

Higher National School of Hydraulic

The Library

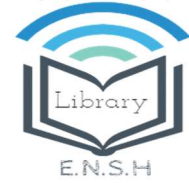
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Rénovation du système d'AEP ( Adduction, réservoir, et réseau ) de la ville Sidi Naamane (w. Medea) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0050-13

APA Citation ( توثيق APA):

Rochdane, Bachir (2013). Rénovation du système d'AEP ( Adduction, réservoir, et réseau ) de la ville Sidi Naamane (w. Medea)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable**

### **THEME :**

**RENOVATION DU SYSTEME D'AEP (ADDUCTION,RESERVOIR  
ET RESEAU ) DE LA VILLE DE SIDI NAAMANE  
(W. MEDEA)**

### **Présenté par :**

**M<sup>r</sup> ROCHDANE Bachir**

### **DEVANTLES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> B.SALAH</b>	<b>PROFESSEUR</b>	Président
<b>M<sup>r</sup> M.S BENHAFID</b>	<b>M.A.A</b>	Examineur
<b>M<sup>me</sup> W.MOKRANE</b>	<b>M.A.A</b>	Examinatrice
<b>M<sup>r</sup> A.HACHEMI</b>	<b>M.A.A</b>	Examineur
<b>M<sup>r</sup> M.BOUZIANE</b>	<b>M.A.B</b>	Examineur
<b>M<sup>me</sup> M.KAHLERRAS</b>	<b>M.A.A</b>	Promotrice

**Mars 2014**

# DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance en témoignage de ma profonde affection à :*

- *Ma chère mère qui m'a protégé pendant toute ma vie, et qui a fait tout pour que je devienne ce que je suis.*
- *Mon père qui m'a tant aidé et encourager.*
- *Tous mes frères : SALAH que Dieu l'accueille dans son vaste paradis, MAAMAR, ADEL, AHMZA et sœurs.*
- *Toute la famille ROCHDANE et REZKALLAH*
- *Tous mes amis de l'E.N.S.H.*
- *Tous mes amis de EL OUED et KHEMIS MILIANA*
- *Toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma réussite.*

**BACHIR  
ROCHDANE**

## المخلص

ي لمدينة سيدي النعمان، المتواجدة بولاية المديه، تعرف حاليا وضعا ينذر بالخطر في مجال التزويد بالمياه الصالحة للشرب، هذه الشبكة توجد في حالة غير متوازنة من حيث الضغط، إلى جانب أنها قديمة، الشيء الذي أدى إن العديد من الإصلاحات قد أجريت من دون نتائج، هذه الوضعية تثبت عدم قدرة الشبكة على تلبية الحاجيات المستقبلية للمستهلكين من المياه الصالحة للشرب. الهدف من هذه الدراسة هو تجديد شبكة التوزيع على أساس معطيات و خصائص منطقة الدراسة.

## Résumé

L'agglomération de chef-lieu de Sidi Naamane , se situe dans la wilaya de Médea, reconnait à l'état actuelle une situation alarmante dans le domaine d'alimentation en eau potable .Le réseau en service se trouve dans un état déséquilibré du point de vue pression et débits. La vétusté de ce dernier a favorisé la multiplication des fuites partout dans le réseau . Les essais de réparation ont été sans résultats.

Cette situation montre l'incapacité du réseau à satisfaire les besoins futurs en eau potable. Le but de notre étude consiste à un redimensionnement et une rénovation du réseau de distribution, en se basant sur les données et les caractéristiques de la zone d'étude.

## Abstract

The agglomeration of Sidi Naamane , that is located in Médea witnesses currently an alarming situation in the field of drinking water . The network is in a state of unbalance in the perspective of pressures. The obsolescence of the network has encouraged the proliferation of the irreparable leaks everywhere in the network. This situation shows the inability of the network to meet the consumers future needs of drinking water . The purpose of this dissertation consists of a renovation of the distribution network, on the basic of the data and characteristics of the study area.

## SOMMAIRE :

<b>INTRODUCTION GENERAL.....</b>	<b>1</b>
----------------------------------	----------

### **CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

Introduction.....	2
I-Présentation générale de la ville de Sidi Naamane.....	2
I.1 Situation géographique.....	2
I-2- Situation topographique et géologique.....	3
I.3 Situation climatologique.....	3
I.3.1 La pluviométrie.....	4
I.3.2 : Les températures.....	5
I-3-3-vents.....	5
I.4. Sismicité.....	6
I.5 : Situation démographique.....	7
I.6 : Equipements.....	7
I.7 : Présentation hydraulique de la situation actuelle.....	9
I.7.1 : Ressource en eau.....	9
I.7.1.1 : Ressources et potentialités naturelles Hydraulique.....	9
I.7.1.2 : Forages publics. ....	9
I.7.2 : Ouvrages du stockage. ....	10
I.7.3 : Réseau de distribution. ....	10
I-7-4-L'adduction. ....	14
Conclusion. ....	15

### **CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS**

Introduction.....	16
II.1 Evaluation de la Population future.....	16
II-1-2-Estimation de la population.....	16
II-2-Evaluation des besoins.....	17
II-2-1-Besoin domestique.....	17
II-2-2-Calcul des besoins d'équipements.....	19
II-2-3-Calcul des besoins totaux .....	20
II-3-Variation des débits de consommation dans le temps.....	21
II-4- Coefficient d'irrégularité.....	21
II-4-1- Coefficient d'irrégularité maximale journalière.....	21
II-4-2- Coefficient d'irrégularité minimale journalière.....	21
II-4-3- Coefficient maximal horaire.....	21
II-4-4- Coefficient minimal horaire.....	22
II -5- Détermination des débits journaliers.....	23
II -5-1- Consommation maximale journalière.....	23
II -5-2- Consommation minimale journalière.....	24
II-6- Détermination des débits horaires.....	24
II-6-1- Débit moyen horaire.....	24
II-6-2- Détermination du débit maximum horaire.....	25
II -7- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.....	25
II.8 Production.....	30
II.8-1-Bilan de comparaison (production-Besoin).....	30
Conclusion.....	31

## **CHAPITRE III ETUDE DES RESERVOIRS DE STOCKAGE**

Introduction.....	32
III-1-Rôles des Réservoirs.....	32
III -2-Emplacement des réservoirs.....	32
III-3-Principe de fonctionnement.....	33
III-4-Classification des réservoirs .....	33
III-4-1-Types des réservoirs.....	33
III-4-2-Les facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir.....	33
III-4-3-Les critères les plus souvent retenus pour le choix du type de réservoir.....	33
III-4-4-Les formes des réservoirs les plus utilisées.....	34
III-5-Equipements des réservoirs.....	34
III-5-1-conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	35
III-5-2-Conduite de départ ou de distribution.....	35
III-5-3-Conduite de trop-plein.....	36
III-5-4-Conduite de vidange.....	36
III-5-5-Conduite by-pass.....	36
III-5-6-Système de matérialisation de la réserve d'incendie .....	37
III-6-Capacités des réservoirs .....	37
III-6-1-Méthode graphique .....	38
III-6-2-Méthode analytique .....	39
III-7-Analyse de la capacité de stockage.....	40
III -7-1- vérification de la capacité de stockage future.....	41
Conclusion.....	42

## **CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC DE SYSTEME D'AEP EXISTANT**

Introduction.....	44
IV.1 Diagnostic de la chaine de production .....	44
IV.2 Diagnostic des ouvrages du stockage.....	49
IV.2 .1 Le réservoir R500 semi enterré .....	49
IV.2 .2 Réservoir R200 semi enterré .....	50
IV.3 Diagnostic de réseau et l'adduction .....	51
a )Les conduites .....	51
b )Etat des regards .....	52
c )Etat des conduites de distributions .....	52
IV .4 Recommandation .....	54
Conclusion.....	55

## **CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU PROJETE**

V.1 - Introduction.....	56
V.2 - Description du réseau de distribution en eau potable de la ville de SIDI NAAMANE .....	56
V.3 - Choix du type de réseau de distribution.....	56
V.3.1 - Réseau maillé .....	56
V.3.2 - Réseau ramifié .....	57
V.3.3 - Réseau combiné.....	57
V.4 - Choix de matériau des conduites.....	57
V.4.1 - Les tuyaux en fonte.....	58

V.4.2 - Tuyaux en acier.....	58
V.4.3 - Tuyaux en PVC (polyvinyle de chlorure).....	58
V.4.4- Tuyaux en PEHD .....	58
V.5 - Calcul hydraulique du réseau maillé .....	59
V.6 - Détermination des débits.....	60
V.6.1 -Détermination du débit en route .....	60
V.6.2 - Détermination du débit spécifique.....	60
V.6.3 - Détermination des débits nodaux pour chaque traçons.....	60
V.7 - Répartition arbitraire des débits .....	64
V.8 - Détermination des diamètres du réseau et des vitesses d'écoulement .....	67
V.9 - Détermination du diamètre du tronçon R500-N <sub>1</sub> .....	37
V. 10 - Modélisation hydraulique du réseau de distribution .....	72
V.10.1 - Calcul des paramètres hydrauliques.....	72
V.11 - Interprétation des résultats : .....	81
V.12 - Tracé du profil au long.....	81
V.13 - Les accessoires dans un réseau de distribution .....	81
V.13.1-Robinets .....	82
V.13.1.1-Les robinets vannes de sectionnement.....	82
V.13.1.2-Les vannes papillons.....	82
V.13.1.3-Les vannes d'isolement .....	82
V.13.1.4-Les vannes à clapet de non-retour .....	82
V.13.1.5- Les décharge.....	83
V.13.1.6-Les vannes de réduction de pression .....	83
V.13.2-Les ventouses .....	84
V.13.3-By- passe.....	84
V.13.4-Les organes de mesure .....	85
V.13.5-Les bouches ou poteaux d'incendie .....	85
V.13.6-Organes de raccordement.....	85
V.14-Conclusion.....	86

## ***CHAPITRE VI : ETUDE D'ADDUCTION ET DE POMPAGE***

VI. Introduction.....	87
VI.1. Recommandation sur les adductions .....	87
VI.2. Choix du tracé .....	87
VI.3.Choix du matériau .....	88
VI.4.Schéma hydraulique .....	88
VI.5 Calcul de l'adduction .....	89
VI. 5.1. Diamètre économique .....	89
VI. 5.2. Pertes de charge.....	90
VI. 5.2.1. Pertes de charge linéaire.....	90
VI. 5.2.2. pertes de charge singulières.....	91
VI. 5.3. Hauteur manométrique totale (Hmt) .....	91
VI. 5.4. puissance absorbée par la pompe .....	92
VI. 5.5. Energie consommée par la pompe .....	92
VI. 5.5. Frais d'amortissement .....	92
VI.6. interprétation .....	94
VI.7. Etude du coup de bélier.....	95
VI.7.1. Introduction.....	95
VI.7.2. Causes du coup de bélier.....	95
VI.7.3. Calcul des réservoirs d'air.....	95
VI. 8. Conclusion.....	98

## **CHAPITRE VII POSE DE CANALISATIONS ET ACCESSOIRES**

VII .1 Introduction.....	99
VII .2 Pose de canalisation.....	99
a) Pose selon la nature de terrain.....	99
b) Pose selon la nature des conduites.....	99
c) Traversées des routes.....	100
d) Traversée des Oueds.....	101
e) Excavation des tranchées.....	101
f) Profondeur de la tranchée (Htr).....	101
g) Largeur de la tranchée (b).....	102
h) Section de la tranchée (Str).....	102
i) Aménagement du lit de sable.....	102
j) Mise en place des canalisations.....	103
k) Remblaiement de la tranchée.....	103
VII.2 Accessoires du réseau.....	103
VII.2 .1 Équipement du réseau de distribution.....	103
VII.2 .2 Type de canalisation.....	104
VII.2 .3 Appareils et accessoires du réseau.....	104
a. Les robinets vannent opercule.....	104
b. Les vannes papillon.....	104
c. Clapets de retenue.....	104
d. Ventouses :.....	105
e. - Organes de mesure.....	105
f. Réducteur de pression.....	107
g. Le robinet de vidange.....	107
h. By-pass.....	107
i. Les pièces spéciales de raccordement.....	108
VII.3 Conclusion.....	109

## **CHAPITRE VIII ORGANISATION DU CHANTIER**

VIII.1 Introduction.....	110
VIII.2 Réalisation du réseau d'AEP.....	110
VIII.3 Implantation de la trace des tranchées sur le terrain.....	110
VIII.4 Excavation des tranchées.....	110
a) Enlèvement de la couche végétale.....	110
b) Excavation.....	111
VIII. 5 la section transversale de la tranchée.....	111
a). Section rectangulaire.....	111
b). Section trapézoïdale.....	112
VIII.6 : Choix des engins :.....	113
VIII.6-1 : l'engin pour l'excavation des tranchées :.....	113
VIII.6-2 l'engin pour le remblaiement des tranchées.....	113
VIII.7- Calcul du volume de terrassement.....	113
VIII.7.1 : Calcul du volume de déblai.....	113
VIII 7.2 : calcule du volume de lit de sable.....	114
VIII.7.3 : Calcul du volume de remblai.....	115
VIII.7.4 : Volume excédentaire.....	115
VIII. Conclusion.....	116



## ***CHAPITRE IX:PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL***

IX.1-Introduction.....	117
IX.2-Cause des accidents de travail dans un chantier hydraulique .....	117
IX.2.1-Facteurs humains .....	117
IX.2.2-Facteurs matériels .....	117
IX.3-Liste des conditions dangereuses .....	118
IX.4-Liste des actions dangereuses .....	118
IX.5-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents .....	118
IX.5.1-Protection individuelle.....	118
IX.5.2-Autre protection.....	118
IX.6-Protection collective .....	119
IX.7-Appareillage électrique .....	119
IX.8-Conclusion .....	119
<b><i>CONCLUSION GENERALE.....</i></b>	<b><i>120</i></b>

## ***Liste des tableaux***

### ***CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE***

Tableau I-1: La precipitation mensuelle de la ville de sidi naamane .....	5
Tableau I-2: Températures moyennes de la ville de Sidi Naamane.....	6
Tableau I.3 : présentation des équipements de la ville de Sidi Naamane.....	9
Tableau I.4 : Caractéristiques des forages existant.....	10
Tableau I.5 : Caractéristiques des réservoirs existants.....	11
Tableau I-6: Les caractéristiques des différents tronçons du réseau existant.....	12
Tableau I-7: Les caractéristiques des différents tronçons du réseau existant: SIDI NAAMANE CENTRE (suite).....	13
Tableau I-8: Les caractéristiques des différents tronçons du réseau existant: VSA.....	14
Tableau I-9: Les caractéristiques des différents tronçons du réseau existant : FORAGE DE LA MOSQUEE .....	15
Tableau I.10 : Caractéristiques de l'adduction.....	16

### ***CHAPITRE II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION***

Tableau II-1 : La population pour différents horizons. ....	18
Tableau II-2 : Les besoin domestique pour différents horizons.....	19
Tableau II-3:Calcul des besoins d'équipements.....	20
Tableau II-4: Débits moyen journalières des différents horizons.....	21
Tableau II-5 : $_{max}$ en fonction du nombre d'habitants.....	23
Tableau II-6 : $_{min}$ en fonction du nombre d'habitants.....	23
Tableau II-7 : débits maximums journalières des différents horizons.....	24
Tableau II-8 : débits minimums journalières des différents horizons. ....	25
Tableau II-9 : Variation des débits horaires (2013).....	27
Tableau II-10 : Variation des débits horaires (2043).....	29
Tableau II-11 : Production pour la zone d'étude à partir de forage.....	30
Tableau II.12 : Bilan de comparaison.....	31

### ***CHAPITRE III : ETUDE DES RESERVOIRS DE STOCKAGE***

Tableau III-1 : Analyse de la capacité de stockage .....	41
Tableau III-2 : bilan besoin- stockage.....	42

### ***CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC DE SYSTEME D'AEP EXISTANT***

Tableau IV.1 : Caractéristiques des forages existants.....	44
Tableau IV.2 : Caractéristiques des forages existants(Suite) .....	45
Tableau IV.3 : L'état des accessoires existants au niveau des deux forages.....	45
Tableau IV.4 : Défaillances existantes au niveau des réservoirs.....	46
Tableau IV.5 :Caractéristiques principales du réservoir R500.....	49
Tableau IV.6 : Caractéristiques principales du réservoir R200.....	50
Tableau IV.7 : Caractéristiques des pompes .....	50

## ***CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU PROJETE***

Tableau V.1 : Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe .....	61
Tableau V.2 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe.....	62
Tableau V.3 : Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe(suite).....	63
Tableau V.4 : Les diamètres avantageux et les vitesses d'écoulement .....	67
Tableau V.5 : Les diamètres avantageux et les vitesses d'écoulement (suite) .....	68
Tableau V.6 : Les diamètres avantageux et les vitesses d'écoulement (suite) .....	69
Tableau V.7 : Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types du tuyau .....	71
Tableau V.8 : Caractéristiques hydrauliques du tronçon $R_{500}-N_1$ .....	71
Tableau V.9 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons :cas de pointe.....	73
Tableau V.10 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons cas de pointe (suite) .....	74
Tableau V.11: Caractéristiques géométriques et hydrauliques des nœuds : cas de pointe.....	75
Tableau V.12 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds : cas de pointe plus incendie .....	77
Tableau V.13 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds : cas de pointe plus incendie(suite).....	78
Tableau V.14 : Caractéristiques géométriques et hydrauliques des nœuds dans le réseau : cas de pointe plus incendie.....	78
Tableau V.15: Caractéristiques géométriques et hydrauliques des nœuds dans le réseau : cas de pointe plus incendie (suite).....	79

## ***CHAPITRE VI : ETUDE DE L'ADDUCTION***

Tableau VI.1 : Caractéristiques d'adduction.....	89
Tableau VI.2 : Coefficient de la formule de DARCY WEISBACH pour le déférent type de matériaux .....	90
Tableau VI.3 : Détermination de la hauteur manométrique .....	92
Tableau VI.4 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon .....	93
Tableau VI.5 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon .....	93
Tableau VI.6 Bilan du tronçon .....	93
Tableau VI.7 Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement .....	97
Tableau VI.8 Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement .....	97
Tableau VI.9 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement .....	98

## ***CHAPITRE VII: POSE DE CANALISATIONS ET ACCESSOIRES***

### ***CHAPITRE VIII: ORGANISATION DU CHANTIER***

Tableau VIII.1 : Coefficient de talus en fonction de type de sol.....	112
Tableau VIII.2 : Calcul du volume du déblai de réseau .....	114
Tableau VIII.3 : Volume de lit de sable .....	114
Tableau VIII.4 : Calcul du volume du remblai pour le réseau .....	115
Tableau VIII.5 : calcul du volume excédentaire pour le réseau .....	116
Tableau VIII.6 : Le volume total des travaux pour le réseau.....	116

### ***CHAPITRE IX: PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL***

# Listes des figures

## ***CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE***

<b>Figure I.1</b> : situation géographique de la ville de Sidi Naamane.....	2
<b>Figure I.2</b> : La précipitation mensuelle de la ville de Sidi Naamane .....	4
<b>Figure I-3</b> : Températures moyennes de la ville de Sidi Naamane .....	5
<b>Figure I.4</b> . Carte de zonage sismique du territoire national .....	6

## ***CHAPITRE II : EVALUATION DES BESOINS EN EAU DE L'AGGLOMERATION***

<b>Figure II-1</b> : Prévision de la population de la zone d'étude .....	17
<b>Figure II.2</b> : Les besoin journalières domestiques en fonction de l'horizon.....	18
<b>Figure II-3</b> : Les débits moyens journaliers en fonction de l'horizon.....	19
<b>Figure II-4</b> : Graphique de consommation totale.....	27
<b>Figure II-5</b> : Courbe intégrale.....	27
<b>Figure II.6</b> : Graphique de consommation totale.....	29
<b>Figure II.7</b> : Courbe intégrale.....	29
<b>Figure II-8</b> : Comparaison besoin –production.....	31

## ***CHAPITRE III : ETUDE DES RESERVOIRS DE STOCKAGE***

<b>Figure III-1</b> : Conduite d'arrivée par le bas.....	35
<b>Figure III-2</b> : Conduite de départ.....	35
<b>Figure III-3</b> : Conduite by-pass.....	36
<b>Figure III-4</b> : Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	37
<b>Figure III-5</b> : Graphique de la méthode graphique.....	39
<b>Figure III-6</b> : Comparaison besoin –stockage.....	42

## ***CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC DE SYSTEME D'AEP EXISTANT***

<b>Figure IV-1</b> : Etat actuel des vannes au niveau de forage centre 200m <sup>3</sup> .....	47
<b>Figure IV-2</b> : Armoire de commande en état dégradé Forage Khmis el kadim à réparer.....	47
<b>Figure IV-3</b> : Système de Javellisation à rénover : Forage de la Mosquée.....	48
<b>Figure IV-4</b> : Système de Javellisation à rénover Forage Khmis El Kadim.....	48
<b>Figure IV-5</b> Réservoir R500m <sup>3</sup> .....	49
<b>Figure IV-6</b> : regard en mauvais état au niveau de réseau .....	52
<b>Figure IV-7</b> : Etat des conduites de distributions.....	53

## ***CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU PROJETE***

<b>Figure IV.1</b> : Répartition arbitraires des debits pour le cas de pointe.....	65
<b>Figure IV.2</b> : Repartition arbitraires des debits pour le cas de pointe plus incendie.....	66
<b>Figure IV.3</b> : Vitesses et pressions pour le cas de pointe.....	76
<b>Figure IV.4</b> : Vitesses et pressions pour le cas de pointe plus incendie.....	80

## ***CHAPITRE VI : ETUDE D'ADDITION D'EAU POTABLE***

<b>Figure VI.1</b> : Schéma de l'adduction.....	88
<b>Figure VI.2</b> : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (F1-R500).....	94
<b>Figure VI.3</b> : Réservoir hydropneumatique et ces démontions .....	98

## ***CHAPITRE VII:POSE DE CANALISATION***

<b>Figure VII.1</b> : Pose de canalisation en galerie .....	100
<b>Figure VII.2</b> : Remblayage des tranchées .....	101

## ***Chapitre 8:PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL***

<b>Figure VIII.1</b> : section transversale d'une tranchée rectangulaire.....	111
<b>Figure VIII.2</b> : section transversale d'une tranchée trapézoïdale .....	112

## ***CHAPITRE IX:PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL***

## ***LISTE DES PLANCHES***

**Planche N°1:** Plan de masse avec réseau existant de la ville de Sidi Naamane

(W. MEDEA)

**Planche N°2 :** Plan de masse avec réseau projeté de la ville de Sidi Naamane

(W. MEDEA)

**Planche N°3:** Profil piézométrique en long de l'adduction forage (Khmis Khadem)-R500  
de Sidi Naamane (W.MEDEA)

**Planche N°4 :** Profil piézométrique en long des tronçons

R500 m<sup>3</sup>-N1-N2-N3-N7-N10-N12-N13-N14-N18 de Sidi Naamane

(W.MEDEA)

**Planche N°5 :** Plan du réseau de distribution avec accessoires de Sidi Naamane

(W.MEDEA)

**Planche N°6 :** Détail des nœuds

## LISTE DES ANNEXES

ANNEXE N°1:  $\mathcal{B}_{\max}$  en fonction du nombre d'habitants.

ANNEXE N°2:  $\mathcal{B}_{\min}$  en fonction du nombre d'habitants.

ANNEXE N°3: Répartition des débits horaire en fonction du nombre d'habitants.

ANNEXE N°4: Table d'ABRAMOV

ANNEXE N°5 : Abaque de Vibert pour le calcul simplifier des réservoirs d'airs

ANNEXE N°06 : Choix du ballon anti belier

ANNEXE N°07: Toutes les pièces et les conduites existantes détaillant leur état  
avec la recommandation

ANNEXE N°08: Toutes les pièces et les conduites existantes détaillant leur état avec  
la recommandation

ANNEXE N°9: Toutes les pièces et les conduites existantes détaillant leur état avec  
la recommandation

ANNEXE N°10 : Toutes les pièces et les conduites existantes détaillant leur état avec  
la recommandation

ANNEXE N°11: Toutes les pièces et les conduites existantes détaillant leur état avec  
la recommandation

ANNEXE N°12: Toutes les pièces et les conduites existantes détaillant leur état avec  
la recommandation

ANNEXE N°13: Toutes les pièces et les conduites existantes détaillant leur état avec  
la recommandation

## **Introduction générale**

L'eau est indispensable à la continuité de tout établissement humain pour les besoins de consommation d'hygiène corporelle du citoyen, d'entretien de l'environnement, de l'activité économique de la commune. Il est nécessaire de fournir à la population une quantité d'eau suffisante, nécessaire et surtout potable car l'eau constitue le principal véhicule de transmission des maladies hydriques.

Le réseau d'alimentation en eau potable constitue un patrimoine qui vieillit et qu'il est nécessaire de renouveler atteignant un seuil de vétuste limite .ce seuil limite dépend de nombreux paramètres que ce soit environnementaux, techniques, de gestion, économiques ainsi que la politique des gestionnaires. Pour qu'une politique de renouvellement soit économiquement fiable, il faut qu'elle soit liée plus directement possible au vieillissement.

Les questions récurrent le gestionnaire d'un réseau d'alimentation d'eau potable se pose concernant le renouvellement du réseau sont les suivantes :

« Devons- nous renouveler les canalisations ?, les quelles ? »

Notre objectif est de faire un diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la ville de SIDI NAAMANE (Wilaya de MEDEA), en passant par la présentation de l'état actuel de ce système et l'exposition de ces différents problèmes. Enfin, nous proposerons les recommandations nécessaires afin d'aboutir à un système capable d'assurer la desserte en eau pour l'agglomération à l'horizon d'étude 2043.



**CHAPITRE I**  
**PRESENTATION DE LA**  
**ZONE D'ETUDE**

**Introduction :**

L'objectif de ce travail est de recenser tous les problèmes de l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de la ville de Sidi Naamane afin d'effectuer une nouvelle conception de ce dernier, vu son insuffisances, sa vétusté, pour répondre quantitativement et qualitativement aux besoins des agglomérations.

**I-Présentation générale de la ville de Sidi Naamane:****I-1-Situation géographique :**

La commune de Sidi Naamane fait partie du territoire de la wilaya de MEDEA d'une surface de 11.673 Ha, elle s'étend entre les parallèles 36° 11' et 36° 22' Nord et la longitude 3° 00' et 3° 10' à l'Est du méridien international. Elle se situe au versant Sud de l'Atlas Blidien, plus précisément dans la partie méridionale de la crête des Beni-Gitoune, et le foret de Grinane. Elle constitue une portion Au Nord-Ouest de la plaine de Béni Slimane.

Cette commune est limitée administrativement par :

- La commune de Baata au Nord.
- La commune de Bouchrahil à l'Est.
- Les communes de Khams-Djouamaa et Ouled Deid au Sud et au Sud-Ouest.
- A l'Ouest les communes d'Ouled Brahim et El Omaria.

Le chef-lieu de la commune est distant de 13 Km d'El Omaria et de 52 Km de la ville de Médéa.

Médéa a des frontières communes avec d'importantes Wilayas d'Algérie. Au Nord, avec la Wilaya de Blida, au Sud, la Wilaya de Djelfa, à l'Est, les Wilayas de M'sila et Bouira et à l'Ouest, les Wilayas de Ain Defla et de Tissemsilt.

Une telle position stratégique a fait de Médéa une zone de transit principale et un trait d'union entre le Tel et le Sahara, d'une part, et entre les Hauts Plateaux de l'Est et ceux de l'Ouest, d'autre part. Ceci grâce à l'important réseau de routes nationales principales.

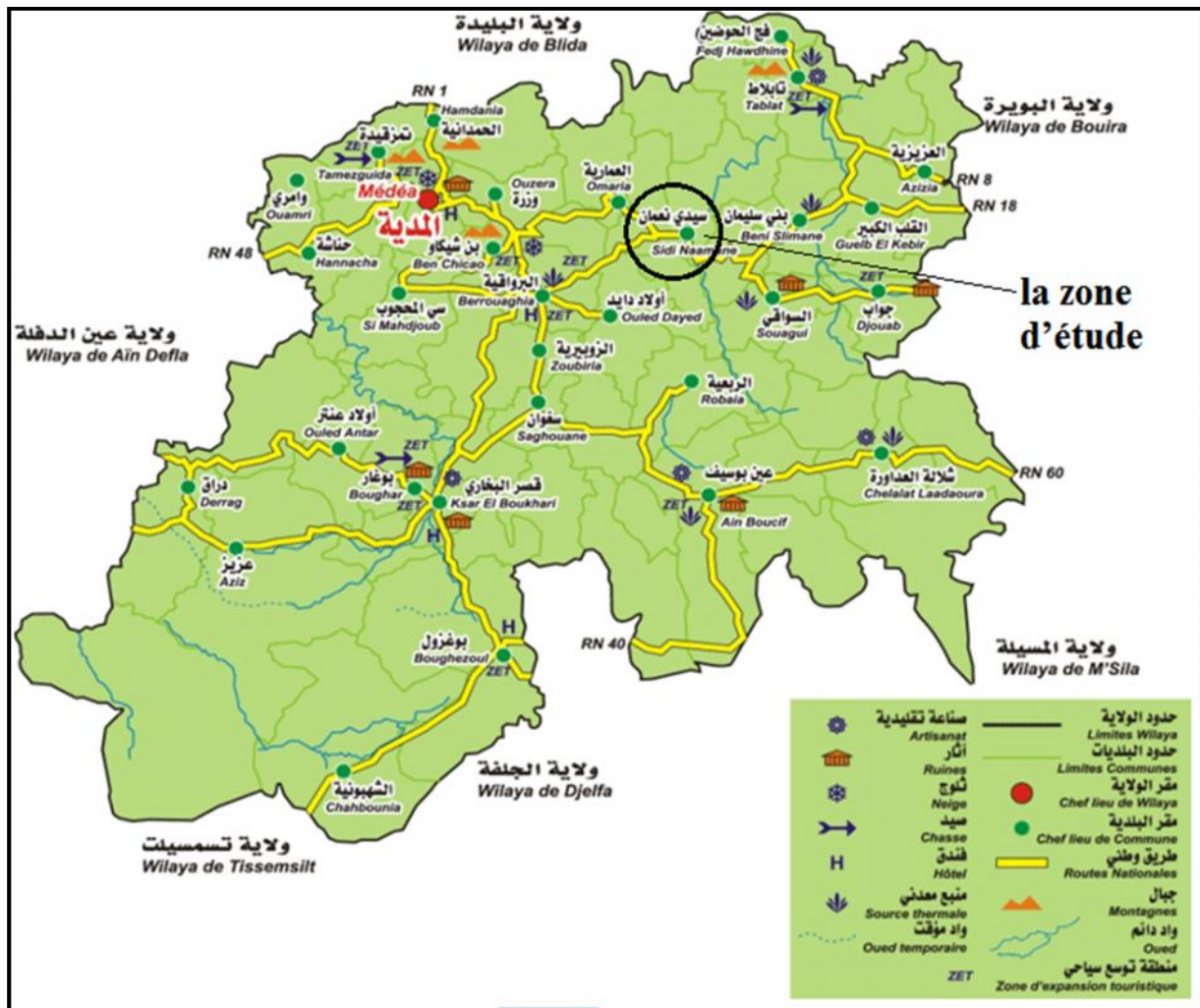


Figure I.1 : situation géographique de la ville de Sidi Naamane

## I-2- Situation topographique et géologique

Le périmètre de la commune de Sidi Naamane est caractérisé par un relief contrasté, au nord le relief est peu organisé, les altitudes moyennes varient entre 900 et 1000m, et les pentes sont moyennes (8-12)%.

