension	400 V
Diamètre refoulement	DN80

Tableau VI.2: Caractéristiques de la pompe choisie

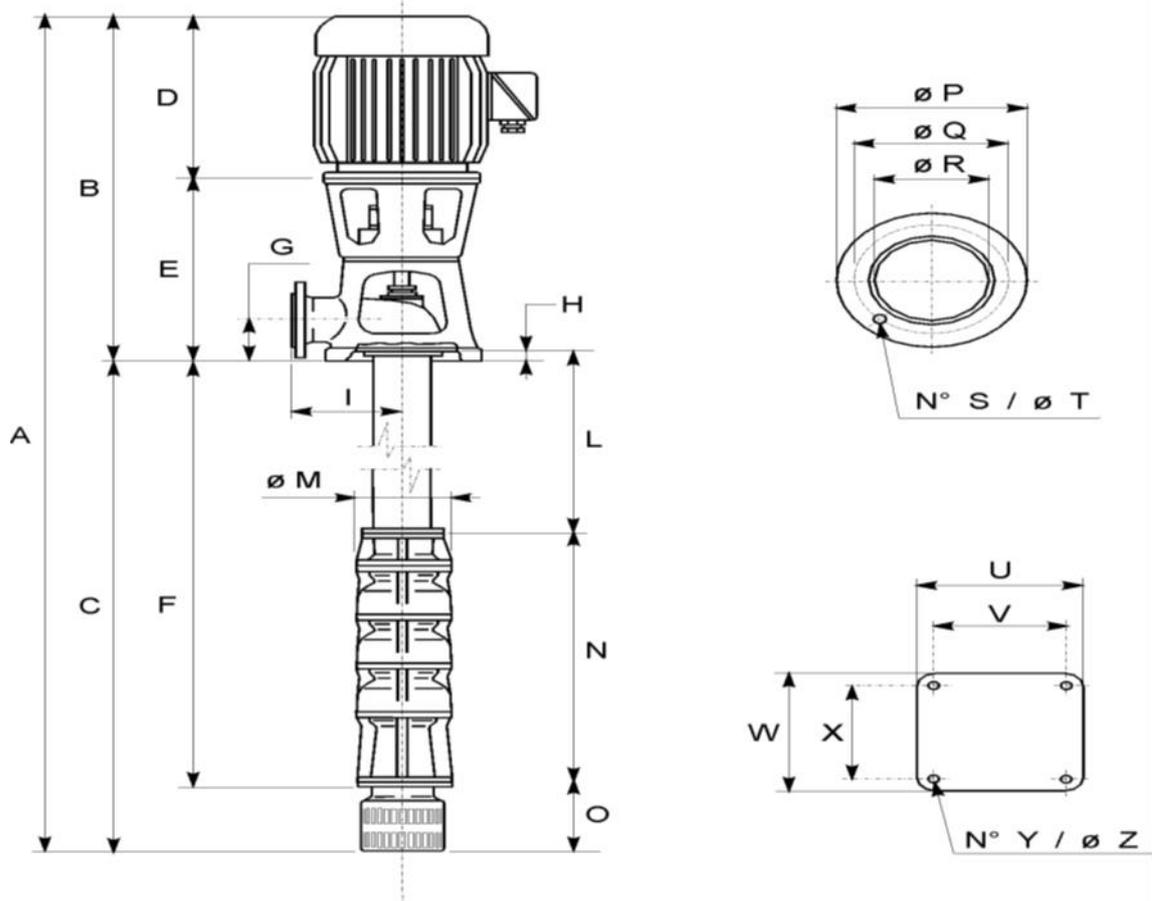


Figure VI.1 : Schéma et dimensions de la pompe choisie

VI.8 Courbes caractéristiques de la pompe choisie :

Les courbes caractéristiques de la pompe : [H-Q], [Pabs-Q], [η p-Q], [(NPSH)r-Q], Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure VI.2 :