Elles sont constituées de glacis et terrasses et forment une portion de la plaine de Beni-Slimane.

**I-3 - Situation climatologique :**

Le climat et la végétation sont encore dominés par les influences méditerranéennes mais aux aspects continentaux.

Le climat de Médéa se distingue par des caractéristiques dues à de nombreux facteurs qui sont entre autres :

- Son altitude qui atteint 1240m au-dessus du niveau de la mer (sommet de Benchicao)
- Sa position sur les monts de l'Atlas tellien.
- Son exposition aux vents et aux vagues de courants venant de l'Ouest.

Médéa dispose, eu égard à ces facteurs, d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré au printemps et chaud et sec en été.

La région reçoit une quantité considérable de pluie atteignant 500mm par an, avec une moyenne de pluviométrie élevée, particulièrement en décembre, janvier et février. La neige quant à elle, recouvre régulièrement les hauteurs de Benchicao, situées à une altitude de 1240m.

**Le domaine humide :**

Il est caractérisé par des précipitations importantes, supérieures à 900mm, étalées sur 75 jours dans l'année. La saison sèche et chaude ne dépasse pas trois (03) mois. La neige persiste plus de 20 jours. La moyenne des minima de janvier est supérieure à 0°. Ce domaine concerne les hauteurs de l'Atlas Blidéen.

**Le domaine Sub-humide :**

Les précipitations restent encore importantes, plus de 600mm, assez bien réparties sur toute l'année, avec un nombre de jours supérieur à 75 jours. Une saison sèche de trois (03) mois à quatre (04) mois. L'enneigement persiste environ 20 jours, durant la période hivernale, caractérisée par températures très basses. Le domaine recouvre le plateau de Médéa et le piémont Sud de l'Atlas Blidéen.

**Le domaine Semi-aride :**

Avec une pluviométrie qui oscille entre 400mm et 600mm, la plaine de Beni-Slimane, le Titteri et l'Ouarsenis, sont traversés par une saison sèche de plus de quatre (04) mois. L'enneigement, sauf en altitude, n'excède pas les 10 jours.

**Le domaine aride :**

Les précipitations sont inférieures à 300mm, le domaine occupe toute la frange Sud de la wilaya : Titteri Sud, Sersou, domaine privilégié de la steppe

Le climat de la commune de Sidi Naamane est bien entendu celui de l'ensemble du versant sud de l'Atlas Blidien, de type méditerranéen contrasté avec une longue saison estivale, sèche et chaude, et une saison hivernale pluvieuse et froide.

On distingue deux périodes dans l'année, une saison froide et humide allant de Novembre à Avril et une saison chaude et sèche allant de Mai à Octobre.

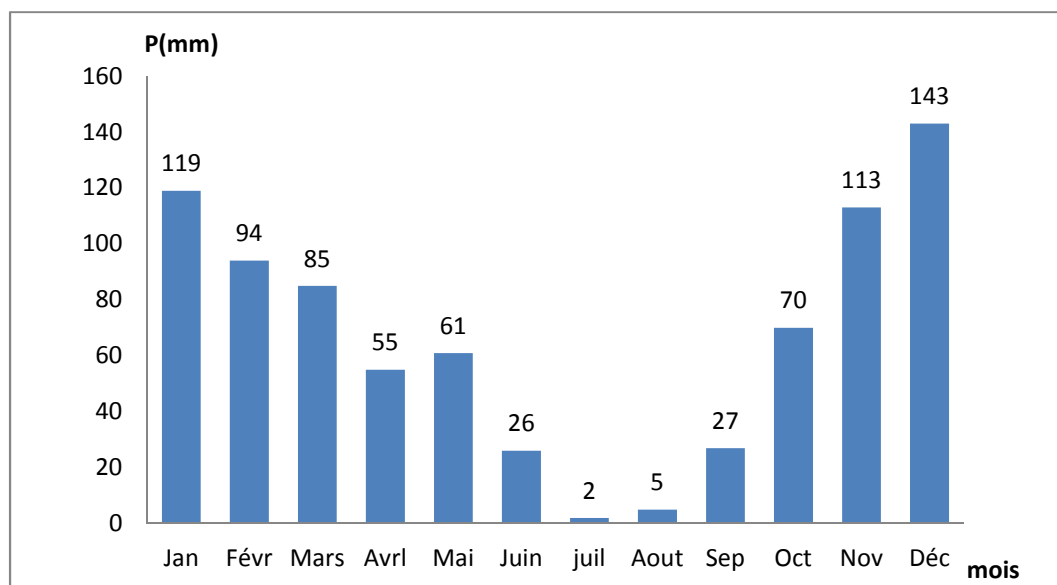
**I.3.1 : La pluviométrie**

L'irrégularité des pluies est caractéristique du climat méditerranéen saisonnier, annuel et interannuel. La station de de Sidi Naamane donne les précipitations suivantes :

**Tableau I-1: La précipitation mensuelle de la ville de Sidi Naamane**

Mois	Jan	Fév	Mar	Avrl	Mai	Juin	juil	Aou t	Sep	Oct	Nov	Déc
P(mm)	119	94	85	55	61	26	2	5	27	70	113	143

Source : Station météorologique de Sidi Naamane

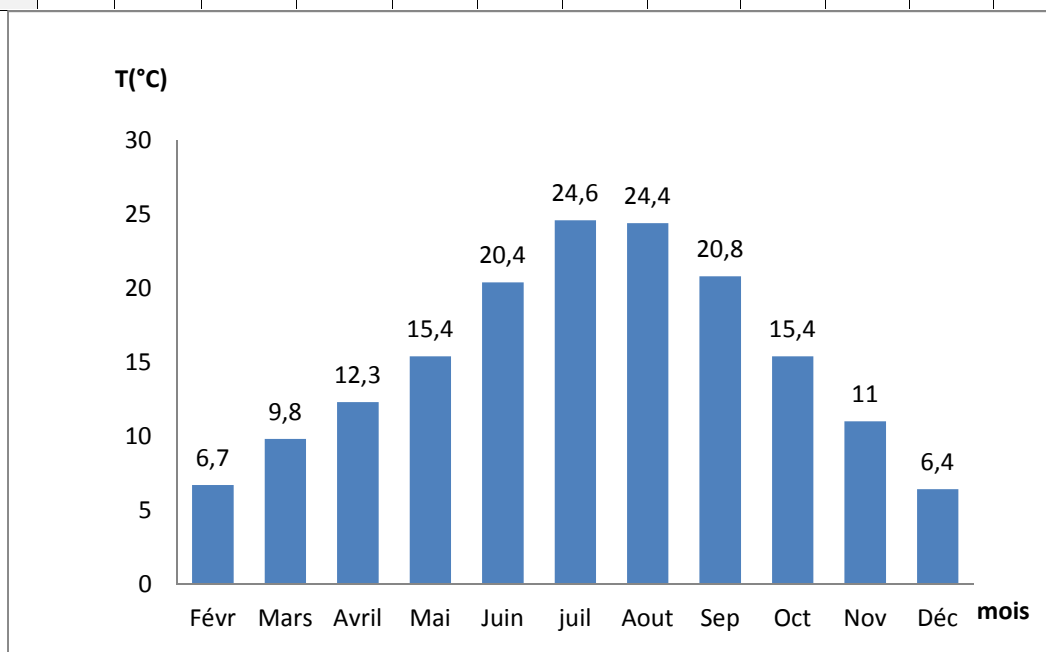
**Figure I.2 : La précipitation mensuelle de la ville de Sidi Naamane**

**I.3.2 : Les températures :**

- La température moyenne annuelle est de 15.5 0C ;
- La température moyenne annuelle des mois les plus chaudes est de 20<sup>0</sup>C (d'avril à septembre) ;
- La température moyenne annuelle des mois les plus froids est de 9.5 <sup>0</sup>C (octobre à mars).

**Tableau I-2: Températures moyennes de la ville de Sidi Naamane**

Mois	Jan	Févr	Mars	Avril	Mai	Juin	juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
T(°C)	6,7	6,7	9,8	12,3	15,4	20,4	24,6	24,4	20,8	15,4	11	6,4

**Figure I-3: Températures moyennes de la ville de Sidi Naamane****I-3-3-vents :**

Les vents dominants sont les vents du sud-ouest (27%).ceux du nord (20%) et au Nord-est (18%), en hiver rassemblant (63%) du total

## I.4. Sismicité :

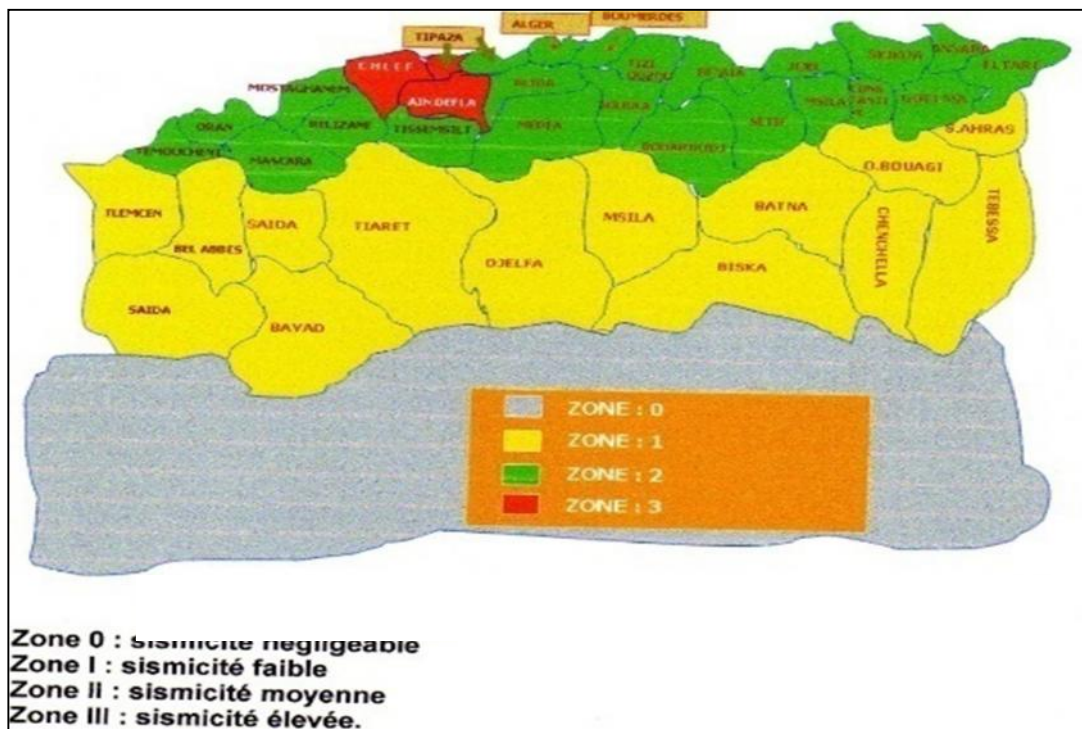


Figure I.4. Carte de zonage sismique du territoire national.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques).

Cette actualisation tient compte également des leçons tirées des récents séismes survenus en Algérie

Parmi les préoccupations essentielles qui ont présidé à la présente révision qui est la deuxième est la suivante :

- Prise en compte de l'évolution récente de la réglementation internationale en la matière.
- Décrire les principes de conception parasismique à respecter, préalablement à tout calcul (choix de site, implantation).
- Revoir les différentes classifications (zonage sismique, sites et sols, catégories d'ouvrages).

D'après la carte notre zone d'étude se trouve dans la classe qui représente un risque moyen (Zone IIA).

**I.5 : Situation démographique :**

Les dernières données publiées par l'ONS et portant sur le recensement de la population ont permis de disposer des statistiques concernant la commune de Sidi Naamane. En 2012 la commune comptait 7000habitants.

**I.6 : Equipements :**

De nombreux équipements sont répartis au niveau du chef-lieu de la commune sont regroupé dans le tableau suivant :



Tableau I.3 : présentation des équipements de la ville de Sidi Naamane

Nature d'équipement	Equipement	Nombre de cons.
Scolaires	03 Ecoles primaires	750
	03 CEM	1650
	Lycée	850
Sanitaire	Centre de santé	20
socioculturelles et sportifs	02 stades communaux	80
	maison des jeunes	20
Equipements de formation	CFPA	730
Administratifs	siège APC	30
	crèche	20
	Commissariat	40
	gendarmerie	40
	siège forets	20
	siège de la protection civil	30
	siège SUCH	30
	siège de l'hydraulique	60
	siège de l'ADE	60
Commerciaux	Siège des Impôts	20
	garde communal	25
	20 locaux commerciaux	420
	03 boulangeries	15
	07 douches	560
	02 hammams	160
	Station de service	50
	05 cafétérias	25
	02 restaurants	20
Marché hebdomadaire	5	
Equipements de culte	02 mosquées	2500

**I.7 : Présentation hydraulique de la situation actuelle :****I.7.1 : Resource en eau:**

Le Chef-lieu de la commune de Sidi Naamane est alimenté à 100% à partir des ressources locales (forage).

**I.7.1.1 : Ressources et potentialités naturelles Hydraulique ;**

La localisation des ressources en eau et son estimation quantitatif s'est effectuée au moyen de l'exploitation de la documentation existante (plan d'aménagement de la commune) et les enquêtes site auprès des structures techniques ANRH. D'après les études de cette dernière, les seuls formations lithologiques emmagasinâtes de l'eau dans la région et qui peuvent être exploitées, pour les besoins de la population sont les grés et conglomérats perméables et les niveaux grossiers les alluvions quaternaires, mais leurs intérêt hydrologique est plutôt local en raison du manque de puissance de l'aquifère.

En somme, la région étudiée présente les caractéristiques hydrogéologiques suivantes :

- Absence des ressources en eau profonde.
- Faible développement des roches perméables au point de vue perméable.
- Nombre appréciables de petits exutoires sous forme de sources à faible débit.

**I.7.1.2 :Forages publics ;**

- Le forage F1 KhmisKadim, alimente le réservoir Sidi Youcef 500m<sup>3</sup>.
- Le forage F2 Centre, alimente le réservoir Centre 200m<sup>3</sup>.

Les caractéristiques des forages publics figurent dans le tableau suivant :

**Tableau I.4 : Caractéristiques des forages existant**

Désignation	Cote NGA (m)	Débit exploité (m <sup>3</sup> /j)	Prof (m)	NS (m)	ND (m)	Observation
F1 KhmisKadim	654,48	1728	/	9	/	En service
F2 Centre	653,78	1468.8	/	42	/	En service

<b>Total</b>		3196.8				
--------------	--	--------	--	--	--	--

Source (ADE d'El Omaria)

Donc la quantité d'eau qui arrive à la commune de Sidi Naamane est :  $Q = 3196.8 \text{ m}^3/\text{j}$ .

### I.7.2 : Ouvrages du stockage :

Le stockage de l'eau est assuré par deux réservoirs Sidi Youcef et Centre. Au total, ce sont **700 m<sup>3</sup>** d'eau qui peut être stockés.

Les caractéristiques des réservoirs figurent dans le tableau suivant :

**Tableau I.5 : Caractéristiques des réservoirs existants**

Réservoir	C. Radier (NGA)	C. Trop plein (NGA)	Volume (m <sup>3</sup> )	Nature	Etat
Sidi Youcef	<b>698,51</b>	<b>701,31</b>	<b>500</b>	<b>Semi-enterré</b>	<b>En service</b>
Centre	<b>669,23</b>	<b>672,03</b>	<b>200</b>	<b>Semi-enterré</b>	<b>En service</b>

Source (ADE d'El Omaria)

### I.7.3 : Réseau de distribution :

Les conduites d'alimentation principales de cette ville ont été réalisés en Amiante Ciment il y'a 25 ans et se maintiennent encore et présentent un état acceptable par contre le réseau intérieur de plusieurs quartier est obsolète et inadéquat, Il a été mis en place pour répondre à une urgence sans aucune approche quant au choix du matériau et l'équilibre de l'ensemble.

La zone d'étude est alimentée par une conduite de diamètre Ø120 mm qui est arrivée à partir de réservoir R500 .

Les conduites du réseau de distribution de notre agglomération se constituent essentiellement de trois types de matériaux :

L'acier Galvanisé, Amiante Ciment et le PEHD avec des diamètres allant de 40 mm jusqu'à 300 mm, notre réseau de distribution contient 55 tronçons. Les caractéristiques des différents tronçons du réseau existant sont bien détaillé dans les tableaux I-6, I-7, I-8 et I-9.

**Tableau I-6:** Les caractéristiques des différents tronçons du réseau existant:**SIDI NAAMANE CENTRE**

<b>N° des tronçons</b>	<b>De nœud</b>	<b>Au nœud</b>	<b>Longueurs(m)</b>	<b>Diamètres (mm)</b>	<b>Matériaux</b>
1	J-7	J-9	115,57	120	Amiante Ciment
2	J-9	J-10	80,13	120	Amiante Ciment
3	J-10	J-11	268,24	120	Amiante Ciment
4	J-11	J-12	164,11	120	Amiante Ciment
5	J-12	J-13	112,21	120	Amiante Ciment
6	J-13	J-14	83,02	120	Amiante Ciment
7	J-14	J-15	105,4	40	PEHD
8	J-9	J-16	106,58	40	Acier Galvanisé
9	J-10	J-17	105,94	40	Acier Galvanisé
10	J-12	J-18	491,28	120	Amiante Ciment
11	J-18	J-19	44,66	40	PEHD
12	J-13	J-20	36,78	40	Acier Galvanisé
13	J-37	J-38	38,98	40	Acier Galvanisé

**Tableau I-7:** Les caractéristiques des différents tronçons du réseau existant:**SIDI NAAMANE CENTRE (suite)**

<b>N° des tronçons</b>	<b>De nœud</b>	<b>Au nœud</b>	<b>Longueurs(m)</b>	<b>Diamètres (mm)</b>	<b>Matériaux</b>
14	J-37	J-39	101,78	40	Acier Galvanisé
15	J-40	J-41	58,37	40	Acier Galvanisé
16	J-41	J-42	23,73	40	Acier Galvanisé
17	J-41	J-43	158,83	40	Acier Galvanisé
18	J-40	J-44	7,24	40	Acier Galvanisé
19	R-1	J-44	5,67	300	PEHD
20	J-44	J-60	5,62	120	Amiante Ciment
21	T-3	J-7	191,29	120	Amiante Ciment
22	J-11	T-5	29,66	120	Amiante Ciment
23	T-5	J-37	39,45	40	Acier Galvanisé
24	J-40	T-5	148,26	80	Acier Galvanisé
25	J-60	T-3	1 043,75	120	Amiante Ciment

**Tableau I-8:** Les caractéristiques des différents tronçons du réseau existant:

## VSA

N° des tronçons	De nœud	Au nœud	Longueurs(m)	Diamètres (mm)	Matériaux
1	J-21	J-22	23,8	120	Amiante Ciment
2	J-22	J-23	24,17	80	Amiante Ciment
3	J-23	J-24	245,73	80	Amiante Ciment
4	J-23	J-25	134,32	40	Acier Galvanisé
5	J-22	J-26	356,44	120	Amiante Ciment
6	J-21	J-27	61,21	120	Amiante Ciment
7	J-27	J-28	116,41	40	Acier Galvanisé
8	J-27	J-29	66,81	120	Amiante Ciment
9	J-29	J-30	310,2	120	Amiante Ciment
10	J-30	J-31	2,17	40	Acier Galvanisé
11	J-31	J-32	133,17	80	PEHD
12	J-29	J-33	334,74	120	Amiante Ciment
13	J-33	J-30	80,74	120	Amiante Ciment
14	J-33	J-34	80,43	40	Acier Galvanisé
15	J-31	J-35	19,15	40	Acier Galvanisé
16	R-1	J-35	5,67	300	PEHD
17	J-35	J-59	5,61	120	Amiante Ciment

18	J-59	T-3	1 046,81	120	Amiante Ciment
19	T-3	J-21	282,59	120	Amiante Ciment

**Tableau I-9:** Les caractéristiques des différents tronçons du réseau existant :

### FORAGE DE LA MOSQUEE

N° des tronçons	De nœud	Au nœud	Longueurs(m)	Diamètres (mm)	Matériaux
1	J-46	J-47	68,83	80	PEHD
2	J-49	J-50	103,6	80	PEHD
3	J-49	J-51	94,43	80	PEHD
4	J-51	J-52	105,53	40	Acier Galvanisé
5	J-52	J-53	13,59	40	Acier Galvanisé
6	J-52	J-54	39,32	40	Acier Galvanisé
7	J-54	J-55	71,2	80	PEHD
8	J-55	J-46	8,43	80	PEHD
9	R-1	J-55	3,15	300	PEHD
10	J-46	J-49	49,67	80	PEHD
11	H44	H45	160	32,01	PEHD

On constate que le réseau a un linéaire global de 14414,14 ml. sur lesquels nous avons 9041,21 ml soit 60 % Amiante ciment .3778 ml soit 28% Acier Galvanisé et 1594.93 ml soit 12 % PEHD. Il apparaît clairement la prédominance d'Amiante ciment qui représente plus de 60 % du réseau de distribution.

#### I-7-4-L'adduction :

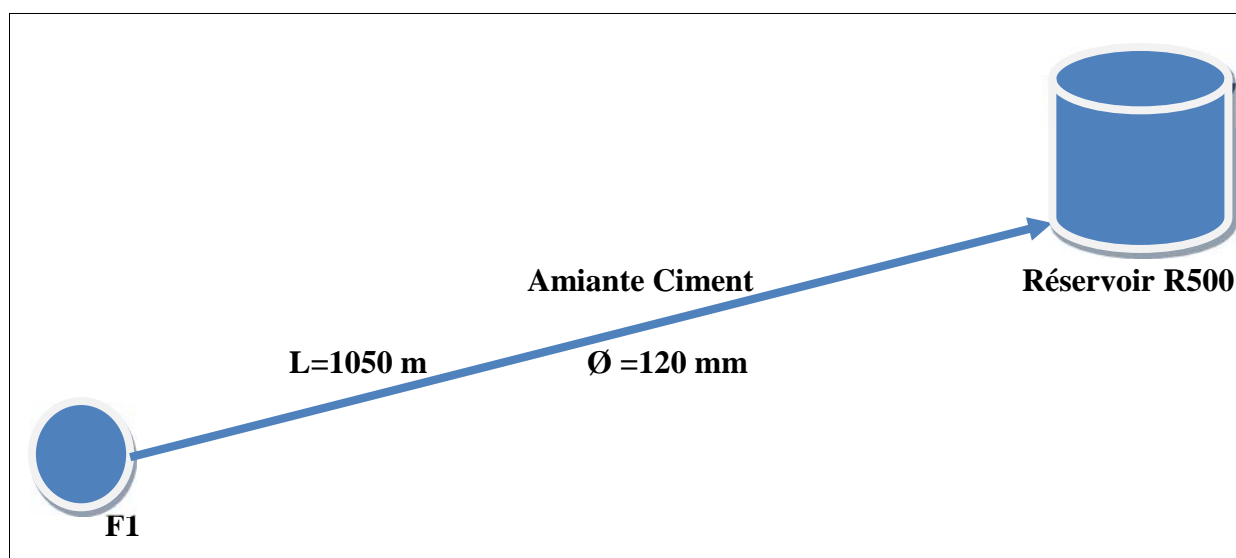
Le linéaire du réseau d'adduction d'eau potable s'élève à **1050 m**. Le forage Khemis El Khadem alimente le réservoir Sidi Youcef R500

Tableau I.10 : caractéristiques de l'adduction

Adduction	longueur (m)	Ø (mm)	Matériau	Etat de la conduite	Recommandation
F1-Ch des Vannes- Réservoir R500	1050	120	Amiante Ciment	Moyen	Remplacer à long terme

Source (ADE d'El Omaria)

Schéma de l'adduction :



Conclusion :

Après avoir fait connaissance de différents côtés de notre agglomération, sa situation géographique, son tissu et normes urbaines ainsi les caractéristiques de notre réseau, on remarque que le réseau fonctionne avec des conduites anciennes n'assure pas les bonnes qualités d'eau car il existe des conduites en Acier Galvanisé et en Amiante Ciment ainsi que la



mise en place des conduites en PEHD sans dimensionnements pour répondre à une urgence (quartier d'habitants précaire et séisme).



# CHAPITRE II

## CALCUL DES BESOINS

**Introduction :**

Tout projet d'alimentation en eau potable doit être dimensionné pour satisfaire les besoins actuels et futurs. Cette exigence est difficile à satisfaire car les besoins évoluent, leur évolution suit deux facteurs :

- La croissance de la population dans la localité pour laquelle est réalisé le projet.
- L'augmentation de la consommation en eau par usager.

Afin de faire un diagnostic efficace dans notre étude, on doit estimer avec exactitude les différents besoins en eau de notre agglomération, pour cela on doit fixer une norme pour chaque catégorie de consommateur.

**II-1- Evaluation de la Population future:**

Le taux d'accroissement doit être en corrélation avec une courbe tendance dont le tracé ne sera significatif que lorsque qu'il sera basé sur quatre ou cinq recensements au moins, cette courbe a une tendance dégressive comme le montre les différentes études de PDAU.

La projection de la population est faite sur la base du dernier recensement en 2008, en prenant un taux d'accroissement de 1,90% pour le court terme, 2,00% pour le moyen terme et 2,10% pour le long terme. Nous disposons comme donnée de base, le nombre de la population en 2012 qui est évalué à 7000 habitant.

**II-1-2-Estimation de la population :**

Pour les calculs d'estimation de la population future, nous utiliserons la formule de l'équation des intérêts composés:

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

Avec :

$P_n$  : la population à l'horizon de calcul.

$P_0$  : la population actuelle.

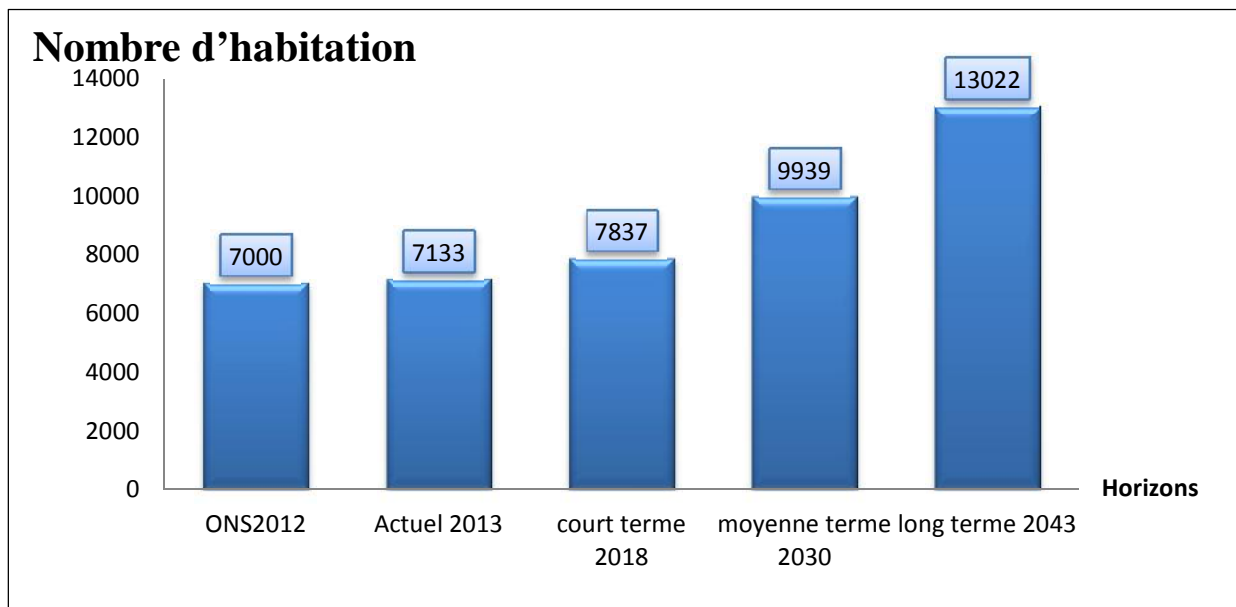
$\dagger$  : Le taux d'accroissement moyen annuel de la population.

$n$  : le nombre des années d'écart.

Nous allons donc résumer l'ensemble des résultats de calcul dans le tableau II.1.

**Tableau II-1 : La population pour différents horizons.**

	ONS	Actuel	court terme	moyenne terme	long terme
Horizons	2012	2013	2018	2030	2043
Taux d'accroissement (%)	1,9	1,9	1,9	2	2,1
nombre d'habitation	7000	7133	7837	9939	13022



**Figure II-1 : Prévision de la population de la zone d'étude.**

**II-2-Evaluation des besoins :**

Pour le calcul des besoins, on a opté pour une dotation de 150 l/j/hab pour le moyen terme, et 200 l/j/hab pour le long terme suite aux informations recueillis auprès de la DHW de la wilaya de Médéa.