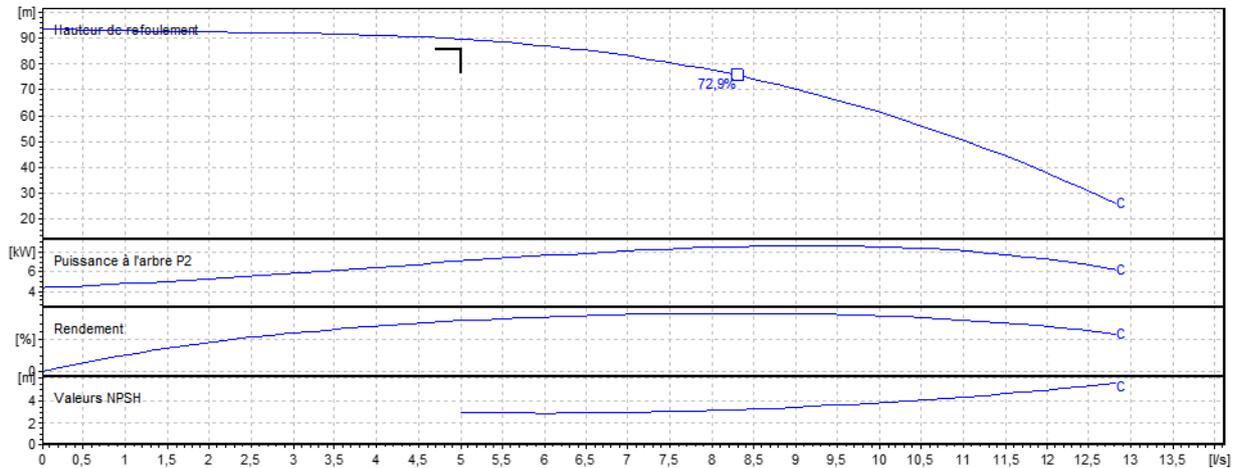


Figure VI.2 : Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement

Nous appelons par courbe caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge total en fonction du débit. Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2$$

(VI.1)

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

R : Résistance de la conduite ($s^2.m^{-6}$), elle est donnée par :

$$R = (8 \times \lambda \times L) / (g \times \pi^2 \times D^5)$$

(VI.2)

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge.

L: Longueur de la conduite (m).

g: Accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m}^2.s^{-1}$)

D: Diamètre de la conduite (m).

VI.9 Point de fonctionnement des pompes :

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] donnée par le constructeur ou par les essais de pompage et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [Hc-Q] 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 la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