**II-2-1-Besoin domestique :**

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule suivante:

$$Q_{moyj} = \frac{(Q_i * N_i)}{1000} \dots\dots\dots (II-2)$$

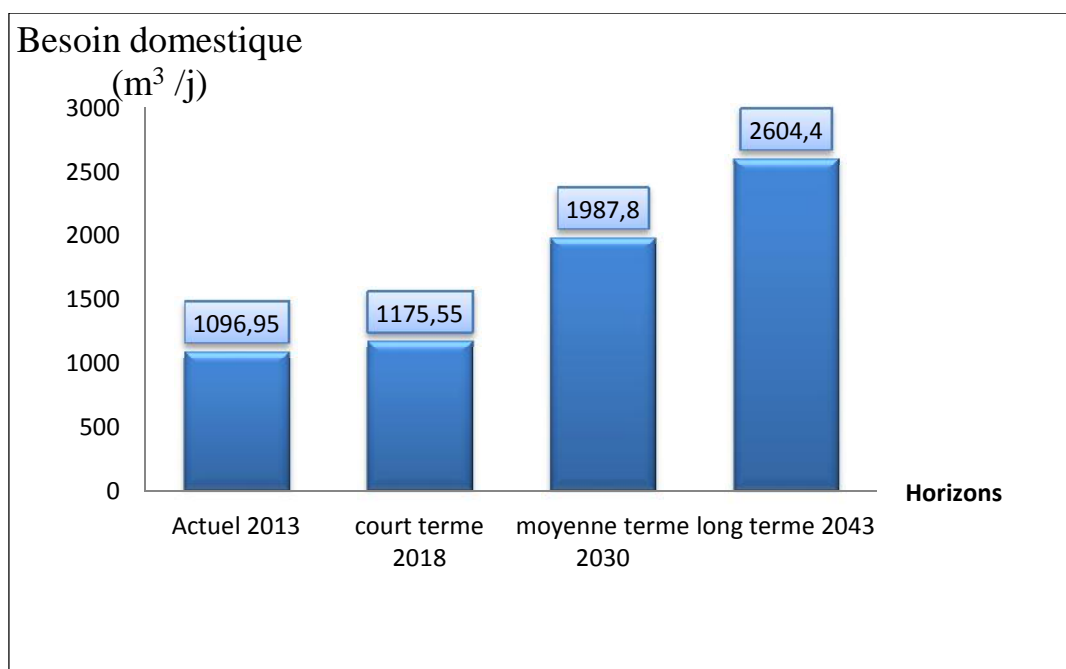
Avec :

- $Q_{moyj,j}$  : consommation moyenne journalière en m<sup>3</sup>/j ;
- $Q_i$  : dotation journalière en l/j/hab ;
- $N_i$  : nombre de consommateurs ;

Les résultats de calcul des débits moyenne journalier pour les différents horizons et résume dans le tableau II.2.

**Tableau II-2** : Les besoin domestique pour différents horizons.

Horizons	Nombre d'habitant	Dotation (l/j/hab)	Besoin domestique (m <sup>3</sup> /j)
Actuel (201 3)	7133	150	<b>1096,95</b>
Court terme(2018)	7837	150	<b>1175,55</b>
Moyen terme(2030)	9939	200	<b>1987,8</b>
Long terme(2043)	13022	200	<b>2604,4</b>



**Figure II.2** : Les besoin journalières domestiques en fonction de l'horizon.

## II-2-2-Calcul des besoins d'équipements:

Tableau II-3: Débit moyen des différents consommateurs :

Horizon	Nature de consommateurs	Nombre de cons.	Dotation (l/j.cons)	Q moy j (m3/j)
Actuel	03 Ecoles primaires	750	10	7,5
	03 CEM	1650	10	16,5
	Lycée	850	10	8,5
	Centre de santé	20	15	0,3
	02 stades communaux	80	10	0,8
	maison des jeunes	20	10	0,2
	CFPA	730	15	10,95
	siège APC	30	10	0,3
	crèche	20	10	0,2
	Commissariat	40	30	1,2
	gendarmerie	40	15	0,6
	siège forêts	20	15	0,3
	siège de la protection civil	30	15	0,45
	siège SUCH	30	10	0,3
	siège de l'hydraulique	60	10	0,6
	siège de l'ADE	60	10	0,6
	Siège des Impôts	20	10	0,2
	garde communal	25	30	0,75
	20 locaux commerciaux	420	10	4,2
	03 boulangeries	15	15	0,225
	07 douches	560	80	44,8
	02 hammams	160	80	12,8
	Station de service	50	10	0,5
	05 cafétérias	25	10	0,25
	02 restaurants	20	15	0,3
	Marché hebdomadaire	5	10	0,05
02 mosquées	2500	15	37,5	
<b>Total 1</b>				<b>148,50</b>
Long terme proposé par le PDAU	06 classes (extension)	240	10	2,4
	10 CEM + 23 classes	17420	10	174,2
	Lycées	850	10	8,5
	CFPA	730	30	21,9
	Mosquée	1250	15	18,75
	Centre de santé	20	15	0,3
	Salles de soins	15	15	0,225
	Maternité	15	15	0,225
	salle omni sport	100	30	3
	salle de sport	30	30	0,9
	maison des jeunes	20	10	0,2
	centrale téléphonique	10	10	0,1
	Station de service	50	10	0,5
<b>Total 2</b>				<b>231,2</b>
<b>Total</b>				<b>380,45</b>

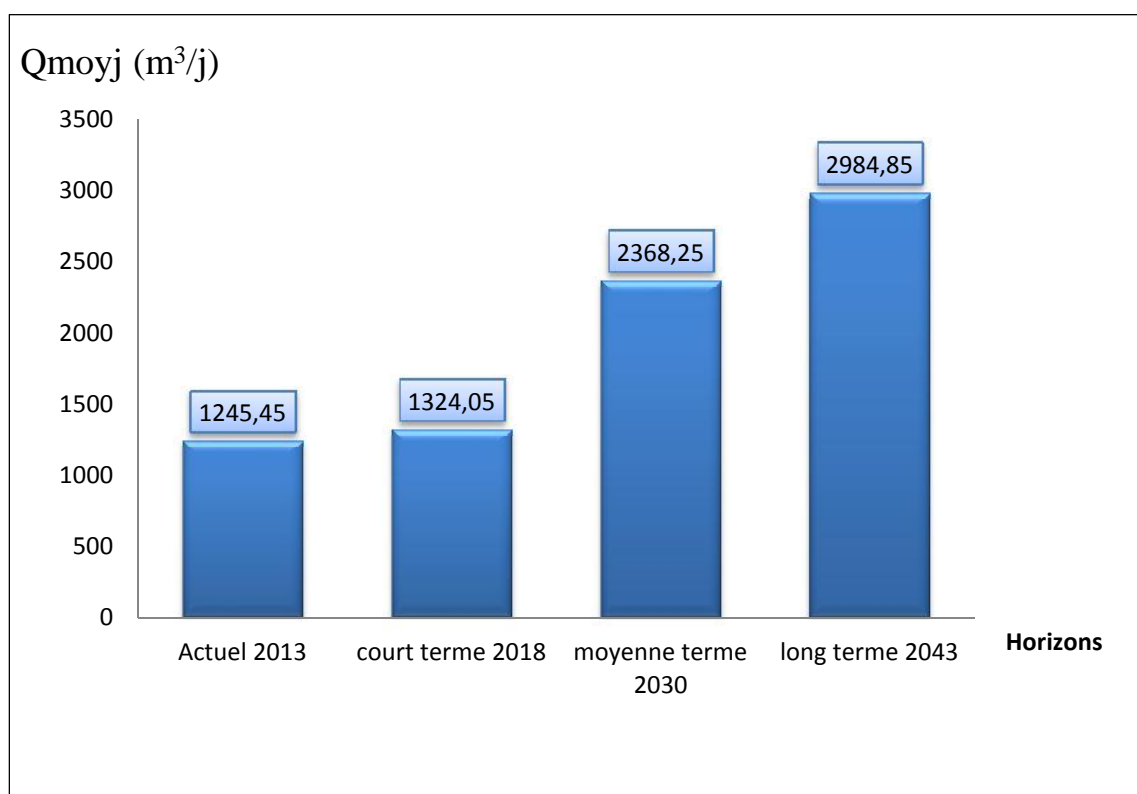
**II-2-3-Calcul des besoins totaux ( $Q_{moyj}$ ):**

La consommation moyenne journalière totale représente la somme de la consommation moyenne journalière domestique et les besoin d'équipement.

Les résultats des calculs des besoins totaux et résume dans le tableau **II.4**

**Tableau II-4:** Débits moyen journalières des différents horizons.

Horizons	Actuel <b>2013</b>	Court terme <b>2018</b>	Moyen terme <b>2030</b>	Long terme <b>2043</b>
Besoin domestique ( $m^3/j$ )	1096,95	1175,55	1987,8	2604,4
Besoins des équipements ( $m^3/j$ )	148,50	148,50	380,45	380,45
$Q_{moyj}$ ( $m^3/j$ )	1245,45	1324,05	2368,25	2984,85



**Figure II-3 :** Les débits moyens journaliers en fonction de l'horizon.



**II-3-Variation des débits de consommation dans le temps :**

Le débit demandé par les différentes catégories des consommateurs est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps.

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée.
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville.
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week-end.
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population. Elles représentent les variations les plus importantes.

**II-4- Coefficient d'irrégularité :****II-4-1- Coefficient d'irrégularité maximale journalière ( $K_{max,j}$ ) :**

Le coefficient d'irrégularité maximale journalière ( $K_{max,j}$ ) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière et de la consommation moyenne journalière :

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

Ce coefficient varie entre 1,1 et 1,3. Pour notre cas on prend  $K_{max,j} = 1,3$ .

**II-4-2- Coefficient d'irrégularité minimale ( $K_{min,j}$ ) :**

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \dots\dots\dots (II-4).$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier.  $K_{min,j}$  varie de 0,7 à 0,9. Pour notre cas on prend  $K_{min,j} = 0,8$ .

**II-4-3- Coefficient maximal horaire ( $K_{max,h}$ ) :**

Les ouvrages de distribution d'eau doivent être dimensionnés pour fournir la demande horaire maximale de la journée de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivante :

$$K_{max,h} = \max \cdot \max \dots\dots\dots (II-5).$$

- $K_{max}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend  $K_{max} = 1,3$ .
- $K_{min}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II-5 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau II -5 :**  $K_{max}$  en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
$K_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

- Pour l'état actuel (2013) on a un nombre d'habitants de 7133 **hab**, donc  $K_{max} = 1,381$   
 $K_{max,h} = 1,3 * 1,381 = 1.7953$ .
- Pour long terme (2043) on a un nombre d'habitants de 21674 **hab**, donc  $K_{max} = 1,27$   
 $K_{max,h} = 1,3 * 1,27 = 1,650714$ .

**II-4-4- Coefficient minimal horaire ( $K_{min, h}$ ) :**

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant la consommation la plus faible de la journée :

$$K_{min,h} = K_{min} \cdot K_{pop} \dots \dots \dots \text{(II-6)}$$

$K_{min}$ : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend :  $K_{min} = 0,5$ .

$K_{pop}$ : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau II-6 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau II-6 :**  $K_{min}$  en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
$K_{min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0.7

- Pour l'état actuel (2013) on a un nombre d'habitants de 7000**hab**, donc  $K_{min} = 0,29248$   
 $K_{min,h} = 0,5 * 0,29248 = 0,146244$ .
- Pour long terme (2043) on a un nombre d'habitants de 13022**hab**, donc  $K_{min} = 0,4302$   
 $K_{min,h} = 0,5 * 0,4302 = 0,2151$ .

**II -5- Détermination des débits journaliers :****II -5-1- Consommation maximale journalière ( $Q_{\max,j}$ ) :**

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

Ce débit est donné par :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots \text{(II-7)}$$

- $Q_{\max,j}$ : débit maximum journalier en  $\text{m}^3/\text{j}$  ;
- $Q_{\text{moy},j}$ : débit moyen journalier en  $\text{m}^3/\text{j}$  ;
- $K_{\max,j}$  : coefficient d'irrégularité maximale journalière, voire la formule (II-3)

Donc :  $Q_{\max,j} = 1.3 * Q_{\text{moy},j}$

Les résultats de calcul des consommations maximales journaliers et résume dans le tableau II.7

**Tableau II-7 : débits maximums journalières des différents horizons.**

	<b>Actuel</b>	<b>Court terme</b>	<b>Moyen terme</b>	<b>Long terme</b>
<b>Horizons</b>	<b>2013</b>	<b>2018</b>	<b>2030</b>	<b>2043</b>
$Q_{\text{moy},j} (\text{m}^3 / \text{j})$	1245,45	1324,05	2368,25	2984,85
$k_{\max,j}$	1.3	1.3	1.3	1.3
$Q_{\max,j} (\text{m}^3 / \text{j})$	1619,085	1721,265	3078,725	3880,37

**II -5-2- Consommation minimale journalière (Q<sub>min j</sub>) :**

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

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots(\text{II-8})$$

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

Les résultats de calcul des consommations minimales journaliers et résume dans le tableau **II.8**

**Tableau II-8 : débits minimums journalières des différents horizons.**

	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
Horizons	2013	2018	2030	2043
$Q_{\text{moy},j}(\text{m}^3 / \text{j})$	1245,45	1324,05	2368,25	2984,85
$k_{\min,j}$	0,8	0,8	0,8	0,8
$Q_{\min,j}(\text{m}^3 / \text{j})$	996,36	1059,24	1894,6	2387,88

**II-6- Détermination des débits horaires :**

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

**II-6-1- Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\max,j}}{24} \dots\dots\dots(\text{II-9})$$

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

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

- Pour actuel (2013) :  $Q_{\text{moy},h} = \frac{2047,63}{24} = 67,462 \text{ m}^3/\text{h}$

- Pour long terme (2043) :  $Q_{\text{moy},h} = \frac{3880,305}{24} = 161,68\text{m}^3/\text{h}$

**II-6-2- Détermination du débit maximum horaire :**

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

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} * Q_{\text{moy},h} \dots \dots \dots \text{(II-10)}.$$

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

$K_{\max,h}$  : coefficient de pointe horaire voir formule (II-5)

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

On a donc :

- Pour actuel (2013) :  $Q_{\max,h} = 1.7953 * 67,462 = 121,11 \text{ m}^3/\text{h} = 33,642 \text{ L/s}$ .
- Pour long terme (2043) :  $Q_{\max,h} = 1,650714 * 161,68 = 266,887 \text{ m}^3/\text{h} = 74.135 \text{ L/s}$

**II -7- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :**

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants (Voir annexe N<sup>0</sup> II-1).

**Remarque :**

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage ( ) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas on choisit la répartition moins de 10000 habitants pour l'horizon actuel (2013) et pour l'horizon 2043 variant de 10001 à 50000.

Tableau II-9 : Variation des débits horaires (2013).

Heures	Consommation total		Courbe de la consommation	
	$Q_{\max,j}=1619.085 \text{ m}^3/\text{J}$		Cumulée	
(h)		$\text{m}^3/\text{h}$		$\text{m}^3/\text{h}$
<b>0-1</b>	1.0	<b>16.191</b>	1	16.191
<b>1_2</b>	1.0	<b>16.191</b>	2	32.382
<b>2_3</b>	1.0	<b>16.191</b>	3	48.573
<b>3_4</b>	1.0	16.191	4	64.763
<b>4_5</b>	2.0	32.382	6	97.145
<b>5_6</b>	3.0	48.573	9	145.718
<b>6_7</b>	5.0	80.954	14	226.672
<b>7_8</b>	6.5	105.241	21	331.912
<b>8_9</b>	6.5	105.241	27	437.153
<b>9_10</b>	5.5	89.050	33	526.203
<b>10_11</b>	4.5	72.859	37	599.061
<b>11_12</b>	5.5	89.050	43	688.111
<b>12_13</b>	7.0	<b>113.336</b>	50	801.447
<b>13-14</b>	7.0	<b>113.336</b>	57	914.783
<b>14-15</b>	5.5	89.050	62	1003.833
<b>15-16</b>	4.5	72.859	67	1076.692
<b>16-17</b>	5.0	80.954	72	1157.646
<b>17-18</b>	6.5	105.241	78	1262.886
<b>18-19</b>	6.5	105.241	85	1368.127
<b>19-20</b>	5.0	80.954	90	1449.081
<b>20-21</b>	4.5	72.859	94	1521.940
<b>21-22</b>	3.0	48.573	97	1570.512
<b>22-23</b>	2.0	32.382	99	1602.894
<b>23-24</b>	1.0	<b>16.191</b>	100	1619.085
<b>total</b>	100	1619.085		

NB:  $Q_{\max, h} = 113.336 \text{ m}^3/\text{h}$ ,  $Q_{\max, h} = 31,482 \text{ L/s}$   
 $Q_{\min, h} = 16.191 \text{ m}^3/\text{h}$ ,  $Q_{\min, h} = 4,497 \text{ L/s}$

D'après ce tableau on trace le graphe de consommation et la courbe intégrale représentée dans les figures II.4 et II.5 respectivement :

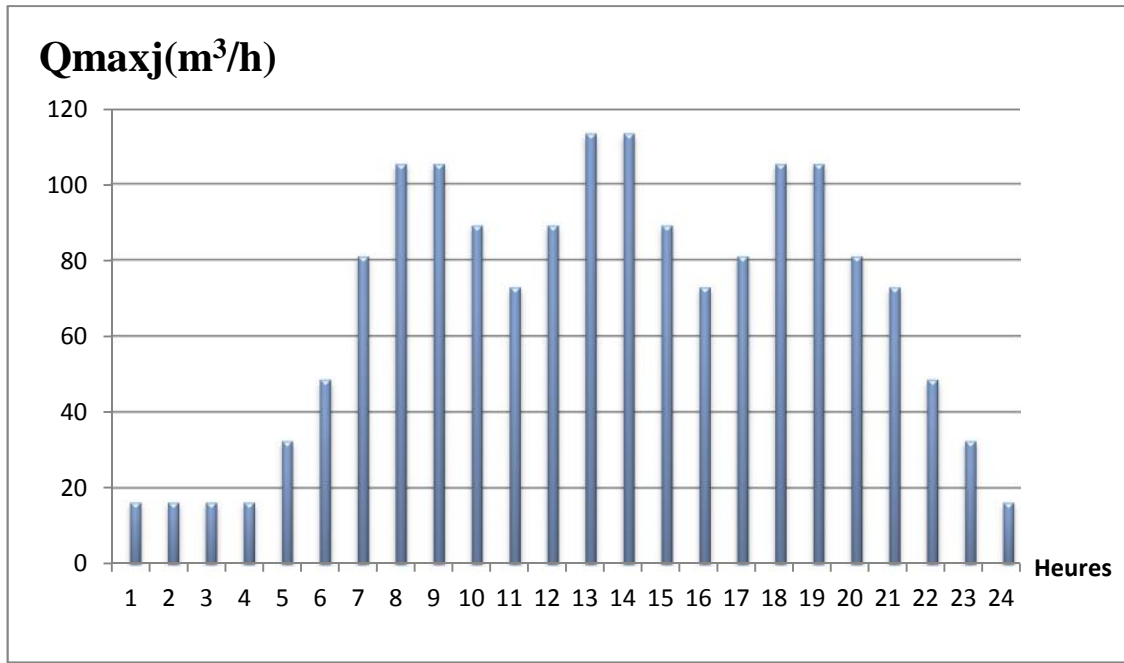


Figure II-4: Graphique de consommation totale.

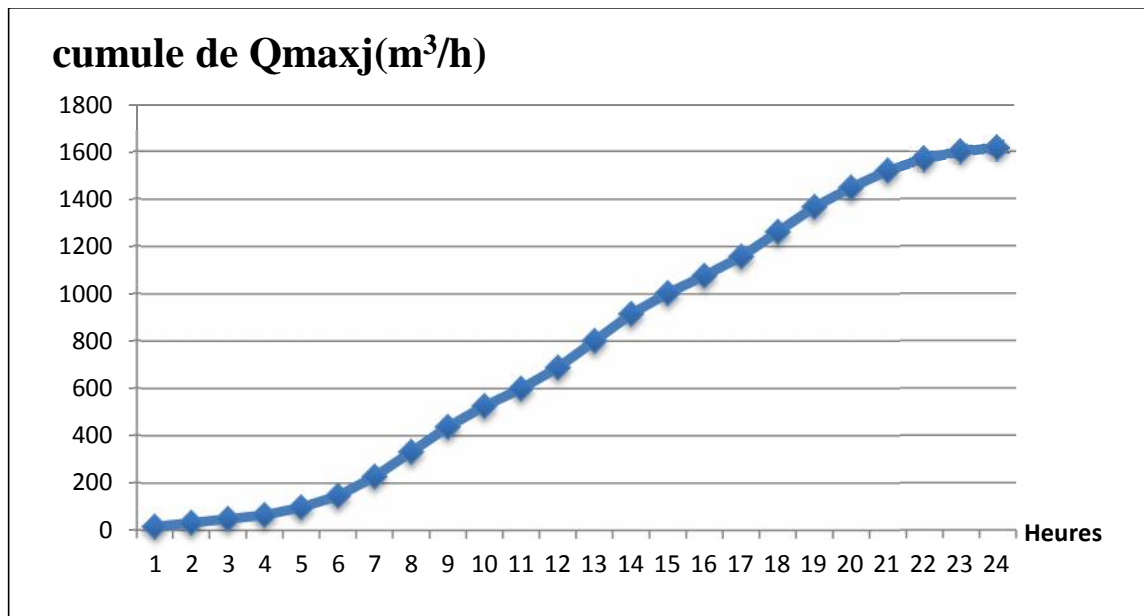


Figure II-5 : Courbe intégrale.

**Tableau II-10** : Variation des débits horaires (2043).

Heures	Consommation total		Courbe de la consommation	
	$Q_{\max,j}=3880.305 \text{ m}^3/\text{J}$		Cumulée	
(h)		$\text{m}^3/\text{h}$		$\text{m}^3/\text{h}$
0-1	1,5	58.205	1.5	58.205
1_2	1,5	58.205	3	116.409
2_3	1,5	58.205	4.5	174.614
3_4	1,5	58.205	6	232.818
4_5	2,5	97.008	8.5	329.826
5_6	3,5	135.811	12	465.637
6_7	4,5	174.614	17	640.250
7_8	5,5	213.417	22	853.667
8_9	6,25	<b>242.519</b>	28	1096.186
9_10	6,25	<b>242.519</b>	35	1338.705
10_11	6,25	<b>242.519</b>	41	1581.224
11_12	6,25	<b>242.519</b>	47	1823.743
12_13	5	194.015	52	2017.759
13-14	5	194.015	57	2211.774
14-15	5,5	213.417	63	2425.191
15-16	6	232.818	69	2658.009
16-17	6	232.818	75	2890.827
17-18	5,5	213.417	80	3104.244
18-19	5	194.015	85	3298.259
19-20	4,5	174.614	90	3472.873
20-21	4	155.212	94	3628.085
21-22	3	116.409	97	3744.494
22-23	2	77.606	99	3822.100
23-24	1,5	<b>58.205</b>	100	3880.305
Total	100	3880.305		



NB :  $Q_{\max, h} = 242.519 \text{ m}^3/\text{h}$  ,  $Q_{\max, h} = 67.37 \text{ L/s}$

$Q_{\min, h} = 58.205 \text{ m}^3/\text{h}$ ,  $Q_{\min, h} = 16.17 \text{ L/s}$

D'après ce tableau on trace le graphique de consommation et la courbe intégrale représentée dans les figures II-6 et II-7 respectivement :

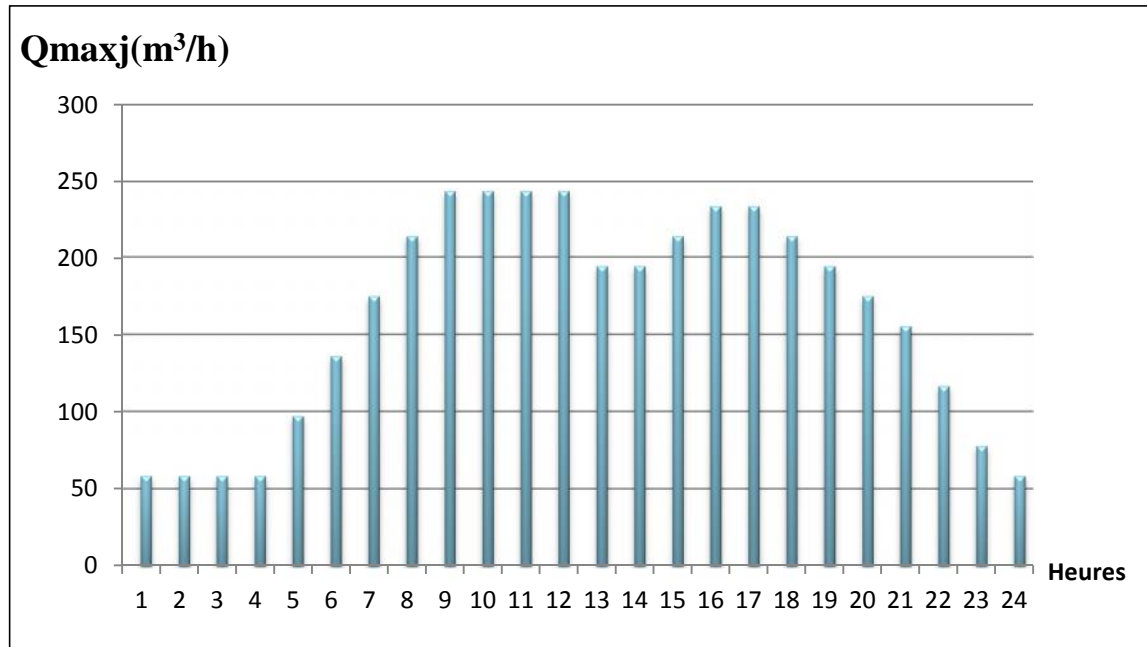


Figure II.6 : Graphique de consommation totale.

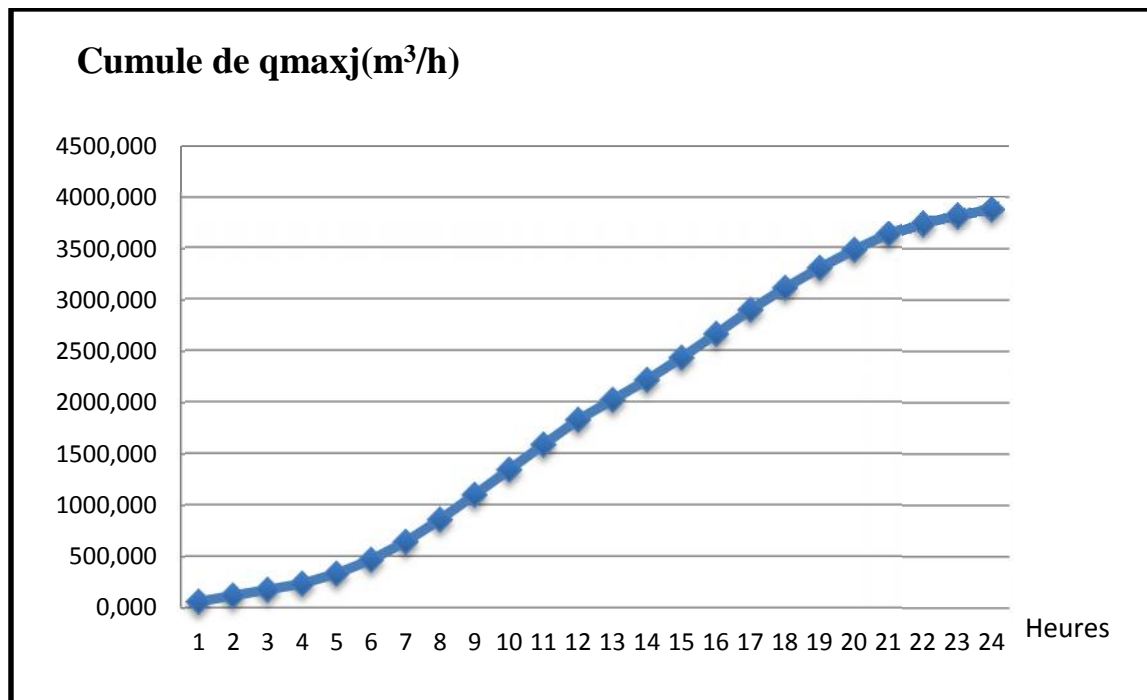


Figure II.7 : Courbe intégrale.

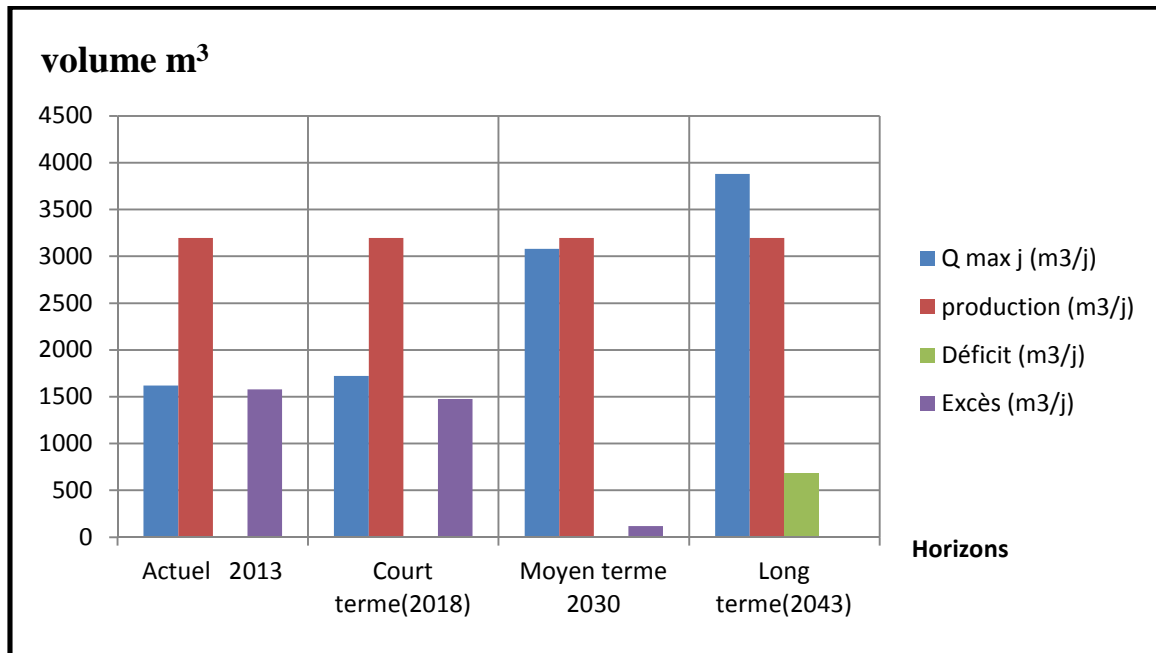
**II.8 Production :****Tableau II-11** : Production pour la zone d'étude à partir de forage.