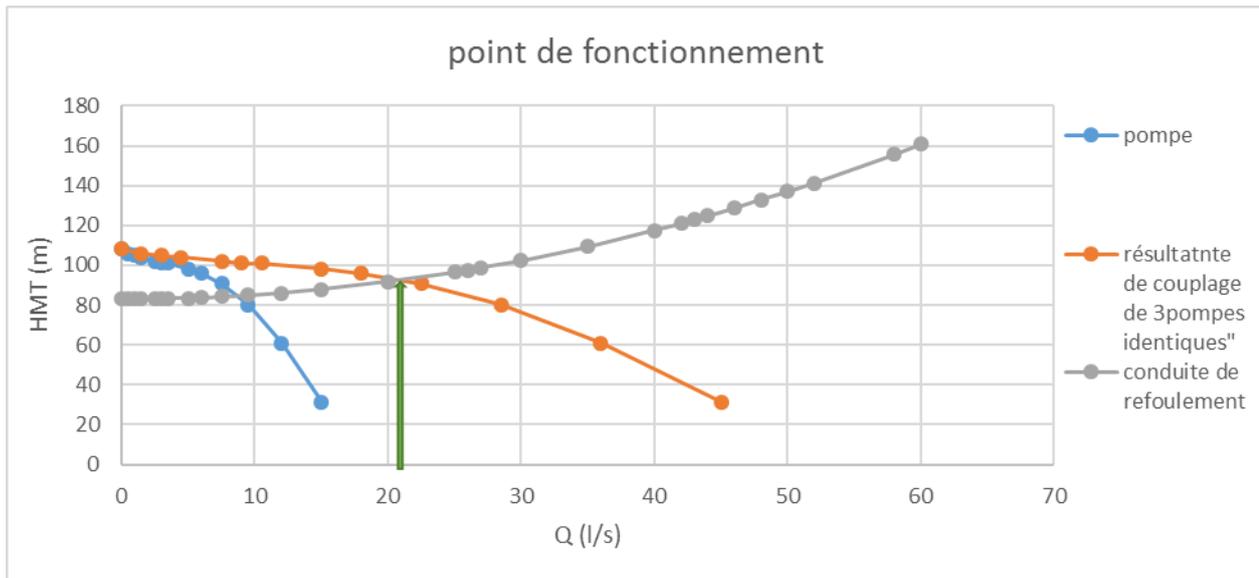


Figure VI.3 : point de fonctionnement de la pompe choisie

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$Q_{pf} = 21 \text{ l/s}$$

$$HMT_{pf} = 90 \text{ m}$$

Le débit correspondant au point de fonctionnement n'appartient pas à la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal ($Q_{pf} > Q_{appelé}$).

Nous corrigerons cet excès par un des modes de réglage suivants :

1. Réglage qualitatif : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe.
2. Réglage quantitatif : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet-vanne de refoulement.
3. Diminution de temps de pompage : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.
4. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement : en augmentant les singularités (des diffuseurs, des rétrécissements brusques, des coudes... etc).

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

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

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait l'étude du pompage. Notre choix à tomber sur les pompes qui répondent aux critères du choix, notamment le débit appelé et la hauteur manométrique totale.

VII. Chapitre VII : Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction :

Une fois mis par terre, les canalisations doivent être protégés contre le régime transitoire et la corrosion, afin d'assurer leurs stabilité et durabilité.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier les moyens permettant de limiter les effets de ces phénomènes sur les conduites.

VIII.1 Définition

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

VIII.2 Les causes du coup de bélier :

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

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VIII.3 Les conséquences du coup de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à -10 mce, il se produira une poche de cavitation va se créer et ça pourrait provoquer l'implosion ou l'aplatissement de la conduite, l'aspiration des joints, le décollement de l'enduit et la détérioration de la protection interne de la conduite.

Fatigue de la canalisation :

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VIII.4 Description des phénomènes physiques :

La même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

Phase 01 : Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par c . Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est à L/c . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 : Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche, l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps L/c , c'est-à-dire à $2L/c$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase 03 : En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps L/c , c'est-à-dire à $3L/c$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04 : Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps L/c , c'est-à-dire à $4L/c$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans $4L/c$.

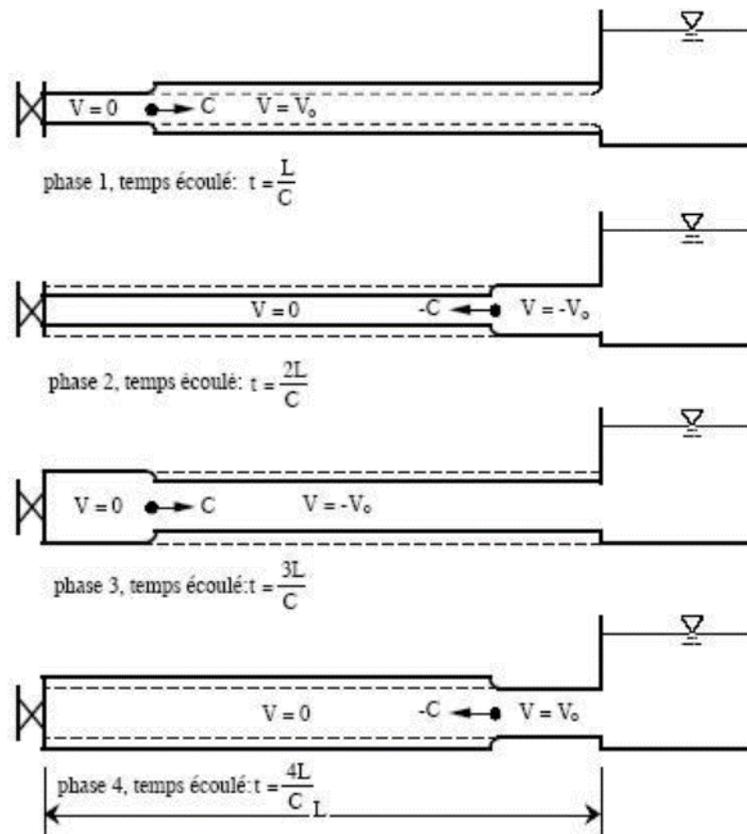


Figure VII.1 : Schéma des quatre phases du coup de bélier

VIII.5 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides a la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation.

Et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité C (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite.

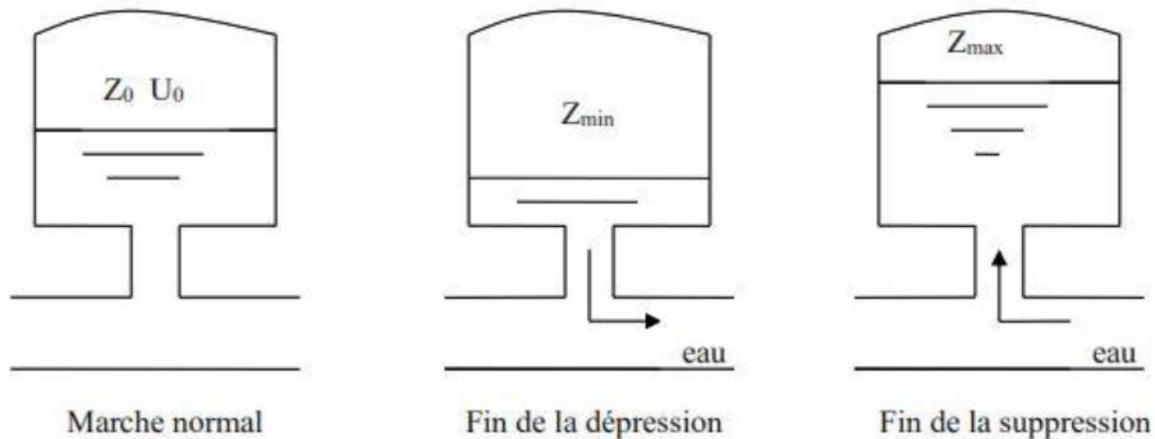
Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la Seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Il existe différents moyens protection des installations contre le coup de bélier :

VIII.5.1 Réservoirs d'air :

C'est une capacité métallique contenant de l'eau et de l'air sous pression a une proportion bien déterminée, qui protège les installations aussi bien contre la suppression que contre la dépression, il assure la continuité de la veine liquide sans rupture même après disjonction du groupe on le dispose à la station de pompage immédiatement à l'aval du clapet.



:Figure VII.2 :Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement

VIII.5.2 Cheminée d'équilibre

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

VIII.5.3 Soupape de décharge :

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

VIII.5.4 Volant d'inertie :

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

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

VIII.6 Calcul des réservoirs d'air :

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

VIII.7 Dimensionnement des réservoirs d'air :

La célérité de l'onde élastique c'est en fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol. Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau. Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue.

Elle est donnée par la formule publiée par Mr B. SALAH su cité qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + K \frac{2r_i(1-\nu_m^2)(1-\nu_s)}{(1-\nu_m^2)r_i E_s + E_m e_m(1-\nu_s)}}} \quad (\text{VII.1})$$

C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \cdot 10^9$ Pascal.

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite. PEHD : $3,3 \cdot 10^3$ MPa

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

ν_m : coefficient de poisson du matériau., $\nu_m = 0,46$ (PEHD)

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

r_i : rayon intérieur de la conduite (m).

1. La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VII.2})$$

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

g : l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 \quad (\text{VII.3})$$

3. La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C \cdot V_0}{g} \quad (\text{VII.4})$$

$$D'o\grave{u} : \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{L \cdot S} ; \frac{Z_{min}}{Z_0}$$

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{max} \cdot Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{min}}{Z_0}} \tag{VII.5}$$

U_{max} : volume du réservoir d'air.