Source	Debit d'exploitation (l/s)	Production(m <sup>3</sup> /j)
F1 Khmis Kadim	20	1728
F2 Mosquée	17	1468.8
		<b>Total=3196.8</b>

**II.8-1-Bilan de comparaison (production-Besoin) :****Tableau II.12** : Bilan de comparaison.

Horizons	Actuel 2013	Court terme 2018	Moyen terme 2030	Long terme 2043
<b>Q max j (m<sup>3</sup>/j)</b>	1619.09	1721.265	3078.73	3880.305
<b>production (m<sup>3</sup>/j)</b>	3196.8	3196.8	3196.8	3196.8
<b>Déficit (m<sup>3</sup>/j)</b>	0	0	0	683.505
<b>Excès (m<sup>3</sup>/j)</b>	1577.72	1475.535	118.075	0

Pour mieux visualiser le bilan de comparaison besoins –production de la ville, on présente le graphe suivant :



**Figure II-8 :** Comparaison besoin -production.

**Interprétation :** D'après les résultats du bilan de comparaison ci-dessus il apparaît clairement que la production réservée pour l'horizon à moyen terme 2030, et pour l'horizon 2043 on doit chercher une autre source pour combler le déficit.

**Conclusion :**

Nous avons remarqué que la population de zone haute a pratiquement doublé à l'horizon d'étude ainsi que la consommation maximale journalière et que la production réservée pour la zone de Sidi Naamane est satisfaisante les besoins actuels seulement mais en futurs on doit chercher une autre source pour combler le déficit. Il est donc nécessaire de vérifier à ce que nos capacités des réservoirs vont satisfaire la demande de notre agglomération dans le temps.

**CHAPITRE III**  
**ETUDE DES RESERVOIRS**  
**DE STOCKAGE**

**Introduction :**

Les points de relia entre les réseaux de distribution et d'adduction sont les réservoirs, ces derniers se sont des ouvrages hydrauliques permettant l'accumulation des eaux et leur distribution d'une façon continue, et assurent la régularisation des débits et de pressions dans le réseau de distribution.

Leur dimensionnement doit être bien fait, pour assurer un bon fonctionnement dans le temps et une quantité nécessaire et suffisante lors des heures de pointe.

Dans notre projet, nous allons utiliser les réservoirs existants avec les caractéristiques citez au chapitre I.

**III-1-Rôles des Réservoirs :**

Le rôle du réservoir est :

- Assurer la continuité de distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- Emmagasinement de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage ;
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore ;
- Réduction des investissements sur les ouvrages de production et le réseau de distribution ;
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe) ;
- Assurer une réserve d'incendie ;
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau ;
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations ;
- Ils peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.

**III -2-Emplacement des réservoirs :**

Malgré qu'on a des réservoirs existants, leurs emplacement doit respecter les aspects suivants:

- 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 ce qui est vérifié pour notre ville ;

- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau ; soit à proximité de l'important centre de la consommation
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante ;
- La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

### **III-3-Principe de fonctionnement :**

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante ;
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction distribution) ce pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution

### **III-4-Classification des réservoirs :**

#### **III-4-1-Types des réservoirs :**

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

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

#### **III-4-2-Les facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir :**

- Conditions topographiques de la région à desservir.
- Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer.
- Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.

#### **III-4-3-Les critères les plus souvent retenus pour le choix du type de réservoir :**

- Les facteurs économiques ;
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- Les possibilités d'adaptation au réseau ;

- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

#### **III-4-4-Les formes des réservoirs les plus utilisées :**

- **Rectangulaire ou carrée** : En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.
- **Circulaire** : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration. Ce type d'exécution ne convient pas dans un terrain en pente soumis à des sollicitations dissymétriques.

Pour notre cas les réservoirs sera de type réservoir semi enterré et qui présente les avantages suivants :

- Économie sur les frais de construction ;
- Étude architecturale très simplifiée ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation de la température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

#### **III-5-Equipements des réservoirs :**

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé par :

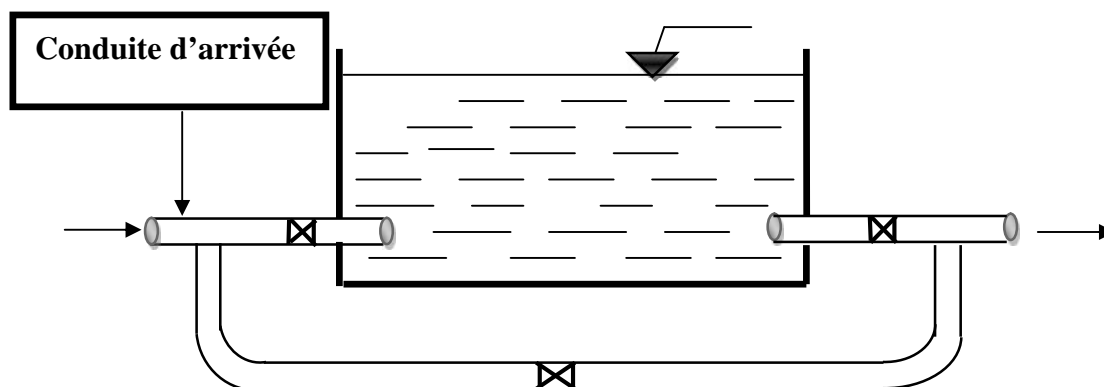
- Une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- Une conduite de départ ou de distribution ;
- Une conduite de trop-plein ;
- Une conduite de vidange ;
- Une conduite by-pass ;
- Un système de matérialisation d'incendie ;

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre.

**III-5-1-conduite d'arrivée ou d'alimentation :**

Cette conduite, du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par la bas, toujours a l'oppose de la conduite de départ, pour provoquer, en quelque sorte le brassage d'eau.

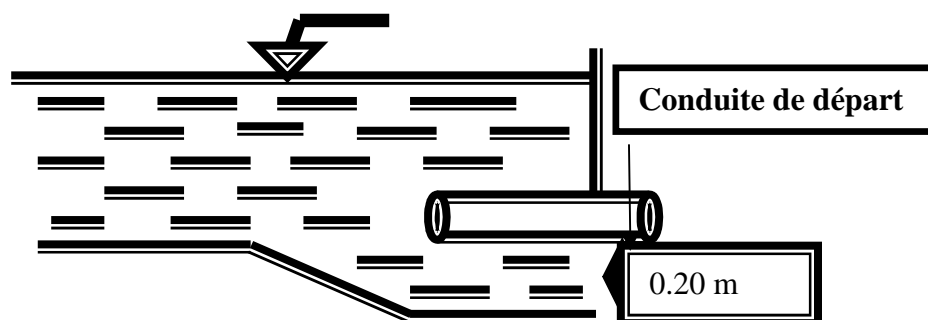
Cette arrivée par le bas ou en siphon noyé permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et écoulement par rouleaux.



**Figure III-1 :** Conduite d'arrivée par le bas.

**III-5-2-Conduite de départ ou de distribution :**

Cette conduite est placée a l'oppose de la conduite d'arrivée a quelques centimètres au dessus du radier (15 a 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension .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 a survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.



**Figure III-2 :** Conduite de départ



**III-5-3-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.

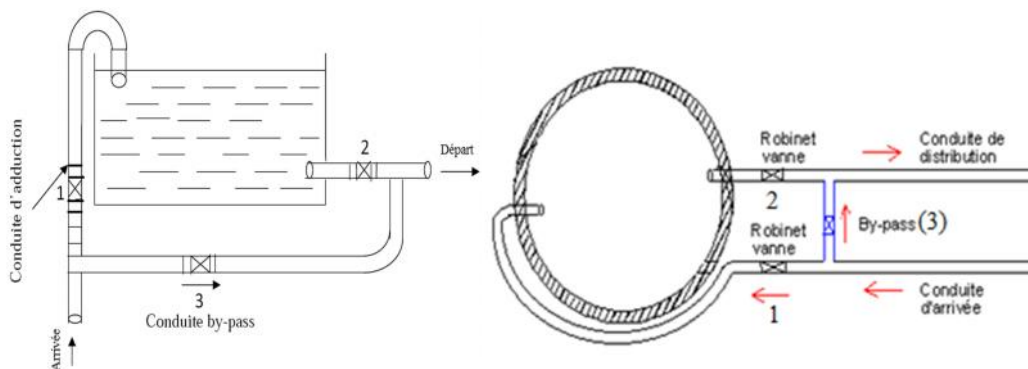
**III-5-4-Conduite de vidange :**

La conduite de vidange permet la vidange des réservoirs d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

On a intérêt à n'effectuer pas cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

**III-5-5-Conduite by-pass.:**

Elle relie la conduite d'adduction (conduite d'arrivée) à celle de distribution, et sert à alimenter le réseau directement sans stocker l'eau lors de l'isolement de réservoir. Comme montre la figure suivante :



**Figure III-3: Conduite by-pass.**

Le fonctionnement de la conduite de By-pass sera come suite :

- Les vannes 1 et 2 sont fermées.
- La vanne 3 ouverte.

Dans ce cas, l'eau arrive au réservoir se dirige directement vers l'agglomération. Cette conduite est utilisée pour séparer le réservoir dans le cas d'entretien ou réparation.

### III-5-6-Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

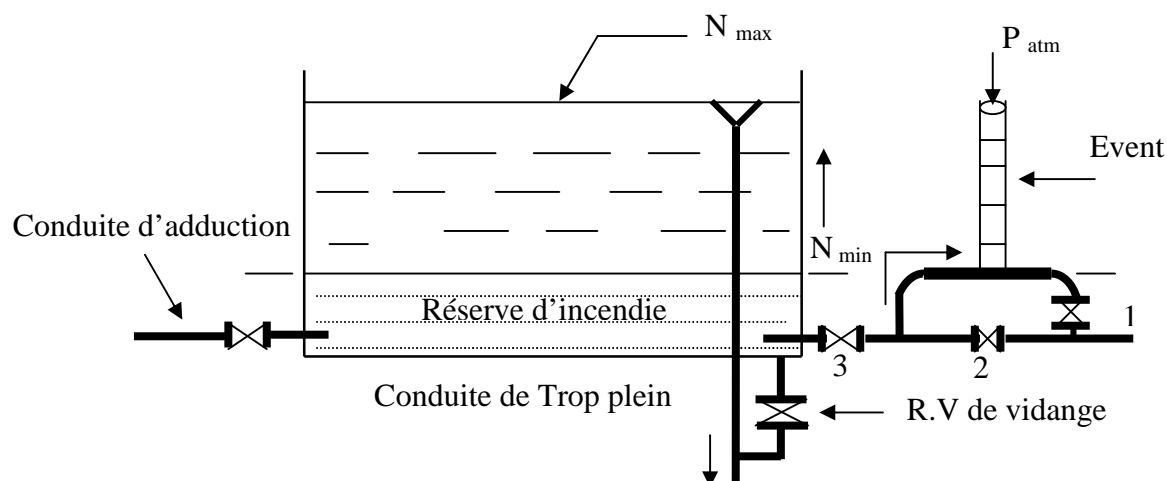
Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela un système en siphon présente dans la figure III.4.

C'est une disposition spéciale de la lientérie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint. C'est une seule prise et comporte un siphon à évent avec une réserve d'incendie commandée à distance.

Son fonctionnement est le suivant :

- Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.
- Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

Comme le montre la figure suivante :



**Figure III-4:** Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

### III-6-Capacités des réservoirs :

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- La méthode graphique.
- La méthode analytique.

**III-6-1-Méthode graphique :**

Cette méthode est basée sur le volume d'eau entrant et sortant pendant un jour. On trace les courbes de volumes cumulés 'Va' provenant de l'alimentation et 'Vc' correspondant à la consommation. Ensuite, On traçant la courbe de la différence entre les deux courbes précédentes, qui est : [Va – Vc].

Alors, le volume minimum nécessaire du réservoir  $V_{rés}$  sera égal à la somme en valeurs absolues, de la plus grande valeur (positive) ' $V^+$ ' et de la plus petite valeur (négative) ' $V^-$ ' de cette différence, on obtiendra le résidu maximal journalier.

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

$$V_r = \frac{Q_{max.j} \times R_{max}}{100} ;$$

Avec :

$V_r$  : le volume de régulation ( $m^3$ ).

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

$R_{max}$  : résidu maximal journalier (%).

Tel que ce résidu représente  $R_{max} = V^-$

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

Pour calculer le volume total en ( $m^3$ ), on ajoutant le volume de la réserve d'incendie ( $120 m^3$ )

$$V_T = V_r + V_{inc} ;$$

Cette méthode est très précise. Car, on dispose des statistiques suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe. Elle est illustrée par la figure suivante :

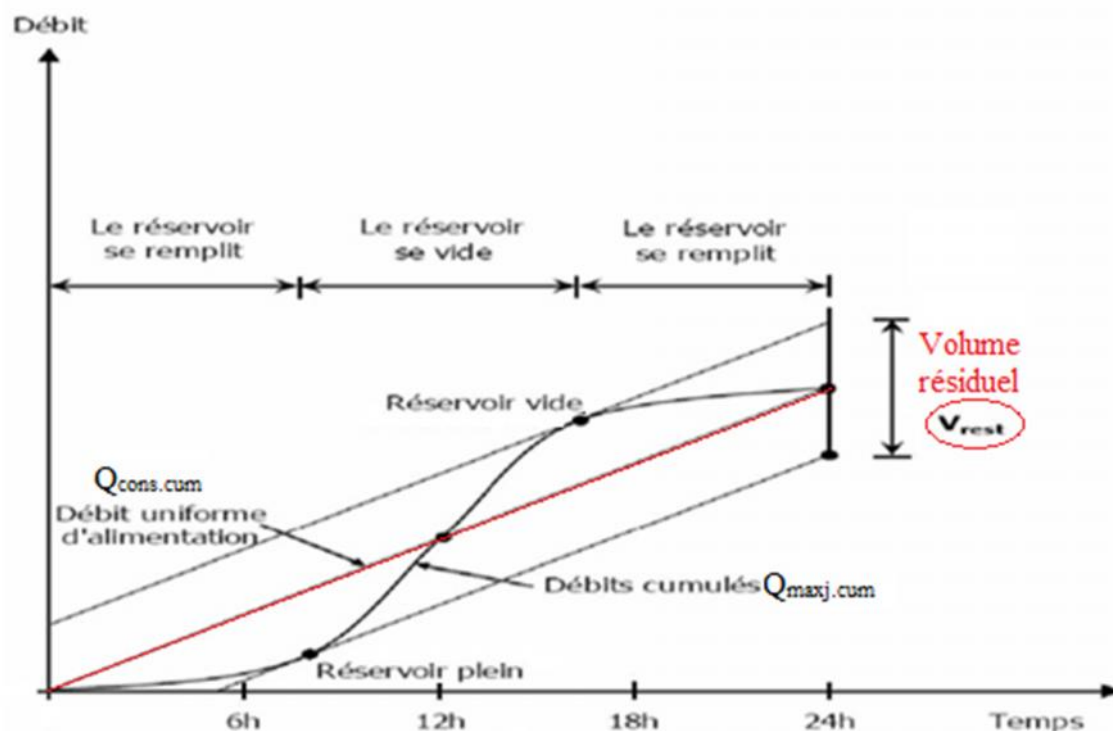


Figure III-5: Graphique de la méthode graphique.

### III-6-2-Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

$$V_r = \frac{a \times Q_{\max.j}}{100} ;$$

$V_r$  : capacité résiduelle (m<sup>3</sup>).

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

$Q_{\max.j}$  : La consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j).

Tout en ajoutant le volume de la réserve d'incendie, donc le volume total sera :

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

$V_T$  : capacité totale du réservoir (m<sup>3</sup>).

$V_r$  : capacité résiduelle (m<sup>3</sup>).

$V_{inc}$  : volume d'incendie estimé à **120 m<sup>3</sup>**.

**III-7-Analyse de la capacité de stockage :**

Le départ représenté dans le tableau suivant qui est la consommation de la population pendant la journée et la nuit, est tiré à partir de tableau **II.9** en fonction de nombre de la population de la ville de Sidi Naamane.

La station de pompage fonctionnent 20h/j, depuis 4:00 jusqu'à 24:00.

**Tableau III-1 : Analyse de la capacité de stockage.**

Heures (h)	Apport par la pompe (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	reste d'eau (%)
0-1	0	1.00	----	1	8,5
1_2	0	1.00	----	1	7.5
2_3	0	1.00	----	1	6,5
3_4	0	1.00	----	1	5.5
4_5	5	2.00	3	----	8,5
5_6	5	3.00	2	----	10.5
6_7	5	5.00	0	----	<b>10.5</b>
7_8	5	6.50	----	1,5	9
8_9	5	6.50	----	1, 5	7.5
9_10	5	5.50	----	0, 5	7
10_11	5	4.50	0.5	0	7.5
11_12	5	5.50	----	0.5	7
12_13	5	7.00	0	2	5
13_14	5	7.00	0	2	3
14_15	5	5.50	----	0,5	2,5
15_16	5	4.50	0.5	0	3
16_17	5	5.00	----	0	3
17_18	5	6.50	----	1,5	1.5
18_19	5	6.50	0	1.5	0
19_20	5	5.00	0	----	0
20_21	5	4.50	0.5	----	0,5
21-22	5	3.00	2	----	2,5
22-23	5	2.00	3	----	5,5
23-24	5	1,00	4	----	9.5

D'après le tableau précédent, le résidu maximal pour la zone d'étude est de 10,5 %. Donc, le volume utile pour l'état actuel est donné par la formule suivante:

$$V_r = \frac{Q_{\max} \times R_{\max}}{100} ;$$

Avec  $R_{\max}=10,5\%$

$$V_r = \frac{10,5 \times 1619,085}{100} = 170,004 m^3$$

Et le volume de réservoir  $V_t = V_{cal} + V_{inc}$

Avec  $V_{inc}$  : volume réservé pour l'incendie ; il est estimé à  $120 m^3$

Donc

$$V_t = 170,004 + 120 = 290,004 m^3$$

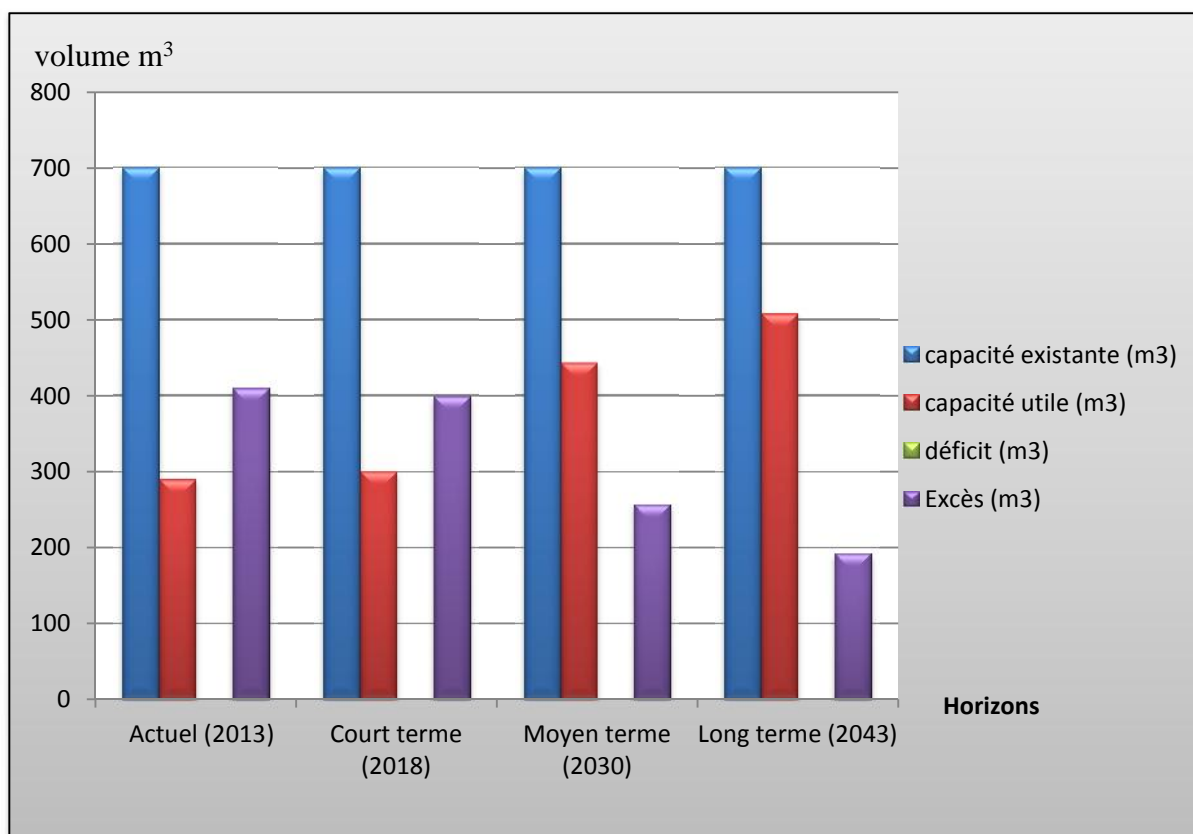
La capacité totale des réservoirs existants est de  $500 m^3 + 200 m^3$ , ce qui fait un volume total existant de  $700 m^3$ , alors que le volume calculé est estimé à  $290,004 m^3$ .

Alors la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

### III -7-1- vérification de la capacité de stockage future:

**Tableau III-2 : bilan besoin- stockage.**

horizons	Actuel (2013)	Court terme (2018)	Moyen terme (2030)	Long terme (2043)
capacité existante ( $m^3$ )	700	700	700	700
capacité utile ( $m^3$ )	290.004	300.733	443.266	508.03
déficit ( $m^3$ )	0	0	0	0
Excès ( $m^3$ )	409.996	399.267	256.734	191.97



**Figure III-6:** Comparaison besoin –stockage.

**Interprétation :** D’après les résultats du bilan de comparaison besoin- stockage ci-dessus il apparait clairement que la capacité existante est satisfaisante les besoins actuel et futur avec un excédent moyen.

**Conclusion :**

La détermination de la capacité du réservoir nous a permis de savoir s’il y a intérêt à projeter un réservoir, mais après la vérification du volume nous avons conclu que la ville de Sidi Naamane ne nécessite pas la projection d’un autre réservoir.

Par suite et à partir de ces résultats nous pouvons procéder au dimensionnement du réseau de distribution.

**CHAPITRE IV**  
**DIAGNOSTIC DE SYSTEME**  
**D'AEP EXISTANT**



## Introduction

En Alimentation en eau potable, l'objectif des études de diagnostic est d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement des réseaux, chaîne de production et les ouvrages de stockage, en vue de proposer des solutions techniques et des recommandations appropriées.

La ville de SIDI NAAMANE possède un réseau d'alimentation en eau potable vétuste qui s'avère insuffisant devant le développement qu'elle a connu en matière d'urbanisme et de mode de vie des habitants.

Cette étude a pour objet de faire le diagnostic des systèmes d'alimentation en eau potable et cela en représentant l'état des lieux des services d'alimentation d'eau potable de la ville, ainsi la détermination des zones d'insuffisance que pose le réseau afin de prévoir des travaux d'aménagement, d'entretien et de réhabilitation.

### IV.1 Diagnostic de la chaîne de production

Comme nous l'avons montré dans le précédent chapitre, l'alimentation en eau potable de la ville de SIDI NAAMANE est assurée par les ressources en eaux citées ci-dessous :

1. Le forage F1 Khmis Kadim
2. Le forage F2 Mosquée

Les fiches techniques des deux forages sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1 : Caractéristiques des forages existants**

Forage	F1 Khmis Kadim	F2 Mosquée
<b>Cote NGA (m)</b>	654,48	653,78
<b>Année de mise en service</b>	2001	1998
<b>Nature de tubage</b>	Acier	Acier
<b>Profondeur (m)</b>	220	240
<b>Profondeur de calage (m)</b>	54	85

**Tableau IV.2 : Suite de Tableau IV.1**

Forage	F1 Khmis Kadim	F2 Mosquée
<b>Profondeur statique (m)</b>	34	42
<b>Profondeur dynamique (m)</b>	----	----
<b>Débit théorique du forage (l/s)</b>	25	22
<b>Débit exploité du forage (l/s)</b>	20	17
<b>Destination d'alimentation</b>	Réservoir de 500m <sup>3</sup>	Réservoir de 200m <sup>3</sup>

L'état des accessoires existants au niveau des quatre forages sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3 : L'état des accessoires existants au niveau des deux forages**

Forage	Pièce	Etat	Recommandation
<b>Khmis El Kdim</b>	Pompe	Bon	/
	Tableau de commande	Bon	/
	Compteur	Bon	/
	Vanne	Fuite	Remplacer immédiatement
	Ventouse	Fuite	Remplacer immédiatement
	Clapet	Fuite	Réparer immédiatement
	Débitmètre	Inexistant	Mettre un débitmètre
<b>Centre Ville</b>	Système de Javellisation	Bon	/
	Pompe	Bon	/
	Tableau de commande	Bon	/
	Compteur	Bon	Récemment remplacé
	Vanne	Fuite	Remplacer immédiatement
	Ventouse	Fuite	Remplacer immédiatement
	Clapet	Bon	/
Débitmètre	Inexistant	Mettre un débitmètre	
Système de Javellisation	Bon	/	

Source (ADE d'El Omaria)

Caractéristiques des pompes dans chaque forage :

Les caractéristiques détaillées des pompes figurent dans le tableau ci après :

**Tableau IV.4 : Caractéristiques des pompes**

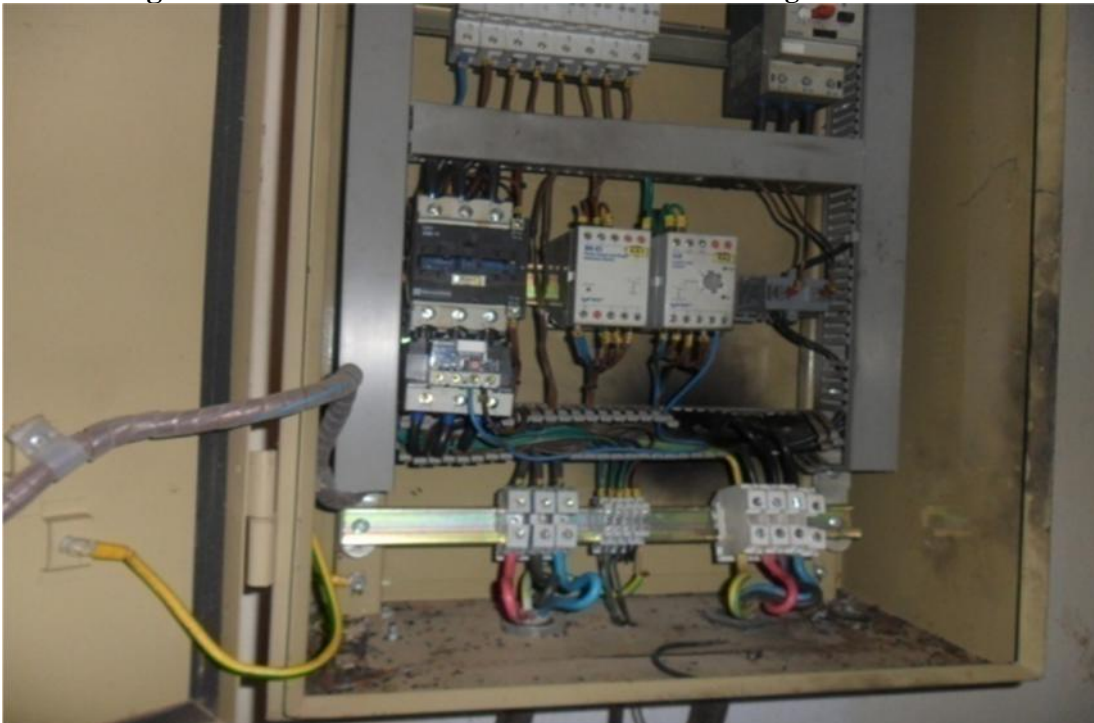
Localisation	C de calage	Nature	Marque	Q (m <sup>3</sup> /h)	HMT (m)	P (kW)	Observation
			Moteur/pompe				
F1 Khmis	54	Immergée	ODESSE/PANELLI	20,7	160	11	fonctionnel
F2 Mosquée	85	Immergée	FUNKLIN/SUBLINE	7.38	125	2,2	fonctionnel

**Source (ADE d'El Omaria)**

Les figures suivantes représentent les défaillances existantes au niveau des deux forages par des photos prise sur site :



**Figure N°1 : Etat actuel des vannes au niveau de forage centre 200m<sup>3</sup>**



**Figure N°2: Armoire de commande en état dégradé Forage Khmis el kadim à réparer**



**Figure N°3 : Système de Javellisation à rénover : Forage de la Mosquée**



**Figure N°4 : Système de Javellisation à rénover Forage Khmis El Kadim**

## IV.2 Diagnostic des ouvrages du stockage

Actuellement la couverture du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de SIDI NAAMANE est assurée par deux (02) ouvrages de stockage.

- Le réservoir R-1 de capacité 500m<sup>3</sup>.
- Le réservoir R-2 de capacité 200m<sup>3</sup>.