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

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	ρ_m (kg/m ³)	ρ_i (kg/m ³)	μ (Pa.s)	V (l/s)	L (m)	I_g (m)
160	141	0,0146	0,0705	0,016	0,59	830	83

TableauVII.1 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement

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

K (Pa) $\cdot 10^9$	P (Kg/m ³)	v_m	v_s	E_s (Pa) $\cdot 10^8$	E_m (Pa) $\cdot 10^9$	c (m/s)
2,07	1000	0,46	0,33	2	3,3	595,764

TableauVII.2 : calcul de la célérité d'onde

Z_0 (m)	V_0 (m/s)	g (m ² /s)	Z_{max} (m)	Z_{max}/Z_0	h_0 (m)	h_0/Z_0	$U_0/L \cdot S$ $\cdot 10^{-3}$	Z_{min}/Z_0	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)
93	0,59	9,81	128,83	1,39	0,018	0,00019	3,8	0,74	50,46	68,19

TableauVII.3 : Calcul de volume de réservoir d'air de l'adduction

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons vu les différents moyens de protection contre le régime transitoire. Pour notre projet, nous avons opté l'installation d'un réservoir d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier et ce juste à l'entrée de la conduite de refoulement, ayant une capacité de 70m³.

IX. Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction :

L'étude relative à l'organisation d'un chantier est une technique utile et bien précise tendant à assurer l'exécution des travaux de bonne qualité dans les meilleurs délais avec le moindre coût. Ce qui est le but de ce chapitre.

IX.1 Définition :

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail pour abaisser les coûts de productions en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité. Pour cela il faut :

- Comprendre afin de prévoir, d'organiser, de préparer avant d'agir.
- Bien exécuter, ordonner et coordonner le programme d'action
- Contrôler pour s'avoir si nos prévisions étaient valables et que nous pouvons les exécuter pour les prochains chantiers.

IX.2 Différents travaux à entreprendre :

Travaux concernant l'adduction et le réseau :

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

Exécution des tranchées

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

Pose du lit de sable

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

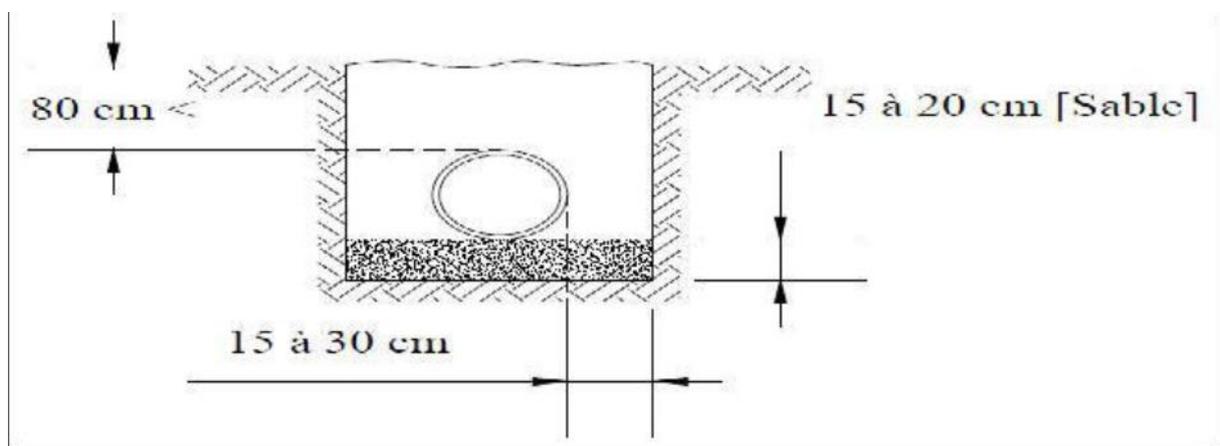


Figure VIII.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite

Pose des conduites

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

Epreuve de joint et de la canalisation

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

Remblayage des tranchées

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

Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, nous procédons 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.

IX.3 Travaux concernant les réservoirs :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des deux réservoirs sont :

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

IX.4 Choix des engins de terrassement :

Les engins que nous projetons d'utiliser sont des machines communes dans tous les chantiers de travaux publics. Ces machines réduisent considérablement le temps mis pour des opérations de terrassements.