### IV.2 .1 Réservoir R500 semi enterré

Ce réservoir est semi enterré de forme circulaire (Figure IV.8) ayant un volume de 500 m<sup>3</sup>. Il est situé au Nord Ouest de la ville de Sidi Naamane dont la côte du terrain naturelle (CTN) est de 698,64m. Il est dans un bon état. Il est construit en béton, alimenté par refoulement à partir de forage KHMIS KADIM,. Les caractéristiques principales de ce réservoir sont données dans le tableau IV.5



**Figure IV.3** Réservoir R500m<sup>3</sup>

**Tableau IV.5 :** Caractéristiques principales du réservoir R500

Localisation	C. Radier (NGA)	C. Trop plein (NGA)	Volume (m <sup>3</sup> )	Nature	Etat
Sidi Youcef	698,64	701,44	500	Semi-enterré	En service

**IV.2 .2 Réservoir R200 semi enterré :**

Ce réservoir est implanté dans le centre de la ville sur une côte du terrain naturelle de 669,30 m.

**Tableau IV.6 :** Caractéristiques principales du réservoir R200

Localisation	C. Radier (NGA)	C. Trop plein (NGA)	Volume (m <sup>3</sup> )	Nature	Etat
Centre	669,30	672,1	200	Semi-enterré	En service

Les défaillances existantes au niveau des trois réservoirs est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7 :** Défaillances existantes au niveau des réservoirs

Réservoir	Pièce	Etat	Recommandation
Sidi Youcef	Structure	Bon	/
	Conduite d'entrée	Dégradé et Fuites	Remplacer la partie dégradée immédiatement
	Conduite de sortie	Bon	/
	Conduite de trop plein	Déverse dans le milieu naturel	Introduire le trop plein dans le réseau
	Vanne	Fuite	Remplacer immédiatement
	Trappes	Dégradé non conforme aux règles de la sécurité	Remplacer immédiatement
	Echelle	Dégradé non conforme aux règles de la sécurité	Remplacer immédiatement
Centre Ville	Structure	Bon	/
	Conduite d'entrée	Dégradé et Fuites	Remplacer la partie dégradée immédiatement
	Conduite de sortie	Bon	/
	Conduite de trop plein	Déverse dans le milieu naturel	Introduire le trop plein dans le réseau
	Vanne	Fuite	Remplacer immédiatement
	Trappes	Dégradé non conforme aux règles de la sécurité	Remplacer immédiatement

**IV.3 Diagnostic de réseau et l'adduction :****A )Les conduites :**

Le réseau de la ville de SIDI NAAMANE est constitué de différents diamètres variant de 40 mm à 200mm et la nature des conduites est de type ACIER GALVANISE, AMIANTE CIMENT et PEHD.

Nous avons constaté les natures de conduites suivantes :

- 60 % Amiante ciment : DN80, 125.
- 28% Acier Galvanisé : DN 49.
- 12 % PEHD : DN40, 80.



**B )Etat des regards**

On a enregistré quelques regards qui sont en mauvais état voir la figure ci-après :

- Les regards d'adduction station de reprise réservoirs R2000m3

**Caractéristique des regards**

**FigureIV-7** : regard en mauvais état au niveau de réseau

**C )Etat des conduites de distributions**

Les conduite d'alimentation principales de cette ville ont été réalisés il y'a des dizaine d'années et se maintiennent encore et présente un état moyen par contre le réseau intérieur de plusieurs quartier est obsolète et inadéquat, Il a été mis en place pour répondre à une urgence sans aucune approche quant au choix du matériau et l'équilibre de l'ensemble.

Les figures suivantes représentent l'état de conduite :

Les tableaux suivants regroupent toutes les pièces et les conduites existantes détaillant leur état avec la recommandation (voir les annexes)



**FigureIV-8 : Etat des conduites de distributions**

**IV .4 Recommandation**

## 1. Recommandations concernant les forages :

- Entretien des abris des forages
- Le compteur d'eau. Le monomètre. La prise d'échantillon pour l'analyse d'eau.
- Le débit maximum à ne pas dépasser...etc.
- Déterminer les paramètres de forage, le débit spécifique et le débit maximum d'exploitation, pour que le choix du groupe électropompe immergée, soit bien adapté et cela à partir des essais de pompage.

## 2. Recommandations concernant les réservoirs :

- Installer des compteurs au niveau de la conduite de distribution pour l'ensemble des réservoirs.
- Installer des capteurs de niveau.
- Elimination des traces d'humidité sur les parements extérieurs par brossage.
- Rétablissement du système d'évaluation des eaux pluviales et mettre en place des descentes d'eau pour éviter un ruissellement sur les parois.
- Nous proposons la construction d'une clôture en maçonnerie.

## 3. Concernant l'adduction

- Projeter une conduite en PEHD, remplaçant la conduite existante de refoulement en Amiante ciment ; reliant le forage de KMIS KHADEM et le réservoir R500m<sup>3</sup>.

## 4. Recommandations concernant le réseau de distribution :

- Effectue des changements sur certain tronçon pour assure les besoin avec des pressions et vitesse acceptable.
- La réparation des fuites : Les origines des pertes d'eau enregistrées au niveau du réseau de distribution sont dues aux fuites, il faut donc faire une réparation de ces fuites, le mode de réparation est basé sur deux phases qui sont : la recherche des fuites et la réparation.

-la réparation ce fait :

- Soit par soudure de la conduite si celle-ci est en acier. Soit par l'utilisation des manches de réparation qui ne nécessite pas la coupe de la conduite rompue et assurent une plus grande sécurité pour la qualité d'eau, tout en réduisant le coût de l'intervention
- Installer des compteurs et des vannes au niveau de la conduite de distribution.
- La réparation des fuites
- Isolé les conduites vétustes et aussi les conduites sous le bâti.
- Les fuites enregistrées dans la plupart des endroits surtout au niveau des joints.
- Type du réseau ramifié, qu'on va le transférer en un réseau maillé.
- Manque quantitatif d'accessoires de réseau tel que les vannes et les bouches d'incendie.
- Projeter un réseau assure l'alimentation de la zone d'extension de SIDI NAAMANNE.
- 60% des conduites principales du réseau existant sont en amiantes ciments et ce dernier est déconseillé et néfaste pour la santé alors nous devons les changer par des conduites en PEHD.

### **Conclusion**

A cause des anomalies signalisées dans ce chapitre le réseau de SIDI NAAMANE doit renouveler pour satisfaire la demande de l'agglomération en eau potable. Dans ce chapitre, on a donné les différentes propositions d'aménagement pour notre projet, celles du réseau de distribution, ouvrages de stockage, adductions et les forages objet de notre prochain chapitre.

**CHAPITRE IX**  
**PROTECTION ET SECURITE**  
**DE TRAVAIL**

### **V.1 - Introduction**

Après les recommandations que nous avons constaté dans le chapitre précédent sur le réseau actuel et la détermination des différents anomalies, on a éprouvé que le réseau doit être renouvelé, les tronçons inutiles doivent être réparés ou changés complètement. et les remèdes à proposer sont démontrés dans ce chapitre. La projection d'un nouveau réseau doit satisfaire les besoin de l'agglomération actuelle jusqu'à l'horizon de 2043 quantitativement et qualitativement et de point de vue de débit et pression.

### **V.2 - Description du réseau de distribution en eau potable de la ville de Sidi Naamane :**

Dans notre étude, le réseau de distribution du chef –lieu de Sidi Naamane a été réalisé en 1988. Il est construit pour sa grande partie en ramifié, en matériaux d'amiante ciment avec quelques tronçons en acier galvanisé.

Ce dernier est caractérisé par une vétusté de son état et un sous dimensionnement des conduites, ainsi que des fuites irréparables dans la plus part des cas

### **V.3 - Choix du type de réseau de distribution**

Après une analyse précise du plan de masse de l'agglomération chef-lieu de Corso, en tenant compte des quartiers de forte densité d'habitation, la disposition des quartiers et des chaussées, nous avons constaté que notre agglomération présente une configuration qui s'adapte mieux au réseau de type maillé.

A l'exception des deux cités universitaires qui existent au niveau de la ville de Corso, notre agglomération ne possède aucun type de consommateurs ayant une affinité en eau potable. Nous constatons que le débit concentré est nul.

D'une façon générale, suivant la structure et l'importance de l'agglomération, nous distinguons trois types de réseau de distribution à savoir :

#### **4.3.1 - Réseau maillé**

Le réseau maillé est constitué d'une série des conduites qui sont disposées entre elles de telle manière qui il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles suivant le tracé choisi. La présence des boucles ou des mailles réduit le risque de coupure en cas de panne dans la conduite, car elle assure une redondance sur l'acheminement de l'eau, néanmoins ce type de réseau présente certains inconvénients pour lesquels nous citons :

- ✓ Encombrement au niveau du réseau de distribution
- ✓ Détection très difficile des fuites.
- ✓ Gestion délicate du réseau de distribution

Ce type de réseau est utilisé généralement dans les zones urbanisées et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales. Vu ses avantages, ce type de réseau convient bien pour notre agglomération étant donné sa structure et sa configuration.

### V.3.2 - Réseau ramifié [2]

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires raccordées à cette dernière. Ce type de configuration s'adapte pour les zones de type rural qui sont caractérisées par une dispersion de l'agglomération. L'inconvénient majeur de ce type de réseau se caractérise par une réduction de fiabilité du réseau en cas de panne dans les conduites, privant en eau les utilisateurs en aval de points de rupture

### V.3.3 - Réseau combiné

Le réseau combiné est une combinaison entre le réseau ramifié et le réseau maillé. Il présente certains avantages et inconvénients :

#### a-Avantages du réseau de distribution de type combiné

- Nombre de mailles faible
- Alimentation équitable à l'intérieur des mailles
- Pression assurée par les mailles

#### b-Inconvénients du réseau de distribution de type combiné

- Réseau doublé : beaucoup de mailles
- Risque de faibles pressions aux points défavorables
- Risque de fuites élevées.
- Réseau encombrant.

## V.4 - Choix de matériau des conduites

Dans l'objectif de faire un bon choix de matériau qui répond aux critères technico-économiques, nous devons prendre en considération les paramètres suivants :

- Le diamètre de la conduite
- La pression de service supportée par le matériau
- Le prix du matériau
- La durée de vie du matériau
- Les conditions de pose des conduites
- La disponibilité de ce dernier dans le marché

Parmi les matériaux utilisés pour la conception des réseaux d'alimentation en eau potable, nous distinguons : la fonte, l'acier, le pvc (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haut densité).

#### V.4.1 - Les tuyaux en fonte

Les conduites en fonte présentent certains avantages mais aussi plusieurs inconvénients

##### a-Avantages des tuyaux en fonte

- ✓ Bonne résistance au choc et aux charges compressibles
- ✓ Bonne résistance aux forces internes (solllicitation de fluide)
- ✓ Pose des conduites très facile

##### b-Inconvénients des tuyaux en font

- ✓ Très lourds et chères
- ✓ Sensible à la corrosion surtout dans les sols agressifs, cela nécessite une maintenance rigoureuse.
- ✓ Sensible à la corrosion pendant le transport et frais de pose très élevé
- ✓ Mauvaise résistance au cisaillement

#### V.4.2 - Tuyaux en acier

Les tuyaux en acier sont plus légers que le les tuyaux en fonte, cela résulte une économie sur les frais de pose et de transport. Ils présentent certains avantages :

- ✓ Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement)
- ✓ Permettent une réduction important du nombre des joints.

L'inconvénient majeur des tuyaux en acier c'est la corrosion.

#### V.4.3 - Tuyaux en PVC (polyvinyle de chlorure)

##### a- Avantages

- ✓ Bonne résistance à la corrosion.
- ✓ Disponible sur le marché
- ✓ Pose de canalisation très facile

##### b-Inconvénient

- ✓ Risque de rupture

#### V.4.4- Tuyaux en PEHD [4]

##### a- Avantages

- ✓ Bonne résistance à la corrosion interne, externe
- ✓ Disponible sur le marché
- ✓ Pose de canalisation très facile, cela est dû à une flexibilité élevée
- ✓ Fiabilité au niveau des branchements, ce qui réduit le problème des fuites



- ✓ Meilleures caractéristiques hydrauliques de l'écoulement
- ✓ Durée de vie prouvée par le test de vieillissement théoriquement 50 ans à une température de 20°C.
- ✓ Souplesse d'utilisation
- ✓ Résistance aux conditions climatiques

Le seul inconvénient c'est la nécessité d'une technicité élevée pour les jonctions. Dans le cadre de ce projet, nous avons opté pour les conduites en matériaux de PEHD. Ce choix est justifié par de nombreux avantages qu'il présente.

### V.5 - Calcul hydraulique du réseau maillé

Le calcul hydraulique du réseau maillé alimenté par deux réservoirs s'effectue pour les deux cas : cas de pointe et pointe plus incendie. La détermination des débits dans le réseau maillé s'effectue de la manière suivante : d'abord nous appliquons le principe de tracé du réseau maillé :

- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante
- Déterminer l'itinéraire principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- Tracer les conduites principales, pour alimenter l'intérieur des quartiers ces conduites principales doivent être liées entre eux par des conduites secondaires
- Déterminer la longueur de chaque tronçon du réseau de distribution
- Déterminer les débits en route pour les heures considérées (pointe et pointe plus incendie)
- Connaissant le débit en route, déterminer le débit spécifique
- Connaissant les débits en route, calculer les débits nodaux supposés concentrés aux nœuds.
- Le réseau donc sera alimenté par deux réservoirs : réservoir R1 et réservoir R2, nous calculons le débit sortant de chaque réservoir : ces débits sont repartis comme suit :

$$Q(R1) = Q_{\max, h} * (V_1 / (V_1 + V_2))$$

$$Q(R2) = Q_{\max, h} * (V_2 / (V_1 + V_2))$$

- ✓  $V_1$  : c'est la capacité du réservoir R1 qui est égale à 500 m<sup>3</sup>
- ✓  $V_2$  : c'est la capacité du réservoir à projeté qui est égal à 750 m<sup>3</sup>
- ✓  $Q_{\max, h}$  : c'est le débit maximum horaire, dans notre cas est égal à 477.337 m<sup>3</sup>/h

Donc:

$$Q(R1) = 477.337 * (500 / 1250) = 190.935 \text{ m}^3/\text{h} = 52.76 \text{ l/s}$$

$$Q(R2) = 477.337 * (750 / 1250) = 286.401 \text{ m}^3/\text{h} = 79.56 \text{ l/s}$$

- Ces débits donc sont connus, nous calculons les débits nodaux tout en choisissant le nœud d'incendie et en vérifiant l'équation suivante :

$$Q_{\max, h} = \sum Q_{\text{nodaux}}$$

- Nous faisons la première répartition arbitraire des débits tout en vérifiant la loi des nœuds
- Nous proposons des diamètres en fonction des débits repartis tenant compte de la fourchette de vitesse acceptable en hydraulique urbaine.

- Nous procédons au calcul itératif jusqu'à satisfaire la 2<sup>ème</sup> loi d'Hardy Cross.
- Finalement nous déduisons les pressions de service après calcul des pertes de charge.

## V.6 - Détermination des débits

### 4.6.1 - Détermination du débit en route

Le débit en route est défini comme étant le débit reparti uniformément le long de tronçon du réseau, ce dernier est calculé par la formule suivante :

$$\sum Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc}$$

Avec :

$Q_{cons}$  : débit consommé (l/s)

$Q_r$  : somme des débits en route (l/s)

$Q_{conc}$  : somme des débits concentrés qui sont nuls dans notre cas (l/s)

### 4.6.2 - Détermination du débit spécifique

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit en route et la somme des longueurs des tronçons du réseau assurant le service en route. Nous avons intérêt à déterminer ce débit pour les raisons suivants :

- Le dimensionnement d'une conduite, parce que la loi de consommation en eau le long de la longueur de la conduite est mal connue.
- Pour ne pas avoir un surdimensionnement de la conduite de distribution assurant le service en route et mixte.

Le débit spécifique est déterminé par la formule suivante :

$$Q_{sp} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i}$$

### 4.6.3 - Détermination des débits nodaux pour chaque tronçons

Le débit nodal associé à chaque nœud, nous indique la consommation des habitants supposée entourant ce nœud, il est déterminé par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc}$$

$Q_{ri-k}$  : est la somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s)

$Q_{conc}$  : somme des débits concentrés au nœud (l/s)

$Q_{ni}$  : débit au nœud i de consommation (l/s)

#### a-Cas de pointe

A partir de histogramme de la consommation journalière, nous avons constaté que le débit maximum consommé se trouve entre 8 heures et 12 heures, et qui est de l'ordre de 132,6l/s.

notre agglomération n'est pas dotée de gros consommateurs, par conséquent les débits concentrés sont nuls.

Nous avons :

$$Q_{\text{cons}} = 242.519 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{conc}} = 0 \text{ (pas de débit concentré)}$$

Donc :

$$Q_{\text{route}} = Q_{\text{cons}} = 67.37 \text{ l/s}$$

La somme des longueurs assurant le service en route est de 10075m, il en résulte donc un débit spécifique de :

$$Q_{\text{spec}} = 67.37/4926 = 0.01367 \text{ l/s/ml}$$

**Tableau V.1** : Récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe

Période de pointe (8 heures et 12 heures)	$Q_{\text{cons}}$ (l/s)	67.37
	$Q_{\text{conc}}$ (l/s)	0
	$Q_{\text{route}}$ (l/s)	67.37
	Li (m)	4926
	$Q_{\text{spec}}$ (l/s/ml)	0.01367

Ces données nous permettent de calculer le débit en route de chaque tronçon ainsi que le débit de chaque nœud du réseau destiné à la consommation.

**Tableau V.2** : Calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Qspes L/s/ml	Qr (l/s)	Qnoeud(l/s)
1	1_2	137.5	0.01367	1.88	5.95
	1_4	238		3.25	
	1_9	493.5		6.75	
2	2_5	229.5		3.14	3.28
	2_3	112.5		1.54	
	2_1	137.5		1.88	
3	3_2	112.5		1.54	2.86
	3_7	118		1.61	
	3_8	187.5		2.56	
4	4_1	238	3.25	2.57	
	4_5	138.5	1.89		
5	5_2	229.5	3.14	3.46	
	5_4	138.5	1.89		
	5_6	138.5	1.89		
6	6_5	138.5	1.89	2.77	
	6_7	118	1.61		
	6_11	132	1.80		
7	7_3	118	1.61	2.24	
	7_6	118	1.61		
	7_10	91	1.24		
8	8_3	187.5	2.56	3.46	
	8_9	189.5	2.59		
	8_12	96.5	1.32		
	8_R200	32.5	0.44		
9	9_1	493.5	6.75	8.32	
	9_8	189.5	2.59		
	9_13	251	3.43		
	9_16	273.5	3.74		

**Tableau V.3** : Calcule des débits aux nœuds en cas de pointe (suite)

Nœuds	Tronçon	Longueur (m)	Qspes L/s/ml	Qr (l/s)	Qnoeud(l/s)
10	10_7	91	0.01367	1.24	2.54
	10_11	191		2.61	
	10_12	89.5		1.22	
11	11_6	132		1.80	3.95
	11_10	191		2.61	
	11_15	255.5		3.49	
12	12_8	96.5		1.32	1.88
	12_10	89.5		1.22	
	12_13	89.5		1.22	
13	13_9	251		3.43	6.29
	13_12	89.5		1.22	
	13_14	193		2.64	
	13_17	386		5.28	
14	14_13	193		2.64	4.35
	14_15	215		2.94	
	14_18	228.5		3.16	
15	15_11	255.5		3.49	3.22
	15_14	215		2.94	
16	16_9	273.5	3.74	2.36	
	16_17	72	0.98		
17	17_13	386	5.28	4.71	
	17_16	72	0.98		
	17_18	228.5	3.16		
18	18_14	228.5	3.16	3.16	
	18_17	228.5	3.16		

**b-Cas de pointe plus incendie**

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas de pointe, seulement nous devons ajouter le débit d'incendie estimé à 17 l/s et que sera donné par le réservoir R500m<sup>3</sup>. Ce débit considéré comme concentré sera soutiré du nœud n° 17, supposé le point où le risque d'incendie est important.

Donc :  $Q_{\text{nœud 17}} = 4,95 + 17 = 21,95 \text{ l/s}$

**V.7 - Répartition arbitraire des débits**

Après avoir calcul les débits de chaque nœud, nous pouvons donc faire la répartition arbitraire de première approximation des débits pour pouvoir déterminer les diamètres de chaque tronçon







### V.8 - Détermination des diamètres du réseau et des vitesses d'écoulement

Connaissant les débits arbitraires, nous pouvons déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon à travers l'abaque (voir annexe 4.1), tout en introduisant le concept des débits limites et les vitesses limites.

Le calcul de la vitesse d'écoulement est établi par la formule de la continuité suivante :

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{f D^2}$$

Cette vitesse doit être comprise entre 0.5 à 1.5 m/s même jusqu'à 2 m/s, et cela pour éviter les problèmes suivants :

- ✓ Accumulation des dépôts solides
- ✓ Erosion dans les conduites

Le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

**Tableau V.4** : les diamètres avantageux et les vitesses d'écoulement

Tronçon	Débit de pointe	Débit de pointe +incendie	Débit max	Diamètre	Vitesse
	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(mm)	(m/s)
N1-N2	17.77	22.77	22.77	200	0.79
N1-N4	11.83	15.83	15.83	160	0.80
N1-N9	12.58	19.58	19.58	160	0.84
N2-N3	10.45	16.45	16.45	160	0.83
N2-N5	4.04	4.04	4.04	75	1.13
N3-N7	6.85	6.85	6.85	110	0.89

**Tableau V.5** : les diamètres avantageux et les vitesses d'écoulement (suite)

Tronçon	Débit de pointe	Débit de pointe +incendie	Débit max	Diamètre	Vitesse
	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(mm)	(m/s)
N3-N8	0.74	6.74	6.74	110	0.57
N4-N5	9.29	13.29	13.29	160	0.68
N5-N6	9.84	13.84	13.84	160	0.75
N6-N7	1.09	1.09	1.09	75	0.72
N6-N11	6.09	10.09	10.09	125	0.75
N7-N10	5.7	5.7	5.7	125	0.77
N8-R200	19.25	19.25	19.25	160	0.96
N8-N9	6.85	6.85	6.85	125	0.79
N8-N12	9.68	15.68	15.68	125	0.93
N9-N13	6.1	6.1	6.1	110	0.65
N9-N16	5.08	12.08	12.08	125	0.99
N10-N11	3.61	3.61	3.61	75	0.63
N10-N12	0.45	0.45	0.45	75	0.93

**Tableau V.6** : les diamètres avantageux et les vitesses d'écoulement (suite)

Tronçon	Débit de pointe	Débit de pointe +incendie	Débit max	Diamètre	Vitesse
	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(mm)	(m/s)
N11-N15	5.75	9.75	9.75	110	0.85
N12-N13	7.35	13.35	13.35	160	0.68
N13-N14	4.88	4.88	4.88	110	0.61
N13-N17	1.29	7.29	7.29	110	0.82
N14-N15	2.53	6.53	6.53	75	1.10
N14-N18	4.06	8.06	8.06	110	0.77
N16-N17	2.72	9.72	9.72	110	0.77
N17-N18	0.94	4.94	4.94	75	0.94

### V.9 - Détermination du diamètre du tronçon R500-N<sub>1</sub>

Dans notre étude, le nœud 16 a été considéré comme point le plus défavorable du réseau de distribution. La cote de radier du réservoir existant de volume 500 m<sup>3</sup> a été imposée égale à 698.51 m.

Le calcul du diamètre de raccordement de ce réservoir au réseau de distribution s'effectue de la manière suivante :

- ✓ Imposer une pression de service égale à 10 m au point le plus défavorable supposé le nœud 16 dans notre cas pour calculer la cote piézométrique dans ce point.
- ✓ Nous avons calculé les pertes de charge suivant le tracé R500-N1-N9-N16 par la formule de Darcy Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{8 * \lambda * L_e * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} = RQ^2$$

- Q : Débit véhiculé dans la conduite en m<sup>3</sup>/s
- D : Diamètre de la conduite en mètre
- R : C'est la résistance totale de la conduite
- λ : Coefficient de frottement qui peut être évalué par :

La formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{V}{3.7D} + \frac{2.51}{\Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

Ou par la formule de Nikuradze :

$$\lambda = \left( 1.14 - 0.86 \ln \frac{V}{D} \right)^{-2}$$

- V : rugosité absolue de la conduite, qui dépend du matériau de la conduite  
Dans notre cas V est pris égale à 0.1 mm pour le matériau en PEHD
- Le : désigne la longueur équivalente de la conduite en mètre

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

- L<sub>g</sub> : longueur géométrique de la conduite en mètre
- L<sub>es</sub> : désigne la longueur équivalente due aux pertes de charge singulières

Les pertes de charge singulières sont estimées à 15 des pertes de charge linéaires, ce qui revient à majorer la longueur géométrique L de la conduite de 15 % .

$$L_e = 1,15 * L.$$

Sachant que l'écoulement est variable suivant le régime et la nature du matériau, donc nous utilisons la formule de Darcy Weisbach simplifiée :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L * Q^B}{D^m}$$

- s : Coefficient qui tient compte du régime d'écoulement
- m : coefficient qui tient compte de la correction du diamètre en fonction du matériau

**Tableau V.7 :** Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types du tuyau

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

Dans notre cas, nous prenons :  $K' = 0,001052$  ;  $s = 2$  ;  $m = 4.772$  (conduites en P.E.H.D)

Puis nous allons déterminer la cote piézométrique de nœud N° 16 ( $C_{P1}$ )

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau 5.4 suivant :

**Tableau V.8 :** Caractéristiques hydrauliques du tronçon R<sub>500</sub>-N<sub>1</sub>

Nœuds	Tronçon	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Longueur Géométrique (m)	Longueur équivalente totale (m)	Perte de charge totale (m)	Cote piézométrique (m)
1	1-9	16.79	160	493.5	567.525	1.057	668.715
9	9-16	12.09	125	273.5	314.525	0.858	667.658
16	16-9	12.09	125	273.5	314.525	0.858	666.8

Donc, nous constatons que :

$$H_{R500-N1} = C_{R500} - C_{PN1} = 698,51 - 668,715 = 29,795 \text{ m}$$

Le diamètre du tronçon R500-N1 est déterminé par la formule de Darcy-Weisbach suivante :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' L_{eq} Q^B}{\Delta H_t}}$$

- D : diamètre de la conduite du tronçon R<sub>500</sub>-N<sub>1</sub> en mm
- Leq : longueur équivalente totale de la conduite R<sub>500</sub>-N<sub>1</sub>

$$\text{Leq} : 1,15 * L$$

$$\text{Leq} = 1,15 * 227 = 261,05 \text{ m}$$

- Q : débit sortant du réservoir de capacité de 500 m<sup>3</sup> égal à 48,12 l/s

Nous obtenons une valeur de diamètre égal à 105 mm

Nous avons trouvé un diamètre normalisé de 110 mm du tronçon R500-N1 avec une charge disponible très grande donc il faut la diminuer par l'augmentation du diamètre et pour avoir une pression convenable au nœud N1. Donc la valeur du diamètre 160 mm nous donne une pression près de 21mce.

### **V. 10 - Modélisation hydraulique du réseau de distribution**

Le dimensionnement du réseau sera traité par le Logiciel EPANET qui est un logiciel de simulation du comportement hydraulique sur de longues durées dans les réseaux sous pression.

L'injection de paramètres fiables et cohérents est la condition nécessaire et scrupuleuse pour pouvoir simuler le réseau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

La taille du réseau étudié est illimitée.

Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning. Dans notre étude nous avons opté pour utiliser la formule de Darcy-Weisbach. Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc. la rugosité  $V$  est prise égale à 0,1 mm pour le PEHD.

#### **V.10.1 - Calcul des paramètres hydrauliques**

Après avoir introduit les diamètres avantageux dans le logiciel EPANET, nous avons les résultats des deux cas (cas de point et cas de pointe + incendie) représentés respectivement dans les tableaux suivants :

**Tableau V.9** : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons : cas de pointe

<b>État des conduites du Réseau</b>					
<b>Tronçons</b>	<b>Longueur</b>	<b>Diamètre</b>	<b>Débit</b>	<b>Vitesse</b>	<b>Perte de Charge</b>
	<b>m</b>	<b>mm</b>	<b>L/s</b>	<b>m/s</b>	<b>m</b>
Tuyau 2	137.5	315	73.88	1.22	0.652
Tuyau 3	112.5	315	67.73	1.12	0.451
Tuyau 4	238	110	6.65	0.9	2.332
Tuyau 5	138.5	90	4.08	0.83	1.481
Tuyau 6	229.5	75	2.87	0.84	3.163
Tuyau 7	138.5	90	3.49	0.71	1.102
Tuyau 8	187.5	200	36.42	1.49	2.286
Tuyau 9	189.5	75	1.73	0.51	1.012
Tuyau 10	493.5	200	22.42	0.92	2.374
Tuyau 11	118	200	28.45	1.17	0.896
Tuyau 12	118	75	3.9	1.14	2.918
Tuyau 13	132	110	4.74	0.64	0.681
Tuyau 14	191	75	3.16	0.92	3.165
Tuyau 15	91	200	22.31	0.91	0.434
Tuyau 16	89.5	160	16.61	1.06	0.749

**Tableau V.10** : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons cas de pointe  
(suite)

<b>Caractéristiques des Nœuds du Réseau</b>				
<b>Nœud</b>	<b>Altitude</b>	<b>Demande Base</b>	<b>Charge</b>	<b>Pression</b>
	m	L/s	m	m
Nœud 1	672.88	5.94	699.83	26.95
Nœud 2	673.04	3.28	699.18	26.14
Nœud 3	669.3	2.86	698.73	29.43
Nœud 4	661.72	2.57	697.5	35.78
Nœud 5	658.46	3.46	696.02	37.56
Nœud 6	656.5	2.66	694.92	38.42
Nœud 7	659.7	2.24	697.84	38.14
Nœud 8	668.38	3.46	696.45	28.07
Nœud 9	665.85	8.25	697.46	31.61
Nœud 10	658.6	2.54	697.4	38.8
Nœud 11	652.5	3.95	694.24	41.74
Nœud 12	659.43	1.88	696.65	37.22
Nœud 13	656	6.28	695.78	39.78
Nœud 14	649	3.35	689.66	40.66
Nœud 15	650	3.22	691.67	41.67
Nœud 16	656.8	2.36	697.01	40.21
Nœud 17	650.6	4.69	694.52	43.92
Nœud 18	647	3.12	688.31	41.31



**Tableau V.11:** Caractéristiques géométriques et hydrauliques des nœuds : cas de pointe

<b>État des conduites du Réseau</b>					
<b>Tronçons</b>	<b>Longueur</b>	<b>Diamètre</b>	<b>Débit</b>	<b>Vitesse</b>	<b>Perte de Charge</b>
	<b>m</b>	<b>mm</b>	<b>L/s</b>	<b>m/s</b>	<b>m</b>
Tuyau 17	273.5	110	7.01	0.45	0.451
Tuyau 18	96.5	160	8.1	0.52	0.207
Tuyau 19	89.5	110	6.63	0.9	0.871
Tuyau 20	251	110	5.43	0.74	1.677
Tuyau 21	386	75	1.33	0.39	1.262
Tuyau 22	72	75	4.65	1.36	2.490
Tuyau 23	228.5	50	1.29	0.9	6.208
Tuyau 24	228.5	75	1.83	0.53	1.350
Tuyau 25	193	75	4.45	1.3	6.124
Tuyau 26	215	50	0.73	0.51	2.010
Tuyau 27	255.5	90	3.95	0.8	2.568
Tuyau 1	32.5	200	42.79	2.74	7.445
Tuyau 28	227	400	108.9	1.12	0.676

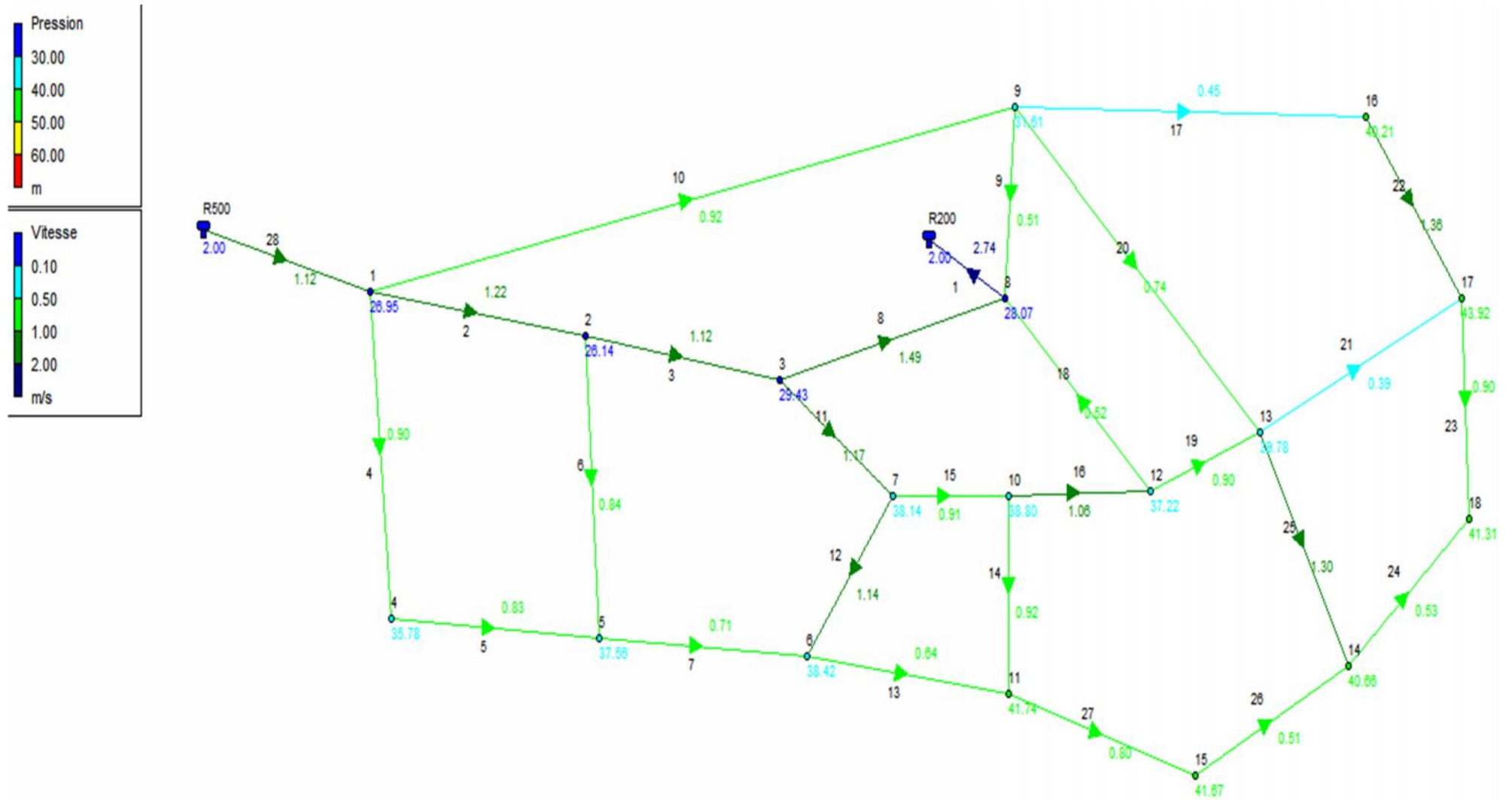


Figure IV.3 : Vitesses et pressions pour le cas de pointe

**Tableau V.12** : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds : cas de pointe plus incendie

<b>Caractéristiques des tronçons du Réseau</b>					
<b>Tronçons</b>	<b>Longueur</b>	<b>Diamètre</b>	<b>Débit</b>	<b>Vitesse</b>	<b>Perte de Charge.</b>
	<b>m</b>	<b>mm</b>	<b>L/s</b>	<b>m/s</b>	<b>m</b>
Tuyau 2	137.5	315	79.7	1.32	0.754
Tuyau 3	112.5	315	73.5	1.21	0.528
Tuyau 4	238	110	6.81	0.93	2.437
Tuyau 5	138.5	90	4.24	0.86	1.590
Tuyau 6	229.5	75	2.92	0.85	3.273
Tuyau 7	138.5	90	3.7	0.75	1.231
Tuyau 8	187.5	200	39.79	1.63	2.711
Tuyau 9	189.5	75	1.62	0.47	0.891
Tuyau 10	493.5	200	32.68	1.34	4.886
Tuyau 11	118	200	30.85	1.27	1.045
Tuyau 12	118	75	3.91	1.14	2.931
Tuyau 13	132	110	4.96	0.67	0.742
Tuyau 14	191	75	3.15	0.92	3.146
Tuyau 15	91	200	24.69	1.01	0.527
Tuyau 16	89.5	160	19	1.22	0.969
Tuyau 17	273.5	110	22.43	1.44	4.075
Tuyau 18	96.5	160	7.31	0.47	0.172
Tuyau 19	89.5	110	9.81	1.33	1.843
Tuyau 20	251	110	3.61	0.49	0.781

**Tableau V.13** : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds : cas de pointe plus incendie (suite)

<b>Caractéristiques des tronçons du Réseau</b>					
<b>Tronçons</b>	<b>Longueur</b>	<b>Diamètre</b>	<b>Débit</b>	<b>Vitesse</b>	<b>Perte de Charge.</b>
	<b>m</b>	<b>mm</b>	<b>L/s</b>	<b>m/s</b>	<b>m</b>
Tuyau 21	386	75	2.6	0.76	4.424
Tuyau 22	72	75	3.07	0.9	1.130
Tuyau 23	228.5	50	0.99	0.69	3.750
Tuyau 24	228.5	75	2.13	0.62	1.798
Tuyau 25	193	75	4.54	1.33	6.375
Tuyau 26	215	50	0.94	0.65	3.210
Tuyau 27	255.5	90	4.16	0.84	2.831
Tuyau 1	32.5	200	42.02	2.69	8.635
Tuyau 28	227	400	125.13	1.28	0.883

**Tableau V.14** : Caractéristiques géométriques et hydrauliques des nœuds dans le réseau : cas de pointe plus incendie

<b>Caractéristiques des Nœuds du Réseau</b>				
<b>Nœud</b>	<b>Altitude</b>	<b>Débit nodale</b>	<b>Charge</b>	<b>Pression</b>
	<b>m</b>	<b>l/s</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
Noeud 1	672.88	5.94	699.63	26.75
Noeud 2	673.04	3.28	698.87	25.83
Noeud 3	669.3	2.86	698.35	29.05
Noeud 4	661.72	2.57	697.19	35.47
Noeud 5	658.46	3.46	695.6	37.14

**Tableau V.15 :** Caractéristiques géométriques et hydrauliques des nœuds dans le réseau :  
cas de pointe plus incendie

<b>Caractéristiques des Nœuds du Réseau</b>				
<b>Nœud</b>	<b>Altitude</b>	<b>Débit nodale</b>	<b>Charge</b>	<b>Pression</b>
	<b>m</b>	<b>l/s</b>	<b>m</b>	<b>m</b>
Noeud 6	656.5	2.66	694.37	37.87
Noeud 7	659.7	2.24	697.3	37.6
Noeud 8	668.38	3.46	695.63	27.25
Noeud 9	665.85	8.25	694.74	28.89
Noeud 10	658.6	2.54	696.77	38.17
Noeud 11	652.5	3.95	693.63	41.13
Noeud 12	659.43	1.88	695.81	36.38
Noeud 13	656	6.28	693.96	37.96
Noeud 14	649	3.35	687.59	38.59
Noeud 15	650	3.22	690.8	40.8
Noeud 16	656.8	2.36	690.67	33.87
Noeud 17	650.6	21.69	689.54	38.94
Noeud 18	647	3.12	685.79	38.79

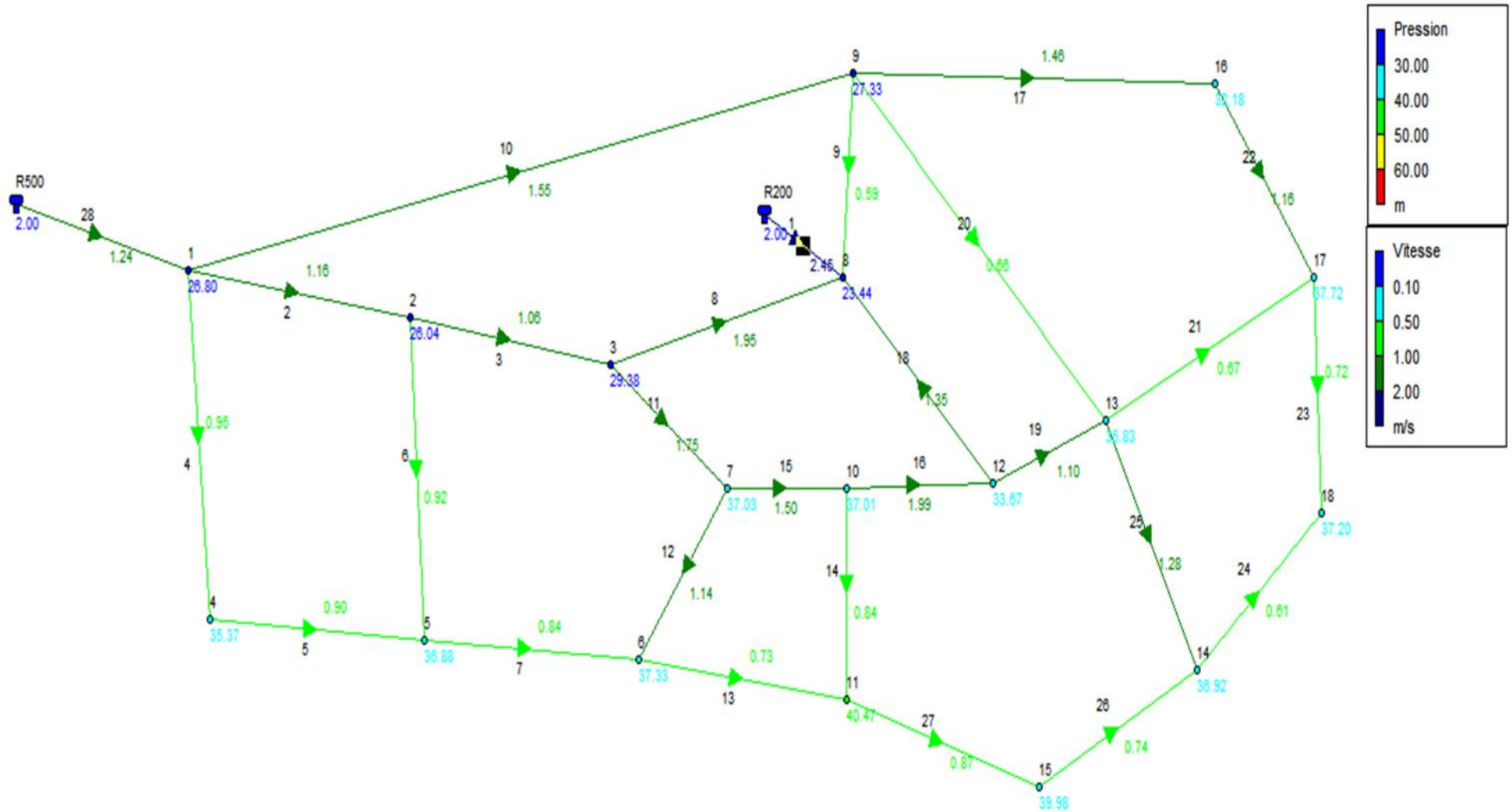


Figure IV.4 : Vitesses et pressions pour le cas de pointe plus incendie

### V.11 - Interprétation des résultats

#### a- Cas de pointe

Nous avons remarqué que nous avons des pressions acceptables compris entre 26,14 - 43.92 m.c.e, dans tous les nœuds de réseau, nous constatons que la répartition des pressions est acceptable.

Après avoir fait la simulation, nous avons remarqué que environ 80 des vitesses sont comprises entre 0,5 m/s et 1,5 m/s, la chose qui confirme le bon écoulement de l'eau dans les conduites et évite l'entartrage.

Nous avons remarqué aussi la présence de certaines vitesses faibles (inférieure à 0,5 m/s), pour remédier à ce problème nous procédons par l'ouverture, soit des vannes de vidange, soit des poteaux d'incendie.

#### b- Cas de point plus incendie

Pour le cas de point plus incendie, nous avons procédé au même travail que le cas de pointe sauf qu'on doit assurer le débit d'incendie (17 l/s) dans le nœud le plus défavorable choisi, dans notre cas c'est le nœud N17. Cette réserve d'incendie est assurée par le réservoir R500 m<sup>3</sup>.

Nous avons obtenu des pressions acceptables variables entre 25,83 -41,13 m.c.e.

Pour les vitesses, nous avons remarqué qui il y a certaines vitesses inferieures à 0,5 m/s, mais cela n'influe pas sur notre réseau, puisque le cas de pointe plus incendie se marque par des vitesses un peu élevées par rapport au cas de pointe.

### V.12 - Tracé du profil au long

Dans les profils en long, nous présentons la ligne d'eau dans chaque tronçon avec les cotes piézométriques calculées, et les côtes du sol. La ligne piézométrique permet de visualiser la pression engendrée par l'eau en chaque point du tracé.

### V.13- Les accessoires dans un réseau de distribution [6]

Notre système d'alimentation en eau potable projeté doit être équipé par des équipements spéciaux appelés accessoires. Ces derniers nous permettent d'avoir un meilleur rendement et assurent le bon fonctionnement hydraulique du réseau de distribution. D'une façon

générale, les accessoires qui sont placés dans le réseau de distribution assurent les fonctions suivantes :

- ✓ Un bon écoulement de l'eau
- ✓ Protéger les canalisations (par exemple lutter contre le phénomène de coup de bélier)
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer des débits
- ✓ vidange des conduites
- ✓ Soutirer des débits (cas de piquage par exemple)
- ✓ Raccordement des conduites

Dans notre étude, le réseau de distribution sera équipé par les accessoires suivants :

#### V.13.1-Robinets

##### V.13.1.1-Les robinets vannes de sectionnement

Ils sont placés dans chaque nœud de notre réseau .Ils permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux ou d'une vidange. Ils sont également utilisés dans des adductions longues pour contribuer à l'entretien de ces adductions. Leur manœuvre s'effectue manuellement à partir du sol au moyen d'une clé dit béquille.

##### V.13.1.2-Les vannes papillons

Ce sont des appareils à survitesses placés au niveau de la conduite de distribution R500-N1 et la conduite R200-N8 sortant de chaque réservoir qui alimente notre agglomération. Ils servent à interrompre l'écoulement d'eau rapidement en cas d'avarie des conduites de départ d'un réservoir (par exemple cas de cassure ou cas de fuite importante). Ce type de vanne ne doit pas être placé à l'extrémité aval de la conduite surtout à forte dénivelée au niveau des conduites formant les mailles (risque de coup de bélier).

##### V.13.1.3-Les vannes d'isolement

Ces vannes doivent être placées au niveau de la conduite d'arrivée (à l'entrée) et la conduite de départ (sortie) du réservoir alimentant notre réseau. Leur rôle est d'isoler le réservoir.

##### V.13.1.4-Les vannes à clapet de non-retour

Ces vannes dirigent l'écoulement dans un seul sens. Au niveau de notre réseau l'emplacement de ces vannes suit celui des compteurs à sens unique pour éviter leur



endommagement. (Par exemple la conduite R500-N1 reliant le réservoir de volume 500 m<sup>3</sup> au nœud N1).

Nous distinguons différents types de clapets qui sont :

a-Clapet anti- retour à battant

Le battant en position levée permet un débit important. Un mécanisme de contre poids ou un ressort permet une fermeture régulée. Il est utilisé pour une fréquence de manœuvre faible.

b-Clapet anti- retour à double battant

Permet d'éviter le coup de bélier.

c-Clapet anti -retour à bille

Une bille libre assure la fermeture.

Dans notre projet, nous avons opté à placer des clapets anti-retour au niveau des conduites suivantes : la conduite R500-N1 qui relie le réservoir R500 au nœud N1 et la conduite R750-N11 qui relie le réservoir de volume 750 m<sup>3</sup> au nœud N11.

#### V.13.1.5- Les décharge

Les décharges sont des robinets disposés aux points le plus bas des conduites en vue de vidanger l'eau de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème. La vidange se fait ou soit dans un égout, soit dans une fosse en plein air (cas des conduites de compagne)

Nous allons placer les robinets de décharge aux points bas le long des conduites du réseau dans des regards en maçonnerie facilement accessibles pour la vidange en cas d'intervention sur le réseau.

#### V.13.1.6-Les vannes de réduction de pression

Ces vannes permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou de réduire la pression d'une valeur prédéterminée. Dans notre projet nous n'avons aucune pression qui dépasse 6 bars donc l'emplacement de ces vannes est inutile.

## V.13.2-Les ventouses

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique. Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable. Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement. D'une manière générale ; nous distinguons deux type de ventouses :

Ventouse simple : assure le dégazage des conduites à haute pression

Ventouse à deux orifices : réunis en un seul appareille

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi généralement en admettant un remplissage à débit réduit avoisinant 1/10 du débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse. Dans notre étude l'emplacement des ventouses dans le réseau de distribution projeté n'est pas indispensable, car elles sont remplacées par des robinets de prise des habitants. Leur ouverture simultanée permet le dégazage de l'air.

## 4.14.3-By- passe

Le by-passe est utilisé pour :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente.
- ✓ Remplir la conduite à debit reduit avant la mise en service
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de depart du reservoir

Dans notre etude , nous avons opté pour l'emplacement d' un by-pass au niveau des conduites d'arrivée et de départ de chaque reservoir. Cela pour assurer la continuité de la distribution en cas d'entretien ou de réparation .

#### V.13.4-Les organes de mesure [3]

##### a-Mesure de debit

Pour la mesure du debit , nous allons prévoir les compteurs debimetriques , placés à la sortie de chaque reservoir et au niveau de reseau de distribution .Ils jouent un role tres important dans la gestion du reseau par exemple la detection des fuites et comtage du debit .

##### b- Mesure de pression

Pour la mesure des pressions aux niveau de chaque noeud , nous allons placer des manometres , cela pour pouvoir dessiner la courbe caracteristique nodales .

#### V.13.5-Les bouches ou poteaux d'incendie

Elles permetrent de fournir un debit necessaire pour combattre les incendies . Elles sont reliées aux conduites du reseau par des conduites de raccordement dotées d'une vanne d'isolement . les bouches ou les poteaux d'incendie doivent vehiculer un debit minimum égal à 17l/s avec une pression minimale de service de l'ordre 8 à 10 m.c.e.

La distance entre les bouches d'incendie ne dépasse pas les 400 m en terrain plat.

#### V.13.6-Organes de raccordement

##### a-Les coudes

Ils sont utilisés dans un reseau de distribution lorsque la conduite change la direction. Dans notre etude , nous allons prévoir des coudes de 90° à 120° maintenus par des massifs en beton armé .

##### b-Les tés

Ils sont utilisés aux niveau d'un reseau de distribution pour soutirer ou ajouter un debit et egalement dans les nœuds ( par exemple dans le cas d'un piquage)

##### c- Les croix de jonction

Elle sont utilisées aux niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires

## d-Les joints

En pratique nous rencontrons des manchons à bouts lisses des deux extrémités , à deux emboitements , à emboitement et bout lisse , à deux bride , à bride et bout lisse , à emboitement . Dans notre cas nous allons utiliser des joints Gibault adaptables avec le matériaux de PEHD.

## e- Les cones

Les cones sont utilisés pour relier deux conduites de diametres differents.

**V.14- Conclusion**

Ce chapitre a été consacré pour le dimensionnement du réseau de distribution alimenté à partir des deux réservoirs. La méthode de calcul utilisée est celle d'Hardy Cross, au moyen d'un logiciel EPANET. Après la simulation, nous avons obtenu des vitesses et des pressions répondant aux valeurs comprises dans la fourchette acceptable en hydraulique urbaine. Le calcul a été fait pour les deux cas, à savoir le cas de pointe et le cas de pointe plus incendie. Nous avons défini aussi l'ensemble des accessoires à mettre en jeux pour notre réseau de distribution. Ces dernières nous permettent de donner une bonne fiabilité du fonctionnement du réseau, néanmoins nous devons veiller à leur entretien pour le bon fonctionnement.

**CHAPITRE V**  
**DIMENSIONNEMENT DU**  
**RESEAU PROJETE**

## **VI . Introduction**

L'adduction est définie comme étant le transport d'eau potable depuis le lieu de prélèvement jusqu'au lieu de stockage. De ce fait, nous sommes appelés à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique et économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées de la source, vers les réservoirs de stockage destinés à l'alimentation de notre zone d'étude.

Le but de ce chapitre est de dimensionner l'adduction qui lie le forage de production avec le réservoir R500 de l'agglomération de SIDI NAAMANE .

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction par refoulement c'est-à-dire qu'à partir d'un forage où se fait la collecte d'un débit de 20 l/s, on refoule l'eau vers le réservoir R500 de capacité 500 m<sup>3</sup> qui a son tour fait la distribution vers le réseau et le réservoir R200 de capacité 200m<sup>3</sup>.

### **VI.1. Recommandation sur les adductions**

L'objectif de notre étude est de changer les conduites de l'adduction qui peut transporter le débit appelé pour l'horizon 2043. L'étude se base sur le matériau de construction des conduites, l'état des conduites, les fuites enregistrées et l'état des groupes électropompes.

### **VI. 2 Choix du tracé**

Le choix d'une trace technique de conduite d'adduction doit répondre à certains critères qui sont les suivant :

- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression.
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).
- Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériau

### VI. 3 Choix du matériau

Le choix du matériau se fait en fonction :

- Du diamètre.
- Des pressions exigées.
- Des conditions d'installation.
- Du revêtement.
- De la disponibilité sur le marché national.
- Du prix unitaire de pose de l'adduction.
- La facilité d'entretien en cas de fuites.

Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en **PEHD** en raison des avantages ci-dessous :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Ils peuvent supporter des pressions importantes (3 à 20 bars).
- Économique sur le transport.
- La souplesse des conduites permet de réaliser 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'adaptent aux reliefs plus ou moins accidentés.
- Le seul inconvénient c'est le risque de la corrosion qui nécessite un revêtement intérieur.

### VI. 4- Schéma hydraulique

le schéma hydraulique de notre adduction est comme suit :

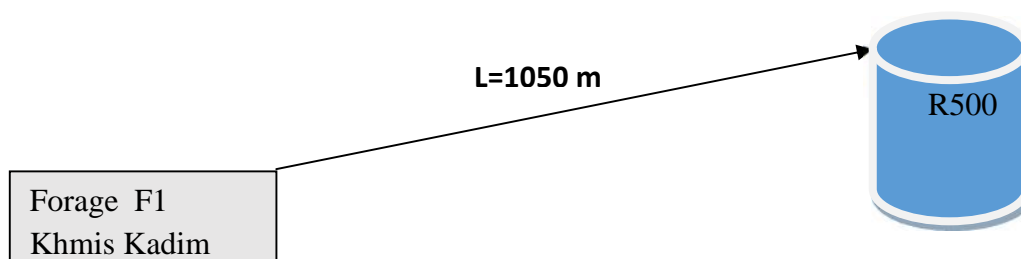


Figure VI.1 Schéma de l'adduction

**Tableau VI.1** : Caractéristiques d'adduction

	Cote du plan d'eau du forage F1 (m)	Cote trop plein(m )	Longueur (m)	Débit refoulé l/s	Matériau de conduit
Conduite de refoulement	600.98	701,44	1050	20	PEHD

## VI. 5 Calcul de l'adduction

Méthode de calcul :

Le calcul d'adduction est basé sur les quatre paramètres suivants

- Le Débit.....Q ;
- Le Diamètre.....D (diamètre économie) ;
- La Vitesse.....V ;
- Les Pertes de charge... H =charge disponible ;

### VI. 5.1 Diamètre économique

On peut déterminer approximativement le diamètre de la conduite à l'aide des formules donnant le diamètre économique.

Parmi ces formules, nous prenons celle de BONNIN

Ainsi on aura :

$$D = 1.5 \sqrt[3]{Q} \quad \dots\dots\dots (VI.1)$$

Où :

D : Diamètre économique en m ;

Q : Débit transitant dans la conduite en m<sup>3</sup>/s.

Donc le diamètre calculé est de 212 mm



**VI. 5.2 Pertes de charge**

**VI. 5.2.1 Pertes de charge linéaire**

On calcule les pertes de charge linéaires par la formule de DARCY WEISBACH suivante :

$$H = \frac{16.\lambda.L.Q^2}{2.g.r^2.D^5} \dots\dots\dots(VI.2)$$

Où :

- H : Perte de charge linéaire ;
- Q : débit véhicule dans la conduite (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s<sup>2</sup>) ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
- L : Longueur de la conduite d'adduction en mètre (m) ;
- K', m et n des paramètres en fonction du type de matériau ;
- λ : est donné En régime turbulent par la formule de NIKURADZE

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \operatorname{Lin} \left( \frac{\epsilon}{D} \right))^{-2} \dots\dots\dots(VI. 3)$$

ε : rugosité de tube ;

On peut aussi obtenir la valeur de λ à partir du diagramme de MOODY.

L'écoulement est variable suivant le régime et la nature du matériau, donc on utilise la formule de DARCY WEISBACH simplifiée, alors la formule(V.2) devient :

$$H = \frac{K'.L.Q^\beta}{D^m} D = \sqrt[m]{\frac{K'.L.Q^\beta}{\Delta H}} \implies$$

**Tableau VI.2 :** Coefficient de la formule de DARCY WEISBACH pour le différent type de matériaux.

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

**VI. 5.2.2 pertes de charge singulières**

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section ..., Généralement estimées à 15% des pertes de charge linéaires pour les adductions :

$$H_{\text{sin}} = 15\% * H_{\text{lin}}$$

Par la suite, la perte de charge totale sera donnée comme suit :

$$H_{\text{total}} = H_{\text{lin}} + H_{\text{sin}} = 1,15 * H_{\text{lin}}$$

Avec :

$H_{\text{Tot}}$  : Perte de charge totale (m) ;

$H_{\text{lin}}$  : Perte de charge linéaire (m) ;

$H_{\text{sin}}$  : Perte de charge singulière (m) ;

**VI. 5.3 Hauteur manométrique totale (Hmt)**

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique ( $H_g$ ), des pertes de charges totales (HT) et des pertes de charges à l'aspiration (  $H_{\text{asp}}$ )

$H_g$  : égale à la différence de cote d'arrivée au réservoir et de la cote d'aspiration de la station de pompage.

$$HMT = H_g + HT + H_{\text{asp}}$$

$$H_g = C_{\text{tp}} - C_{\text{st}}$$

$C_{\text{tp}}$  : Cote de trop plein du réservoir R1 =701.44m.

$C_{\text{st}}$  : Cote de plan d'eau à l'aspiration de la station de pompage =600.98m.

Donc :

$$H_g = 701.44 - 600.98 = 100.46 \text{ m}$$

$$H_g = 100.46 \text{ m}$$

Le tableau N° VI.3 donne la hauteur manométrique totale pour les différents diamètres

Tableau N° VI.3 : Détermination de la hauteur manométrique

Dext (mm)	Dint (mm)	Q(m3/s)	V(m/s)		Lg(m)	Hl(m)	Ht(m)	Hg(m)	HMT
160	145.4	0.02	1.205	0.032	1050	16.959	19.503	100.46	119.963
200	181.8	0.02	0.771	0.030	1050	5.188	5.967	100.46	106.427
250	227.3	0.02	0.493	0.028	1050	1.591	1.830	100.46	102.290

#### VI. 5.4 puissance absorbée par la pompe

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot HMT}{\eta} \dots\dots\dots (V.4)$$

Où :

P: Puissance en KWh

: Rendement de la pompe =0,82 ;

Hmt : Hauteur manométrique totale en (m) ;

Q: Débit refoulé (m3/s) ;

γ : Masse volumique de l'eau (1000 Kg/m3).