Nous allons utiliser :

- Une pelle hydraulique.
- Un bulldozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur de sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

IX.5 Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

Déblais d'excavation :

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

$$S_{exc} = b * h_{tr}$$

(VIII.1)

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe ;

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc}$$

(VIII.2)

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

L : distance entre deux coupes consécutives.

La profondeur de la tranchée :

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

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

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

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

Largueur de la tranchée

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

$$b = D + 0,5 \text{ m.} \quad \text{(VIII.4)}$$

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

Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L$$

V_s : volume du lit de sable (m^3) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Remblais compacté :

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

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

$$V_c = S * L \quad (VIII.6)$$

IX.5.1 Calcul du volume de terre à évacuer

Le volume de terre à évacuer est déterminé en fonction du volume de déblais et volume de remblai tel que :

$$V_{eva} = Kf * V_{exc} - V_{rem}. \quad (VIII.7)$$

Kf : coefficient de foisonnement du sol Kf = 1,3

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

diamètre (mm)	surface (m^2)	longueur (m)	v_c (m^3)	h_{tr} (m)	b (m)	v_{exc} (m^3)	V_s (m^3)	v_{remb} (m^3)	v_{eva} (m^3)
160	0,016	830	13,28	1,11	0,76	700,19	94,62	592,29	317,96

Tableau VIII.1 : résultats de calcul des volumes des travaux

IX.6 Protection et sécurité du travail

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humain.

C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc 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 de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- Erreurs de jugement ou de raisonnement

- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté. [3]

IX.6.1 Facteurs matériels

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

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.) [3]

IX.6.2 Liste des conditions dangereuses

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables. [3]

IX.6.3 Liste des 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. [3]

IX.7 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

IX.7.1 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.)

IX.7.2 Autre protections

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux. [3]

IX.7.3 Protection collective

Équipement de mise en œuvre du béton

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

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

Engin de levage

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

- Affecter des personnes qui comptent.
- 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. [3]

Appareillage électrique

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés. [3]

Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

Conclusion Générale

Notre étude a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, durant notre étude nous nous sommes intéressés au côté technico-économique afin d'assurer une bonne conception et réalisation du projet.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2044, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 2504 habitants.

Après avoir estimé les différents besoins en eau, nous avons constaté que ces besoins estimés à long terme, qui sont de $1028,89 \text{ m}^3/\text{j}$ soit $11,9 \text{ l/s}$, ne sont pas satisfaits par rapport au débit journalier fournit par la source (forage) qui est de $432 \text{ m}^3/\text{j}$ soit $6,9 \text{ l/s}$.

Pour ce qui concerne le réseau de distribution, nous avons procédé à la distribution en eau potable pour l'agglomération de Talaouine dont les pressions et les vitesses sont acceptables.

Concernant le matériau des conduites, nous avons opté pour Polyéthylène Haute Densité (PEHD), pour les avantages qu'il présente, comparativement aux autres matériaux

La nature du relief exige l'implantation d'un réservoir de tête avec une capacité de 300 m^3 au point le plus haut pour assurer la pression nécessaire.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons choisi le diamètre le plus économique (160mm) avec une vitesse acceptable.

Le choix des pompes est effectué par la détermination du point de fonctionnement où l'énergie est la plus économique. Ce choix a été porté sur des groupes électropompes immergées.

Après l'étude du coup de bélier, nous avons préconisé un réservoir d'air.

Au terme de ce modeste travail, il est à retenir que la bonne gestion du système d'adduction est tout aussi importante que le dimensionnement proprement dit, et ce, dans l'optique d'assurer la longévité et la pérennité du système d'adduction et ses composantes

Bibliographie

- [1] **B. SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable ».ENSH 2018-2019
- [2] « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Tome I, Octobre 1994
- [3] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972
- [4] **A. LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983
- [5] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I.,
- [6] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982
- [7] **C. GOMELL et H. GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance », Edition EYROLLES, université LAVAL, 2004
- [8] **SELMANE Taki Eddine** « Adduction du centre urbain MALAAB à partir des réservoirs (2x 3000 m³) W.Tissemsilt », Mémoire de fin d'étude, ENSH, Septembre 2017.
- [9] **HAMMOUCHE ABDESSAMED** « ETUDE DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES CENTRES RURAUX DE MARAMENE, BROSSETTE ET SIDI MOUSSA (W. BLIDA) », Octobre 2011