#### VI.5.5 Energie consommée par la pompe

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

t: Temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =20h

P : Puissance de la pompe en (kW)

#### VI. 5.5 Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = P_{rc} \cdot A \text{ [DA]}$$

Prc: Prix de la conduite en (DA), voir les annexes (Annexe V.1)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots (V.5)$$

i: Taux d'annuité annuel,  $i = 8 \%$

n: Nombre d'années d'amortissement,  $n = 30$  ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,08890 = 8.89\%$$

**Tableau VI.4** : Calcul des frais d'exploitation du tronçon

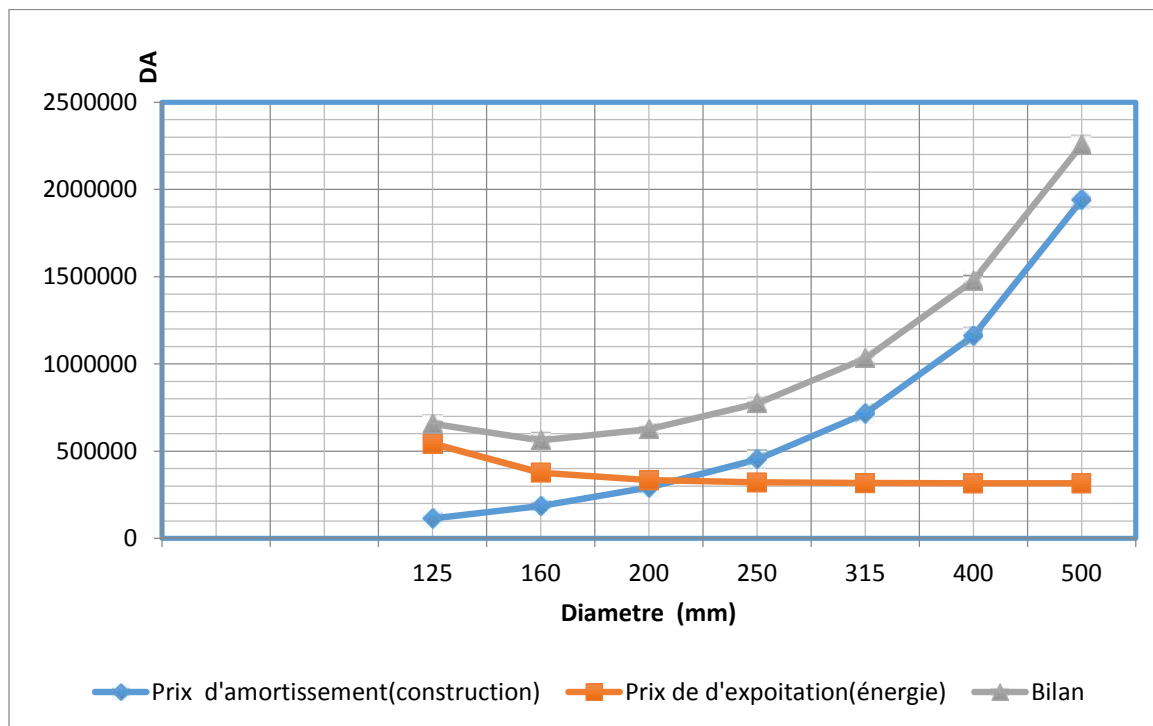
Dext(mm)	Dint(mm)	Q(m3/s)	HMT	P(kw)	E(KWh)	F <sub>exploitations</sub> (DA)
160	145.4	0.0200	119.963	29.421	214772.74	376926.16
200	181.8	0.0200	106.427	26.101	190538.15	334394.46
250	227.3	0.0200	102.290	25.087	183132.16	321396.94

**Tableau VI.5** : Calcul des frais d'amortissement du tronçon

Dex(mm)	Dint(mm)	Prix au ml de conduite Pi (DA)	Longueur de conduite (m)	Prix total de conduite P <sub>tc</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)
160	145.4	1989.54	1050	2089017.00	185597.95
200	181.8	3129.576	1050	3286054.80	291894.91
250	227.3	4848.516	1050	5090941.80	452168.87

**Tableau VI.6** Bilan du tronçon

Dex(mm)	Dint(mm)	Prix d'amorti(DA)	Prix d'exp (DA)	Bilan (DA)
160	145.4	185597.95	376926.16	562524
200	181.8	291894.91	334394.46	626289
250	227.3	452168.87	321396.94	773566



**Figure VI.2** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (F1-R500)

## VI. 6 interprétation

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 160 mm, avec une vitesse de 1.21m/s et sur une longueur de 1050 m.

**VI.7 Etude du coup de bélier**

**V.7.1 Introduction**

Le coup de bélier est défini comme étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

**V.7.2 Causes du coup de bélier**

La production de coup de bélier est due aux causes 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.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.

**VI.7.3 Calcul des réservoirs d'air**

Il y'a de différentes méthodes pour le calcul de volume de réservoir d'air permette les méthodes les plus utilisée on a celle-ci de VIBERT et BERGERON

▪ **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 ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

**a. Dimensionnement des réservoirs d'air**

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante (**B. SALAH**) :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\dots}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \hat{m}^2) * (1 - \hat{s})}{(1 - \hat{m}^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \hat{s})}}} \text{ (m / s)} \dots\dots\dots \text{ (VI.6)}$$

Avec :

C: Célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2.07 \cdot 10^9$  Pascal.

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

$E_m$  : Module de Young du matériau de la conduite ;  $E_m = 1.2 \cdot 10^9$  pour PEHD.

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

$\nu_m$  : Coefficient de poisson du matériau.  $\nu_m = 0,50$  (PEHD).

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

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m). ( $e_m = 0.0237 \text{ m}$  pour  $\varnothing 400$ )

a : Rayon intérieur de la conduite (m).

### Remarque :

Concernant les caractéristiques des matériaux et de sol, voir les annexes, (Annexe V.4) et Annexe (VI.5).

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

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

g: Accélération de pesanteur. (m/s<sup>2</sup>)

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

La charge maximale absolue :

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

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \text{ voir les annexes, (Annexe V.6)}$$

$$U_0 = \frac{U_0}{L * S} * L * S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

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

**Application**

- Les données de base

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

**Tableau VI.7** Les caractéristiques de tronçon de l'adduction de refoulement

Adduction	Type de matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
(SR- R2000m <sup>3</sup> )	PEHD	160	0.02	1.205	1050	100.46

- Calcul de la célérité d'onde C

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

**Tableau VI.8** Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

Adduction	K (Pa) (*10 <sup>9</sup> )	(Kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	$\nu_m$	$\nu_s$	E <sub>s</sub> (Pa) (*10 <sup>8</sup> )	E <sub>m</sub> (Pa) (*10 <sup>9</sup> )	e <sub>m</sub> (m)	C (m/s)
(SR-R2000m <sup>3</sup> )	1.2	1000	0.3106	0.5	0.33	2	1.2	0.0237	430.69

- Calcul des capacités du réservoir d'air

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant :



Tableau VI.9 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

<b>Adduction</b>	<b>(F1-R500m<sup>3</sup>)</b>
$Z_0$ (m)	110.46
$Z_{max}$	163.36
$V_0$ (m/s)	1.205
$g$ (m/s <sup>2</sup> )	9.81
$h_0$	0.074
$h_0 / Z_0$	0.00067
$U_0 / (L.s)$	$1.1 \times 10^{-2}$
$Z_{min} / Z_0$	0.71
$U_0$ (m <sup>3</sup> )	0.231
$U_{max}$ (m <sup>3</sup> )	0.325
<b>Volume normalisé (litres)</b>	<b>400</b>

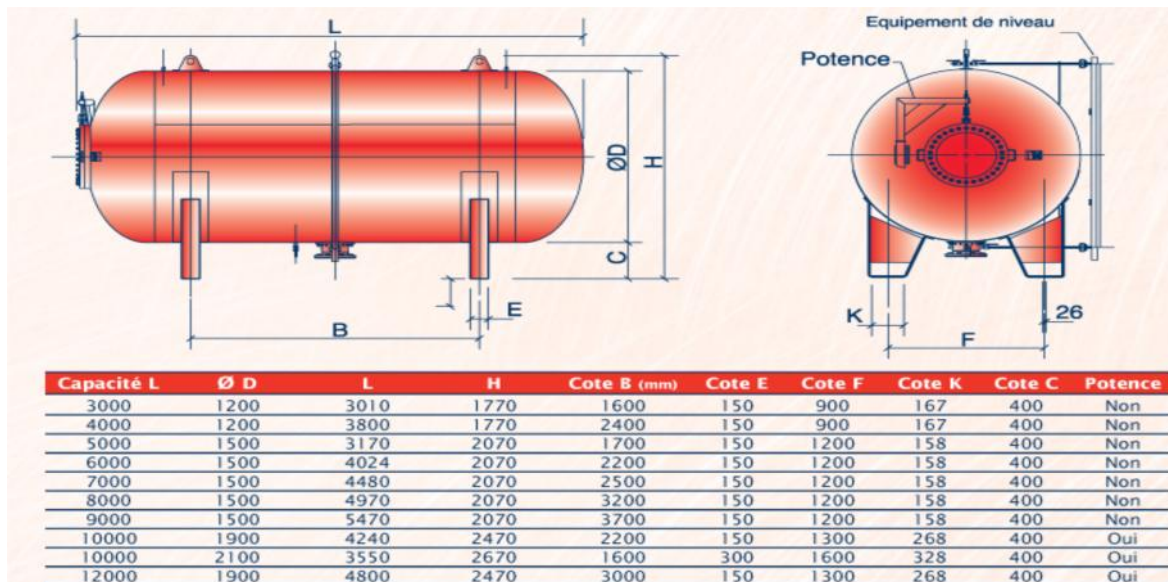


Figure VI.3 : Réservoir hydropneumatique et ses démontions

### VI.8 Conclusion

Dans cette partie nous avons redimensionné la conduite d'adduction de telle manière à assurer le débit nécessaire à l'agglomération pour l'horizon d'étude, on a fait aussi le calcul du réservoir d'air de l'adduction F1-R500 afin de la protéger contre le régime transitoire

**CHAPITRE VI  
D'ADDUCTION ET DE  
POMPAGE**

## VII .1 Introduction

Après l'étude de projection du réseau on passe à la réalisation sur terrain par excavation des tranchées et la pose des canalisations. Ces poses nécessitent toute une technique selon la nature de terrain et la nature des conduites.

## VII .2 Pose de canalisation

### a) Pose selon la nature de terrain

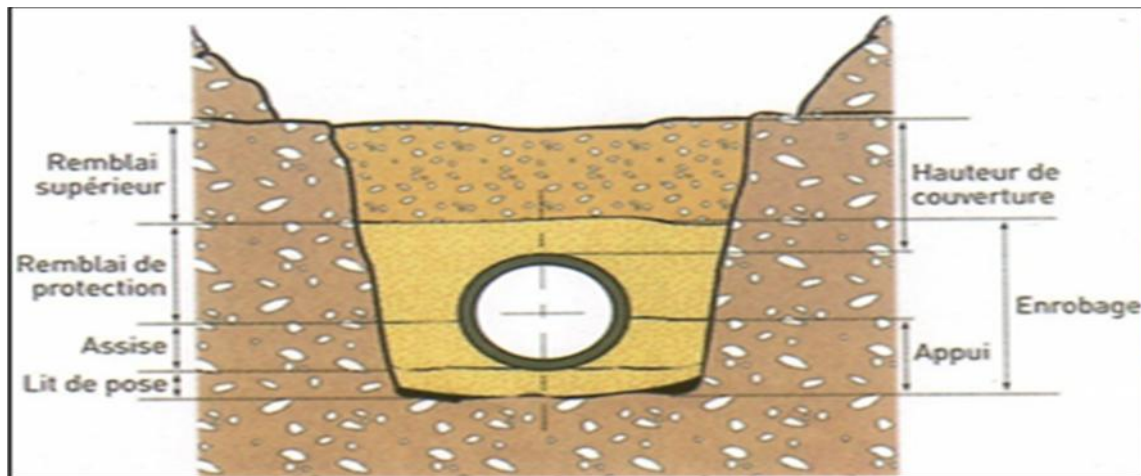
La pose de canalisation dans la ville de SIDI NAAMANE est ordinaire vu que le sol de l'agglomération ne présente pas d'anomalie et aussi une faible pente. Dans un terrain ordinaire, la canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm et une profondeur de telle façon à recevoir le lit de pose (Sable), la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm minimum). Le fond de la tranchée est garni d'un lit du sable de 10 à 20 cm d'épaisseur au minimum, destiné à constituer un matelas élastique au-dessous du tuyau. Avant la mise en fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi de chocs, fissuration... etc. Après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon plus lente. Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierres et bien pilonné, et sera par la suite achevé avec des engins.

### b) Pose selon la nature des conduites

Les canalisations à poser sont des conduites en polyéthylène haute densité (PEHD), l'enfouissement à la charrue est interdit, sauf dérogations expresses. Si le cintrage a lieu suivant une courbure de diamètre compris entre 6 à 16 fois le diamètre extérieur du tuyau, il doit s'effectuer à chaud ; de plus fortes courbures sont à proscrire. En cas de pose pendant les journées chaudes, le serrage de jonctions extrême des canalisations et le remblaiement ne doivent avoir lieu qu'aux heures fraîches, de préférence dans la matinée. On peut également classer les tuyaux en fonction des types de raccordement utilisés selon trois grandes familles.

- **Raccordement par emboîtement:**

Il y a en général alors un joint assurant l'étanchéité. Les tuyaux en fonte, PVC, béton à âme tôle, PRV sont de ce type. Ces raccordements impliquent presque toujours une surépaisseur par rapport au diamètre extérieur du tuyau ; les techniques de pose par fonçage ou forage ne sont alors pas toujours possibles.



**Figure VII .1** Remblayage des tranchées

▪ **Raccordement par soudure :**

Ces techniques sont réservées aux Polyéthylènes (électro-soudages par manchon ou « au miroir »), à l'acier parfois, à la partie acier des bétons à âme tôle . En raison de la surépaisseur du manchon, le PE soudé de cette façon se prête mal également aux forages et fonçages.

▪ **Raccordement par collage:**

Le PVC en petits diamètres peut également être assemblé par collage. Les tuyaux se présentent le plus souvent en longueurs droites de 6 m, sauf pour les PE qui se présentent en tourets de plusieurs centaines de mètres selon le diamètre. Cette dernière présentation facilite leur utilisation en fonçage ou forage pour les diamètres de 100 à 400 mm

**c) Traversées des routes**

Nous avons dans notre projet la traversée de plusieurs routes et un chemin de fer. En raison des charges supportées, qui peuvent amener des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles au niveau des conduites et des routes, les traversées de routes doivent être limitées dans la mesure du possible. Dans le cas où on n'a pas d'autres alternatives, on doit faire la pose des conduites dans une gaine (buse de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), dans le double but de protéger la canalisation contre les chocs et les vibrations, et d'évacuer l'eau provenant des fuites éventuelles hors de la chaussée. D'autre part, la profondeur d'enfouissement doit être au minimum d'un mètre sous la chaussée (0,70 m sous accotement). Enfin, le remblaiement et la reconstitution de la chaussée doivent être exécutés avec soin.

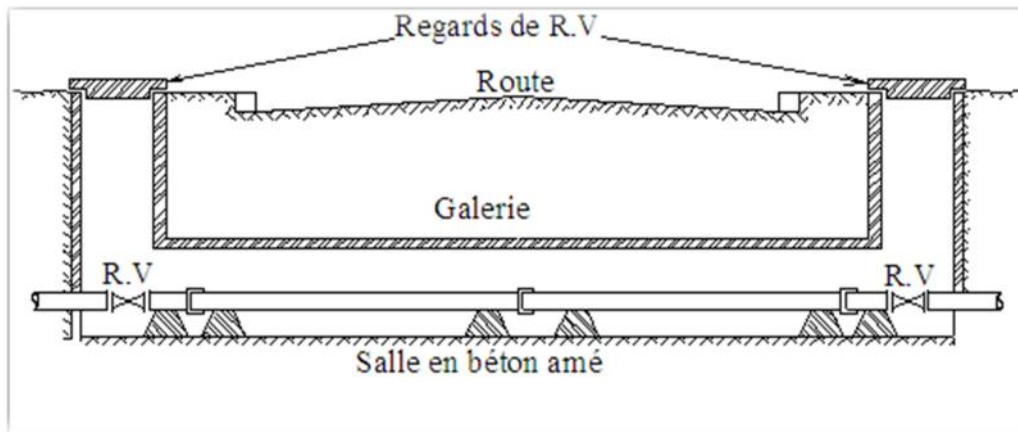


Figure VII .2 Pose de conduite en galerie

#### d) Traversée des Oueds

La pose de canalisations à la traversée d'un oued demande certains travaux spéciaux en fonction de l'état de la traversé. L'existence d'un pont-route suivra également de support de la canalisation .Dans le cas où le pont-route n'existe pas, on va choisir la traversé aérienne.

Le franchissement aérien des oueds est assuré par l'implantation des piliers au niveau de lit d'oued. Les piliers seront dimensionnés d'une manière à supporter les charges appliquées par la conduite.

#### e) Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver est de 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être tel qu'un homme peut travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successif en commençant par les points hauts pour assurer l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

L'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

#### f) Profondeur de la tranchée (Htr)

Les tranchées sont établies en chaque point à la profondeur indiqué au profil en long, en générale la profondeur est donnée par la relation suivante :

$$Htr = D+h+e \quad (m)$$

D : Diamètre de la conduite (m) ;

h : Hauteur de la génératrice supérieur de conduite à la surface du sol, elle est varié entre 80 et 120cm.

e : Epaisseur du lit de pose (e = 0,2 m).

### g) Largeur de la tranchée (b)

La largeur de la tranchée est évidemment en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature du sol, le matériau constituant la conduite, le type de joint et les conditions de pose. La tranchée devra présenter en son fond une largeur au moins égale au diamètre extérieur du tuyau avec 30 cm d'espacement sur chaque côté de la conduite.

Avec :

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

b : Largeur de la tranchée (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

### h) Section de la tranchée (Str)

Les sections des tranchées sont en forme rectangulaire dont l'aire est donnée par la formule :

$$S_{tr} = H_{tr} \times b \text{ (m}^2\text{)}$$

- $H_{tr}$  : Profondeur total de la tranchée (m).
- $b$  : Largeur du fond de la tranchée (m).

### i) Aménagement du lit de sable

Le lit de pose a pour fonction première d'assurer une répartition uniforme des charges sur la zone d'appui, il y a donc lieu de poser les tuyaux de manière à ce qu'il n'y ait ni appui linéaire, ni appui ponctuel. Avant la pose des conduites on procède aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée.
- Etablir une suite le fond de la fouille en confectionnant un lit de pose (Sable).

**j) Mise en place des canalisations**

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- Réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur et éliminer les grosses pierres sur les talus de la tranchée.
- Creuser le fond de fouille à côté de l'emboîtement de façon à éviter que celui-ci ne se pose pas sur le sol.
- Réaliser si possible un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc égal au moins au quart de sa circonférence extérieure.

**k) Remblaiement de la tranchée**

Un remblayage de qualité est nécessaire pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges sur la canalisation et d'autre part sa protection contre tout dégât lors de l'exécution des remblais supérieurs. Le matériau utilisé est généralement similaire à celui mis en œuvre pour l'enrobage du tuyau. Le remblaiement est réalisé par couches successives dont l'épaisseur est déterminée en fonction de l'engin de damage (<0,3m), en tenant compte de la nature du remblai, afin de garantir une compacité optimale et régulière durant cette opération les tuyaux ne devront subir aucun dommage.

Pour cette raison, l'utilisation d'engins de compactage moyens ou lourds n'est admissible qu'à partir d'une hauteur de couverture de 1m. Par ailleurs dans le cas de faible couverture des tuyaux, la circulation des véhicules ainsi que le stockage des déblais des tranchées sont interdits sur le tracé de la canalisation.

**VII.2 Accessoires du réseau****VII.2 .1 Équipement du réseau de distribution**

L'équipement de réseau de distribution permet de :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger la canalisation ;
- Vider une conduite ;
- Chasser ou faire pénétrer l'air dans une conduite.

- Soutirer des débits.

### VII.2 .2 Type de canalisation

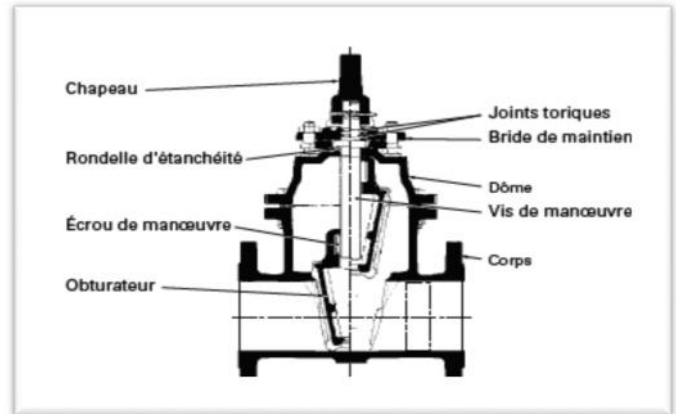
Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD de réseau projeté, les diamètres utilisés varient entre 100mm et 300 mm.

### VII.2 .3 Appareils et accessoires du réseau

#### a. Les robinets vannent opercule

Ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon.

De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule quand on veut les manœuvrer à partir de la position fermée.



**Figure VII.4**vanne opercule

#### b. Les vannes papillon

Peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. et à partir d'un certain diamètre (200 à 300 mm) les robinets vannes des deux types sont généralement motorisés.



**Figure VII.5**vannes papillon

#### c. Clapets de retenue

Ils sont destinés à empêcher la circulation en retour. Leur emploi est général dans les stations de pompage où ils sont souvent disposés à la sortie même des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement.

On en trouve également sur les canalisations de distribution.



**Figure VII.6**Clapets de retenue



**d. Ventouses :**

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression, coups de bélier.

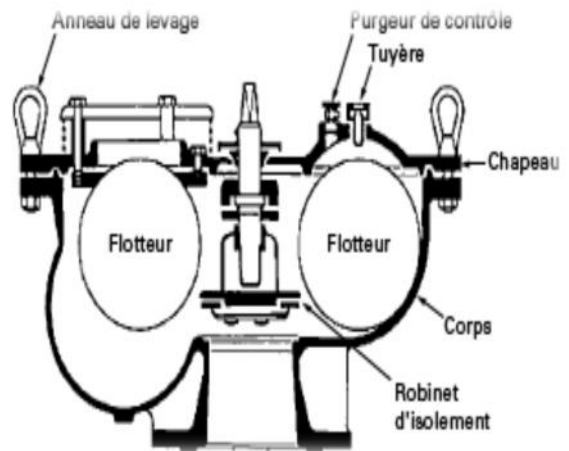
L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.

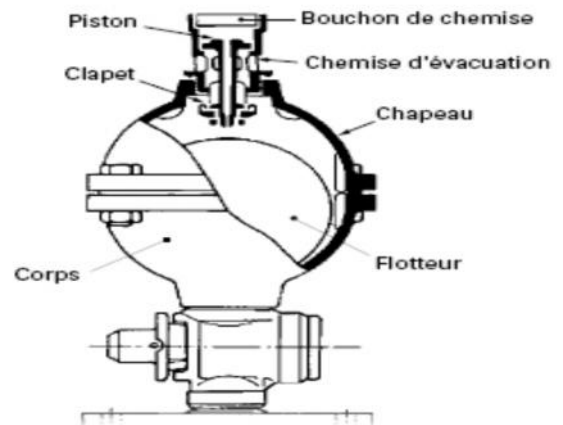
Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.



**Figure VII.7** Ventouse à trois

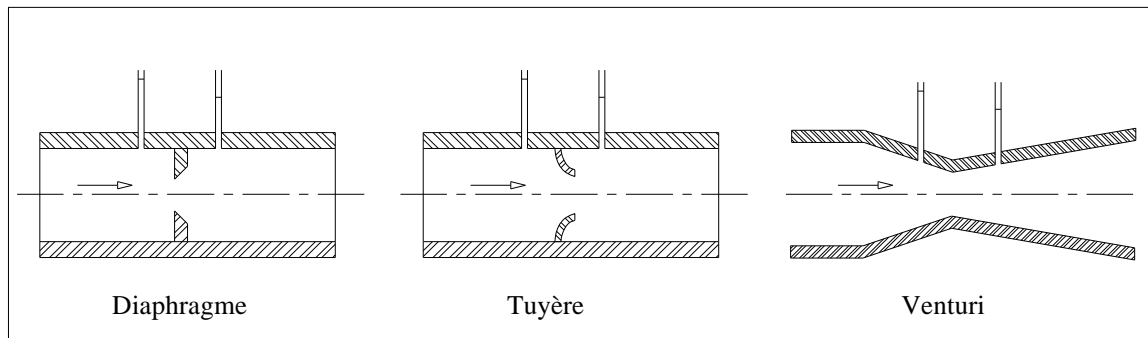


**Figure VII.8** Ventouse à fonction unique

**e. - Organes de mesure****VII.2 .4 Mesure de débit**

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.



**Figure VII.9** appareils de mesures des débits

On crée 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.

### VII.2 .5 Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- Manomètres à jet unique :

Les manomètres à turbine jet unique ont fait leurs preuves des millions de fois. Ce sont des compteurs à cadran totalement sec muni d'une tête rotative facilitant la lecture dans tous les montages à des températures de 0°C ou 100°C.

- Manomètres à jet multiple.
- Manomètres Woltman.



**Manomètre à Jet unique**



**Manomètre à Jet multiple**



**Manomètre WOLTMAN**

**Figure VII.10** appareils de mesure de pression

## f. Réducteur de pression

### 1.1 Principe de fonctionnement

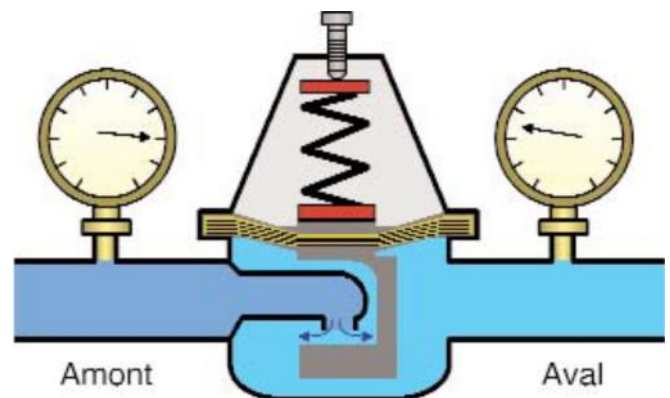
Les réducteurs de pression permettent de consommer une part de l'énergie de pression disponible dans les circuits d'eau en créant une perte de charge singulière. Les valeurs de pression de consigne sont essentiellement destinées à limiter les contraintes mécaniques dans les tuyauteries, mais contribuent également à réduire le débit sur les postes utilisateurs d'eau.

Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans les conduites gravitaires.

**HYDROSTAB AMONT**  
Réf. 551



**Figure : VII. 12 :** régulateurs de pression amont



**Figure VII.11 :** régulateur de pression

## g. Le robinet de vidange

On prévoit aussi des vidanges au niveau de la conduite d'adduction à fin de vider les tronçons de la conduite en cas d'avarie, à la sortie de la conduite de départ, il est placé avant le robinet vanne de sectionnement.

## h. By-pass

On trouve aussi au niveau de la conduite d'adduction un by-pass qui relie deux tronçons en série, il sert à remplir la conduite d'adduction avec un débit de (1/10) au moment du remplissage de la conduite pour la première fois.

On trouve aussi des By-pass qui relient la conduite d'adduction existante et la conduite projetée, et la distance entre deux By-pass est de 500m.

Les accessoires (robinet vanne de sectionnement, de vidange et ventouse) doivent être placés dans un regard pour les protéger, le long de l'adduction.

### i. Les pièces spéciales de raccordement

Les pièces spéciales comprennent les coudes, tés, cônes, manchons droits, bouts d'extrémité, plaques pleines, etc.

- **les Coudes** : il est placé dans la tuyauterie ; le coude permet le changement de direction.



Figure VII.13 coude

- **Les Cônes** : permettent de relier les conduites de diamètres différents.
- **Les Tés** : le TE permet la prise de canalisation secondaire sur la conduite principale.



Figure VII.14 cône

- **les poteaux d'incendie**

Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 100mm de diamètres et de débit de 17L/S dotées d'une vanne d'isolement.

La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200m les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100mm si le débit d'incendie excède 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible.

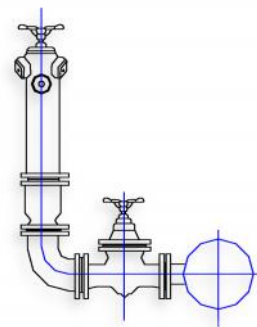


Figure VII.15 bouche d'incendie

**VII.3 Conclusion**

Il est indispensable d'installer des accessoires dans le réseau d'alimentation en eau potable car le rôle de chaque appareil dans le bon fonctionnement de réseau.

**CHAPITRE VII**  
**POSE DE CANALISATIONS**  
**ET ACCESSOIRES**

### VIII.1 Introduction

Un des critères prépondérants lors de l'attribution d'un projet immobilier à une entreprise de Travaux Publics et hydraulique est la durée du chantier qui va de pair avec le respect des délais. Le temps est en effet très important pour le client qui peut même le privilégier au détriment du budget. Les constructeurs ont donc rapidement compris l'importance de ce paramètre et ont à cet effet élaboré différentes méthodes d'organisation afin d'en assurer la maîtrise.

### VIII.2 Réalisation du réseau d'AEP

La réalisation d'un réseau d'A.E.P sur le terrain oblige le technicien à suivre les étapes suivantes :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Aménagement du lit de pose des conduites.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

### VIII.3 Implantation de la trace des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des marques placées en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

### VIII.4 Excavation des tranchées

L'excavation des tranches s'effectue en deux étapes :

#### a) Enlèvement de la couche végétale

Cette étape peut être effectuée par un bulldozer ou un angledozer au d'autres engins de terrassements comme une pelle munie d'une chargeur-pelleteuses.

Le volume de couche végétale à excaver est calculé par :

$$V = b \cdot h \cdot L \quad (\text{m}^3)$$

Avec :

b: longueur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche végétale (h = 0.2 m)

L : longueur des tranchées de même diamètre (m)

### b) Excavation

Selon les caractéristiques du terrain, l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 0.8 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être d'une façon qu'un homme puisse y travailler sans difficulté ; et elle est variée selon le diamètre des conduites à mettre en place ;

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres telles que :

- Profondeur de la tranchée «  $H_{tr}$  »
- Largeur de la tranchée «  $b$  »

### VIII. 5 la section transversale de la tranchée

On a deux types de tranchées selon la section transversale, section rectangulaire et trapézoïdale.