Annexes

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	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	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Tableau : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

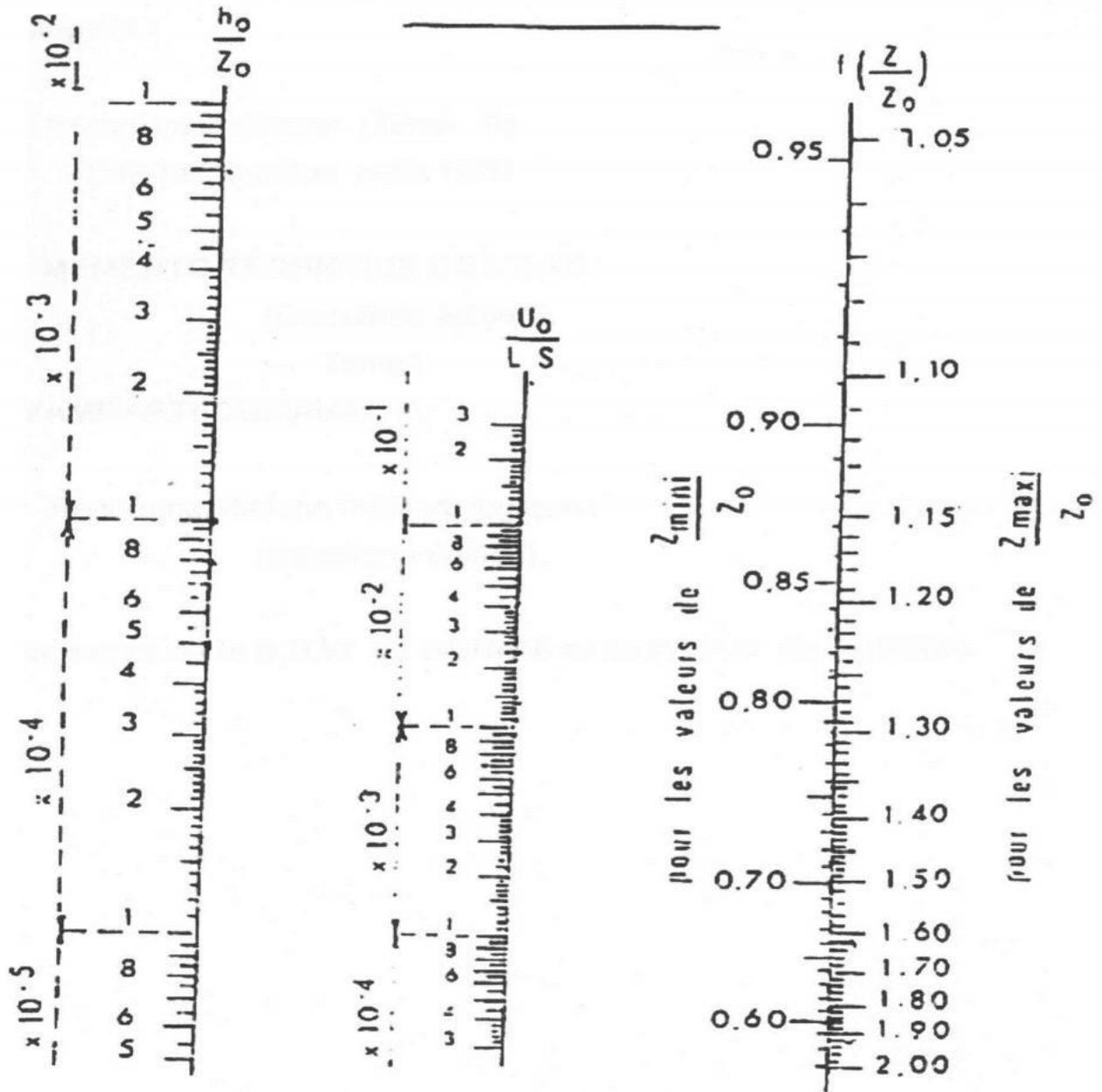


PLANCHE XXVII