#### a. Section rectangulaire

On a déterminé les paramètres de tranchée comme le suivant :

#### La profondeur de la tranchée rectangulaire

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

$H_{tr}$  : 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.

On prend :  $h=1$  m.

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

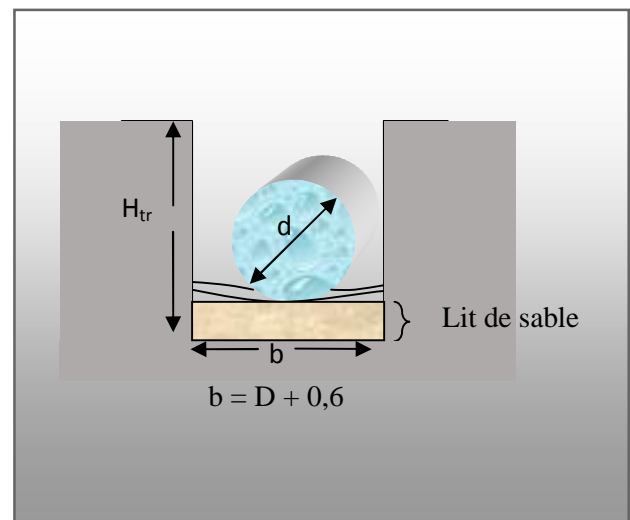
D'où :  $H_{tr} = 1,15 + D$  (m).

#### Largueur de la tranchée rectangulaire

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

$b = D + 0,6$  m.

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



**Figure VIII.1** section transversale d'une tranchée rectangulaire



**b. Section trapézoïdale**

$H_{min}$ : profondeur minimale au-dessus de la génératrice supérieure de la

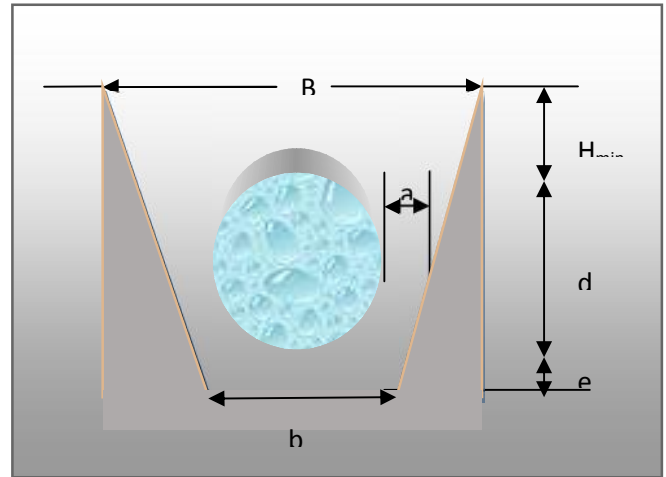
Conduite, égale en générale 1 m.

e : épaisseur de la couche préparée (lit de sable)

b : largeur du fond de la tranchée.

a : distance entre la génératrice latérale et la base du talus : on prend  $a=0.5m$

B : largeur superficielle de la tranchée.



**Figure VIII.2** section transversale d'une tranchée trapézoïdale

**La profondeur de la tranchée trapézoïdale**

Il est le même calcul en cas de tranche rectangulaire

**Largueur de la tranchée trapézoïdale**

On a la largeur du fond de la tranchée et largeur superficielle de la tranchée

$$B = b + 2(m \times Htr)$$

Avec ;

Htr : hauteur de tranchée

m : choix du coefficient du talus elle est en fonction de type de sol.

**Tableau VIII.1** Coefficient de talus en fonction de type de sol

Sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
Sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Dans notre cas on a un sol argileux on prend  $m=0$  c.-à-d. une tranchée rectangulaire.

**VIII.6 : Choix des engins :****VIII.6-1 : l'engin pour l'excavation des tranchées :**

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille ;
- Temps de transport ;
- Temps de déchargement ;
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

**VIII.6-2 l'engin pour le remblaiement des tranchées**

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur. Les chargeurs : ce sont des tracteurs sur lesquels monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

Dans ce projet on utilise chargeur-pelleteuses car elle est disponible et les tranchées ont de petites profondeurs en plus du terrain qui est facile à manipuler.

**VIII.7- Calcul du volume de terrassement****VIII.7.1 : Calcul du volume de déblai**

La surface à calculer est la surface rectangulaire

$$s = b \times H_{tr}$$

$$b = 0.3 * (N-1) + (0.3 * 2) + (\emptyset * N)$$

N = nombre de conduites dans la tranchée = 1

$$\text{Donc } b = 0.6 + \emptyset$$

Tableau VIII.2 Calcul du volume du déblai de réseau

Diamètre (mm)	Longueur	Largueur	Profondeur	Surface d'une tranchée (m <sup>2</sup> )	Volume de déblai (m <sup>3</sup> )
	(m)	b=D+0.6 (m)	Htr=D+1.1(m)		
75	1489.5	0.675	1.175	0.79	1181.360
90	747.5	0.690	1.19	0.82	613.772
110	852	0.710	1.21	0.86	731.953
160	186	0.760	1.26	0.96	178.114
200	922.5	0.800	1.3	1.04	959.400
315	250	0.915	1.415	1.29	323.681
400	227	1.000	1.5	1.50	340.500
<b>Total</b>	4674.5				4328.780

## VIII 7.2 : calcul du volume de lit de sable

Tableau VIII.3 Volume de lit de sable

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de sable (m <sup>3</sup> )
75	1489.5	0.675	201.0825
90	747.5	0.690	103.155
110	852	0.710	120.984
160	186	0.760	28.272
200	922.5	0.800	147.6
315	250	0.915	45.75
400	227	1.000	45.4
Total	4674.5		692.2435

**VIII.7.3 : Calcul du volume de remblai**

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai et le volume qu'occupe la conduite et le volume occupé par le lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

$V_r$  : Volume du remblai compacté (m<sup>3</sup>) ;

$V_d$  : Volume du déblai (m<sup>3</sup>) ;

$V_s$  : Volume du sable

$$V : \text{Volume occupé par la conduite (m}^3\text{)} ; \quad V = L * \frac{f * D^2}{4}$$

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite.

**Tableau VIII.4** Calcul du volume du remblai pour le réseau

Diamètre (mm)	Volume de déblai (m <sup>3</sup> )	Volume de la conduite (m <sup>3</sup> )	Volume du lit de sable (m <sup>3</sup> )	Volume de remblai (m <sup>3</sup> )
75	1181.360	6.577	201.0825	973.7005
90	613.772	4.753	103.155	505.864
110	731.953	8.093	120.984	602.876
160	178.114	3.738	28.272	146.104
200	959.400	28.967	147.6	782.833
315	323.681	19.473	45.75	258.458
400	340.500	28.511	45.4	266.589
<b>Total</b>	4328.780	100.111	692.2435	3536.4255

**VIII.7.4 : Volume excédentaire**

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

$V_{exc}$  : Volume du sol excédentaire en (m<sup>3</sup>).

$V_f$  : Volume du sol foisonné en (m<sup>3</sup>).

$$\text{Avec : } V_f = V_d * K_f$$

$V_d$  : Volume du déblai en (m<sup>3</sup>)

$K_f$  : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :  $K_f = 1,24$ .

Tableau VIII.5 calcul du volume excédentaire pour le réseau

Diamètre (mm)	Volume de déblai (m <sup>3</sup> )	Volume foisonné (m <sup>3</sup> )	Volume du remblai (m <sup>3</sup> )	Volume excédentaire (m <sup>3</sup> )
<b>75</b>	1181.360	1464.886	973.7005	491.1855
<b>90</b>	613.772	761.077	505.864	255.213
<b>110</b>	731.953	907.622	602.876	304.746
<b>160</b>	178.114	220.861	146.104	74.757
<b>200</b>	959.400	1189.656	782.833	406.823
<b>315</b>	323.681	401.364	258.458	142.906
<b>400</b>	340.500	422.220	266.589	155.631
<b>Total</b>	4328.780	5367.687	3536.4255	1831.2615

Tableau VIII.6 Le volume total des travaux pour le réseau

Diamètre (mm)	Longueur(m)	Volume de déblai (m <sup>3</sup> )	Volume du remblai (m <sup>3</sup> )	Volume du lit de sable (m <sup>3</sup> )	Volume excédentaire (m <sup>3</sup> )
<b>75</b>	1489.5	1181.360	973.7005	201.0825	6.577
<b>90</b>	747.5	613.772	505.864	103.155	4.753
<b>110</b>	852	731.953	602.876	120.984	8.093
<b>160</b>	186	178.114	146.104	28.272	3.738
<b>200</b>	922.5	959.400	782.833	147.6	28.967
<b>315</b>	250	323.681	258.458	45.75	19.473
<b>400</b>	227	340.500	266.589	45.4	28.511
<b>Total</b>	4674.5	4328.780	3536.4255	692.2435	100.111

### VIII. Conclusion

La bonne organisation permet de respecter la qualité, les prix et les délais pour satisfaire le client. A travers la prévision des difficultés qui peuvent mettre en danger ces délais, le planning aide à tenir de tels engagements.



**CHAPITRE VIII**  
**ORGANISATION DU**  
**CHANTIER**

### **IX.1-Introduction**

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 leurs profession dans les bonnes conditions.

Doc 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 objet en alimentation en eau potable.

Les différentes phrases d'exécution des travaux sont:

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.)
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage.

Pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leurs études.

Pour notre cas, nous avons seulement les travaux qui concernent la pose de canalisation et les travaux de terrassement pour l'implantation du réservoir.

### **IX.2-Cause 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 :

#### **IX.2.1-Facteurs humains**

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

#### **IX.2.2-Facteurs matériels**

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

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de



terrassment, 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.)

### **IX.3-Liste des conditions dangereuses**

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

### **IX.4-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.

### **IX.5-Mesures préventives pour éviter les causes des accidents**

#### *8.5.1-Protection individuelle*

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

#### **IX.5.2-Autre protection**

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.

- Climatisation des surcharges en bordure des fouilles.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

### **IX.6-Protection collective**

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

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

### **Engin de levage**

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

- Affecter du personnel compétent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge élevée.

### **IX.7-Appareillage électrique**

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

### **IX.8-Conclusion**

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux de réalisation un réseau d'alimentation en eau potable dans les meilleures conditions.

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer sur les critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis renverser la tendance, c'est-à-dire faire de la prévention une action offensive pour qui il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

## **Conclusion générale**

A travers cette étude, nous avons présenté en premier lieu un aperçu général sur les insuffisances que contient le système d'alimentation en eau potable de la ville de SIDI NAAMANE.

Dans ce cadre nous avons cité quelques anomalies existantes au niveau de réseau de distribution, l'adduction, des ouvrages de stockage et des sources.

Les remèdes contre ces insuffisances imposent les recommandations suivantes :

- Transformation du réseau ramifié au réseau maillé.
- Le changement de la conduite d'adduction.
- Mettre des accessoires au niveau de réseau (les appareils de mesure).

A cet effet les corrections qu'on a apporté au réseau pour éliminer ces problèmes ; tout en acceptant les débits demandés à l'horizon de l'étude. Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans le domaine de l'hydraulique durant notre cycle de formation , et j'espère que ce modeste travail aidera, aux autorités civiles ainsi qu'aux entreprises d'exécutions des travaux, comme référence, pour la réalisation de ce projet.

En fin nous tenons à signaler qu'il est indispensable que le gestionnaire et les exploitants accordent une importance à la maintenance et l'entretien de réseau de distribution, réservoir et les équipements du forage afin de garantir la pérennité du projet.

**REFERENCE  
BIBLIOGRAPHIQUES**

## ***BIBLIOGRAPHIES***

- 1- **Lyonnaise des eaux Tome I** .Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement.
- 2- **A.DUPANT** .Hydraulique urbaines.
- 3- **CARLIER, M.** Hydraulique général et appliquée .Edition : Eyrolles.Paris, 1972, 582p.
- 4- Cours d'AEP de **Dr SALAH BOUALEM**, ENSH 1993.
- 5- **ZATOUT KARIM M.F.D** (diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la ville DRAA-BEN-KHEDDA –W.TIZI-OUZOU).
- 6- Catalogue des conduites en **PEHD CHIALI**.
- 7- Site internet <http://www.google.com> avec les mots (réducteur de pression, coup de bélier)

# **ANNEXE**

**ANNEXE N°1:  $S_{\max}$  En Fonction du nombre d'habitants.**

population (hab.) $10^3$	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	1000
$S_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

**ANNEXE N°2:  $S_{\min}$  En Fonction du nombre d'habitants.**

population (hab.) $10^3$	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	50	100
$S_{\min}$	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

**ANNEXE N°3: Répartition des débits horaire en fonction du nombre d'habitants.**

<b>HEURES</b>	<b>Nombre d'habitants</b>				
	<b>Moins de 10000</b>	<b>De 10001 à 50000</b>	<b>De 50001 à 100000</b>	<b>Plus de 100000</b>	<b>Agglomération de type rural</b>
0-1	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
1-2	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
2-3	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
3-4	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
4-5	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
5-6	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
6-7	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
7-8	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
8-9	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
9-10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00
19-20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	3.00	4.80	4.20	3.00
22-23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00
Total	100	100	100	100	100

(Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV, édition 1982)



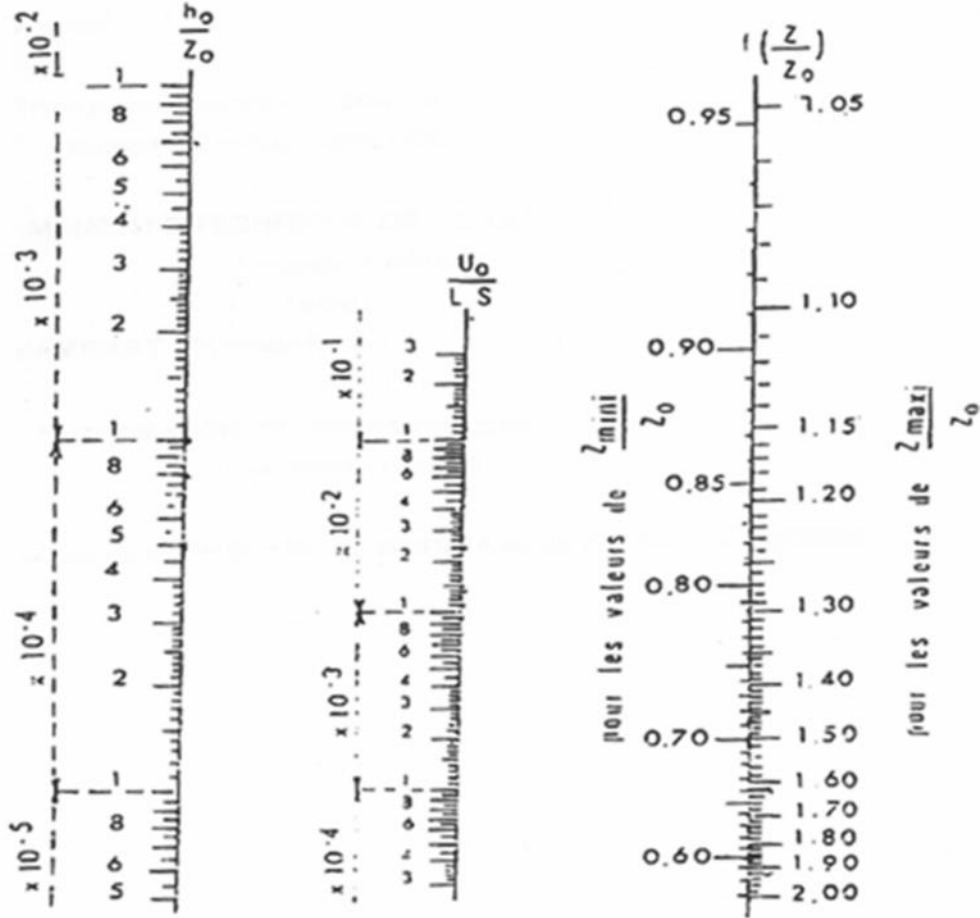
## ANNEXE N°4: Table d'ABRAMOV

(Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge)

<b>Q (l/s)</b>	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
<b>D (mm)</b>	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
<b>1000i</b>	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
<b>Q (l/s)</b>	4.00	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
<b>D (mm)</b>	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
<b>1000i</b>	13.60	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
<b>Q (l/s)</b>	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
<b>D (mm)</b>	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
<b>1000i</b>	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
<b>Q (l/s)</b>	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
<b>D (mm)</b>	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
<b>1000i</b>	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
<b>Q (l/s)</b>	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
<b>D (mm)</b>	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
<b>1000i</b>	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
<b>Q (l/s)</b>	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
<b>D (mm)</b>	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
<b>1000i</b>	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53

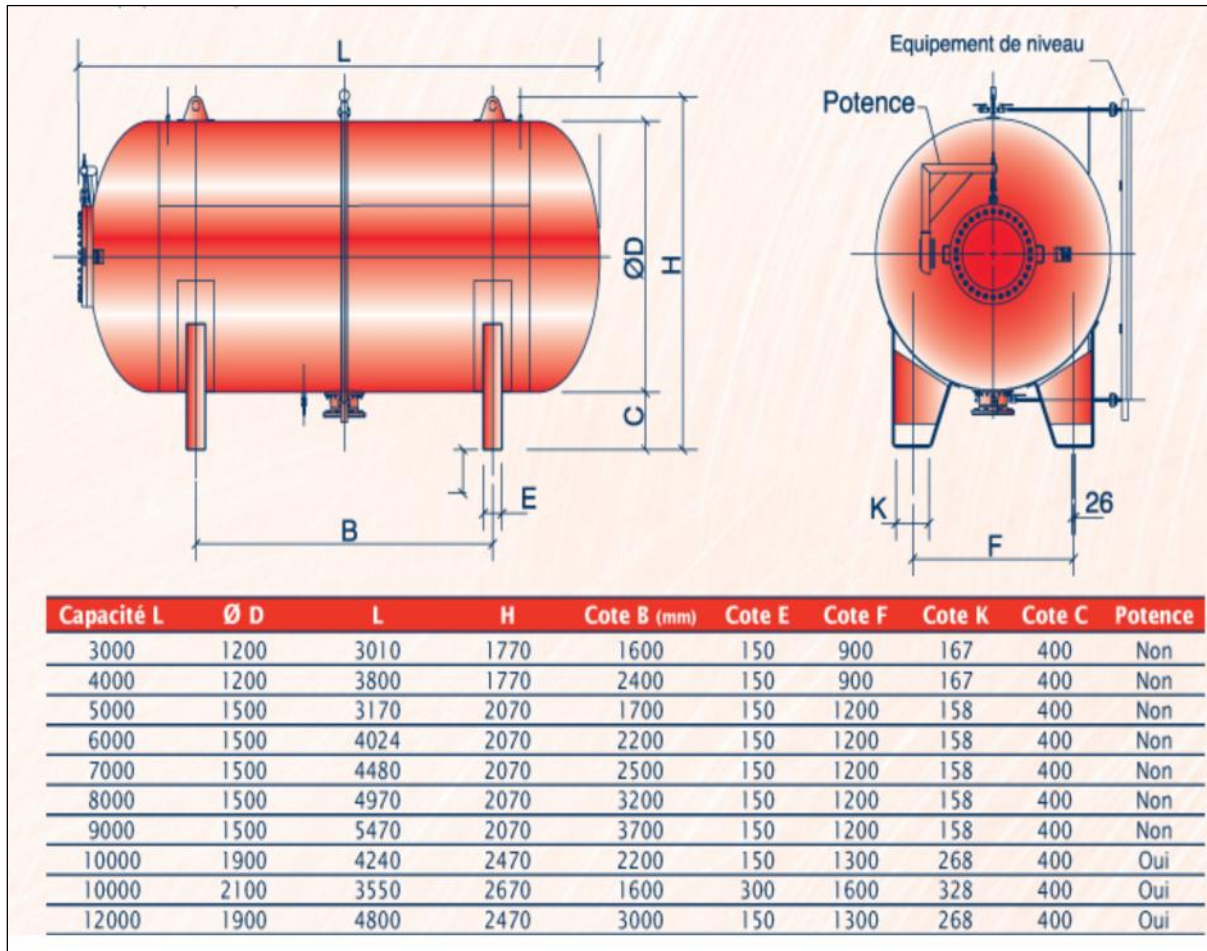
(Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV, édition 1982)

# ANNEXE N°5 :Abaque de Vibert pour le calcul simplifier des réservoirs d'airs



(Extrait de l'ouvrage ANDRE DUPONT)

## ANNEXE N°06 : Choix du ballon anti belier



source(reservoir metalliques charlette)

N° Nœud	Contenance Nœud	Tube						Accessoires			
		Conduite	Longueur (m)	Ø (mm)	Matériau	Situation	Etat de la conduite	Recommandation	Contenance Tuyau	Etat de l'accessoire	Recommandation
F-1	PMP-1										
J-1	Té	P-1	855,29	125	A.C	Sidi Youcef	Moyen	Remplacer à long terme	PMP-1	Bon	/
J-2	Té	P-2	178,5	125	A.C	Sidi Youcef	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Bon	/
T-1	R:Sidi Youcef A	P-3	11,4	125	A.C	Sidi Youcef	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Bon	/
J-2	Té										
J-3	Té	P-4	5,74	125	A.C	Sidi Youcef	Moyen	Remplacer à long terme	-	Bon	/
		P-5	18,57	125	A.C	Sidi Youcef	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Bon	/
J-3	Té										
J-3	Té	P-6	14,04	125	A.C	Sidi Youcef	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Bon	/
T-1	R:Sidi Youcef A										
J-4	Coude	P-7	8,04	125	A.C	Sidi Youcef	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Bon	/
J-5	Té	P-8	6,59	125	A.C	Sidi Youcef	Moyen	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-6	Té	P-9	5,02	125	A.C	Sidi Youcef	Moyen	Remplacer à long terme	-	Bon	/

**ANNEXE N°07: Toutes les pièces et les conduites existantes détaillant leur état avec la recommandation**

N° Nœud	Contenance Nœud	<b>Tube</b>						<b>Accessoires</b>			
		Conduite	Longueur (m)	Ø (mm)	Matériau	Situation	Etat de la conduite	Recommandation	Contenance Tuyau	Etat de l'accessoire	Recommandation
T-2	R:Sidi Youcef A										
		P-10	16,06	125	A.C	Sidi Youcef	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Bon	/
J-5	Té										
		P-11	7,46	125	A.C	Sidi Youcef	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Bon	/
J-6	Té	P-12	186,74	125	A.C	Sidi Youcef	Moyen	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-7	Té										
J-1	Té	P-13	3,6	125	A.C	Sidi Youcef	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Bon	/
J-8	Té	P-14	73,49	125	A.C	Sidi Youcef	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Bon	/
J-7	Té	P-15	115,57	125	A.C	Sidi Youcef	Moyen	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-9	Picage	P-16	80,13	125	A.C	Sidi Naamane centre	Moyen	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-10	Picage	P-17	268,24	125	A.C	Sidi Naamane centre	Moyen	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-11	Té	P-18	164,11	125	A.C	Cité Atik	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Fuite	Remplacer immédiatement
J-12	Té	P-19	112,21	125	A.C	Cité Atik	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Fuite	Remplacer immédiatement
J-13	Picage	P-20	83,02	125	A.C	Cité Atik	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Fuite	Remplacer immédiatement
J-14	Joint Jibault	P-21	105,4	40	PEHD	19Logts	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Vanne non fonctionnelle Au dessous des escaliers d'un local	à déplacer

**ANNEXE N°08: Toutes les pièces et les conduites existantes détaillant leur état avec la recommandation**

**ANNEXE N°9: Toutes les pièces et les conduites existantes détaillant leur état avec la recommandation**

N° Nœud	Contenance Nœud	Conduite	Longueur (m)	Ø (mm)	Matériau	Situation	Etat de la conduite	Recommandation	Contenance Tuyau	Etat de l'accessoire	Recommandation
J-15	Bouchon										
J-9	Picage	P-22	106,58	49	A.G	Sidi Naamane centre	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-16	Bouchon										
J-10	Picage	P-23	105,94	49	A.G	Sidi Naamane centre	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-17	Bouchon										
J-12	Té	P-24	491,28	125	A.C	Sidi Naamane centre(40+24+27+36)logts	Moyenne	Remplacer à long terme	6 Vannes	Fuites	Remplacer immédiatement
J-18	Joint Jibault	P-25	44,66	40	PEHD	18Logts	Bon	Remplacer à long terme	Vanne	Bon	/
J-23	Pickage										
J-13	Picage	P-26	36,78	49	A.G	Cité Atik	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-20	Bouchon										
J-8	Té	P-27	35,74	125	A.C	Sidi Naamane centre	Moyenne	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-21	Té	P-28	23,83	125	A.C	Sidi Naamane centre	Moyenne	Remplacer à long terme	Vanne	Bon	/
J-22	Té	P-29	19	80	A.C	VSA	Moyenne	Remplacer à long terme	Vanne	Bon	/
J-23	Picage	P-30	252,58	80	A.C	VSA	Moyen	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-24	Bouchon										
J-23	Picage										
J-25	Bouchon	P-31	149,72	49	A.G	VSA	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement

**ANNEXE N°10 : Toutes les pièces et les conduites existantes détaillant leur état avec la recommandation**

N° Nœud	Contenance Nœud	Tube							Accessoires		
		Conduite	Longueur (m)	Ø (mm)	Matériau	Situation	Etat de la conduite	Recommandation	Contenance Tuyau	Etat de l'accessoire	Recommandation
J-22	Té										
J-26	Bouchon	P-32	356,44	125	A.C	VSA	Mauvais	Remplacer immédiatement	Vanne	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-21	Té										
J-27	Picage	P-33	58,43	125	A.C	VSA	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Bon	/
J-28	Bouchon	P-34	116,41	49	A.G	VSA	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-27	Picage										
J-29	Té	P-35	66,81	125	A.C	VSA	Moyen	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-30	Té	P-36	310,2	125	A.C	VSA	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Bon	/
J-31	Té	P-37	2,17	49	A.G	VSA	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-32	Bouchon	P-38	133,17	49	A.G	VSA	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-29	Té										
J-33	Picage	P-39	334,74	125	A.C	VSA	Moyen	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-30	Té	P-40	80,74	125	A.C	VSA	Moyen	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-33	Picage										
J-34	Bouchon	P-41	80,43	49	A.G	VSA	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement

N° Nœud	Contenance Nœud	<i>Tube</i>							<i>Accessoires</i>		
		Conduite	Longueur (m)	Ø (mm)	Matériau	Situation	Etat de la conduite	Recommandation	Contenance Tuyau	Etat de l'accessoire	Recommandation
J-31	Té										
J-35	Bouchon	P-42	19,15	40	A.G	VSA	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-11	Té										
J-36	Té	P-43	13,49	125	A.C	Sidi Naamane centre	Moyenne	Remplacer à long terme	Vanne	Fuite	à remplace immédiatement
T-4	R:Sidi,N centre A	P-44	32,35	125	A.C	Sidi Naamane centre	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Bon	/
J-36	Té										
T-5	R:Sidi,N centre A	P-45	16,18	125	A.C	Sidi Naamane centre	Moyen	Remplacer à long terme	Vanne	Bon	/
J-37	Té	P-46	71,15	49	A.G	Sidi Naamane centre	Mauvais	Remplacer immédiatement	Vanne	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-38	Bouchon	P-47	38,98	49	A.G	Sidi Naamane centre	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-37	Té										
J-39	Bouchon	P-48	101,78	49	A.G	Sidi Naamane centre	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement

**ANNEXE N°11: Toutes les pièces et les conduites existantes détaillant leur état avec la recommandation**



N° Nœud	Contenance Nœud	Conduite	Longueur (m)	Ø (mm)	Matériau	Situation	Etat de la conduite	Recommandation	Contenance Tuyau	Etat de l'accessoire	Recommandation
T-4	R:Sidi,N centre A										
J-40	Té	P-49	145,09	49	A.G	Sidi Naamane centre	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-41	Té	P-50	59,31	49	A.G	Sidi Naamane centre	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-42	Bouchon	P-51	23,73	49	A.G	Sidi Naamane centre	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-41	Té										
J-43	Bouchon	P-52	158,83	49	A.G	Sidi Naamane centre	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-40	Té										
J-44	Joint Jibault	P-53	7,24	49	A.G	Sidi Naamane centre	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-45	Té	P-54	42,26	80	PEHD	Sidi Naamane centre	Bon	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-46	Picage										
J-47	Bouchon	P-55	68,83	80	PEHD	Sidi Naamane centre	Bon	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-46	Picage										
J-48	Joint Jibault	P-56	5,32	49	A.G	Sidi Naamane centre	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-45	Té	P-57	7,81	80	PEHD	Sidi Naamane centre	Bon	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-49	Té	P-58	36,87	80	PEHD	Sidi Naamane centre	Bon	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-50	Bouchon	P-59	103,6	80	PEHD	Sidi Naamane centre	Bon	Remplacer à long terme	-	Bon	/

**ANNEXE N°12: Toutes les pièces et les conduites existantes détaillant leur état avec la recommandation**

N° Nœud	Contenance Nœud	<i>Tube</i>							<i>Accessoires</i>		
		Conduite	Longueur (m)	Ø (mm)	Matériau	Situation	Etat de la conduite	Recommandation	Contenance Tuyau	Etat de l'accessoire	Recommandation
J-49	Té					Sidi Naamane centre	Bon	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-51	Joint Jibault	P-60	94,43	80	PEHD	Sidi Naamane centre	Bon	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-52	Té	P-61	105,53	49	A.G	Sidi Naamane centre	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-52	Té	P-62	13,59	49	A.G	Sidi Naamane centre	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-53	Bouchon										
J-52	Té	P-63	39,32	49	A.G	Sidi Naamane centre	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-54	Joint Jibault	P-64	71,2	80	PEHD	Sidi Naamane centre	Bon	Remplacer à long terme	-	Bon	/
J-55	Bouchon										
F-2	PMP-2	P-65	2,63	49	A.G	Sidi Naamane centre	Mauvais	Remplacer immédiatement	-	Mauvais	Remplacer immédiatement
J-46	Picage										

**ANNEXE N°13: Toutes les pièces et les conduites existantes détaillant leur état avec la recommandation**

