

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et recherche scientifiques

المركز الجامعي لعين تموشنت

Centre Universitaire Ain Témouchent

Institut des sciences et de la technologie

Département de génie de l'Eau



Projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master en

Domaine : Science et Technologie

Filière : Hydraulique

Spécialité : Hydraulique urbain

Thème

**Dimensionnement d'un réseau d'AEP
De la commune de Bensekrane
Wilaya de Tlemcen**

Présenté par :

1. BOUDAUD NEDHIR
2. MECHERNANE MOHAMMED

Devant les membres du jury:

Président : Mr Nehari.A

Examinatrice : Mme Baghli.N

Encadreur : Mr Benaïcha.M

Co encadreur : Mr Ababou .H

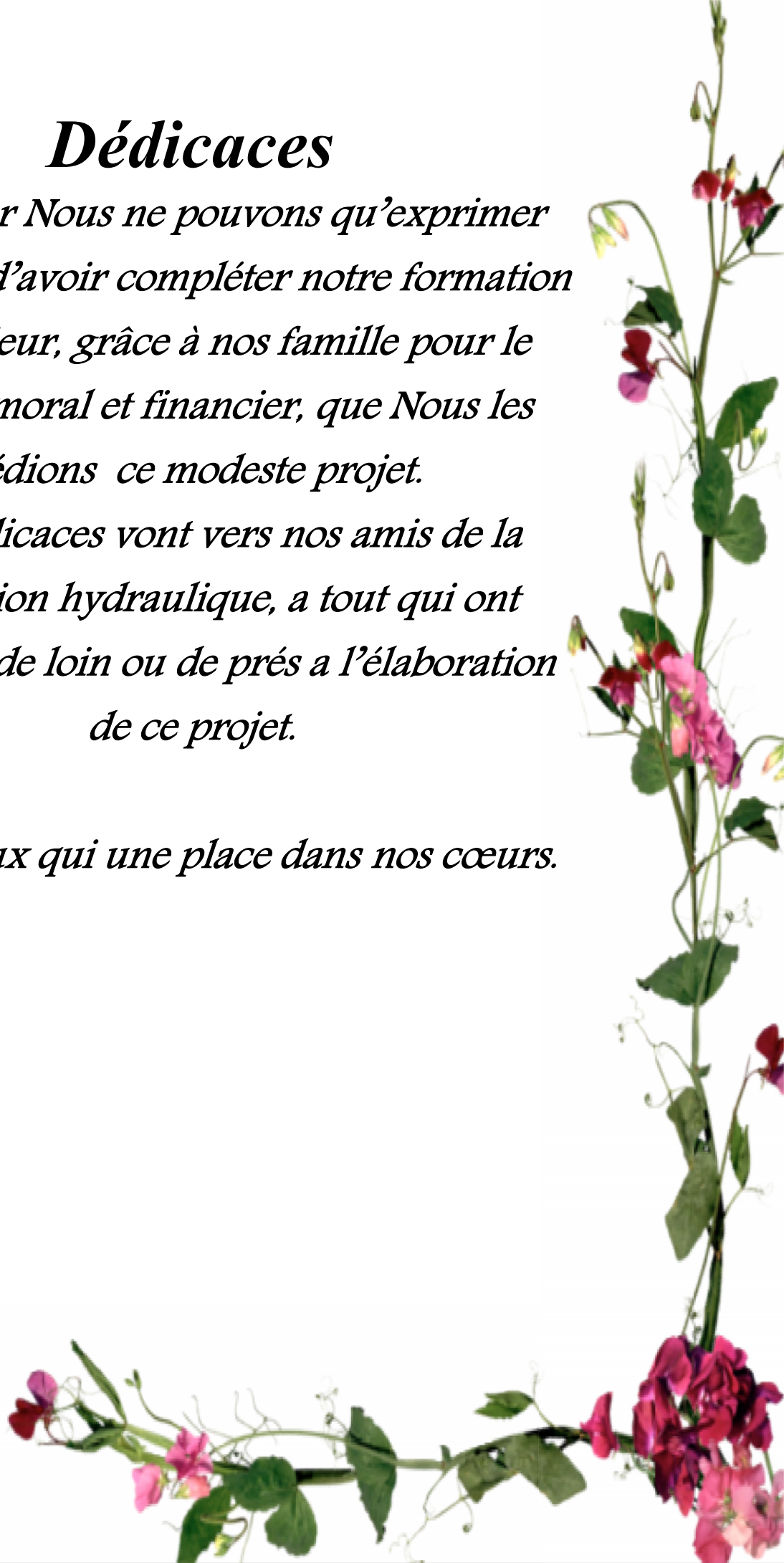
Année universitaire : 2018/2019

Dédicaces

*En ce jour Nous ne pouvons qu'exprimer
nos fierté d'avoir compléter notre formation
d'ingénieur, grâce à nos famille pour le
soutien moral et financier, que Nous les
dédions ce modeste projet.*

*Nos dédicaces vont vers nos amis de la
promotion hydraulique, a tout qui ont
participé de loin ou de près a l'élaboration
de ce projet.*

A tous ceux qui une place dans nos cœurs.



Remercîment

*Nous tenons a remercier tout d'abord mon
encadreur :mr mohamed Benicha et mr
Ababou, pour le sujet proposé et pour leur
suivi, orientation, disponibilité et surtout
leur modestie a mon égard.*

*Nous remercions également les membres du
jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner
ce travail, en l'occurrence :mr Nhari ,Mme
Baghli,*

*Nous Tenons a exprimer ma reconnaissance
est nos sincères remerciements a mr Ababou
et tous les agents de la subdivision
hydraulique de
Ain-Témouchent*

*Nous remercions également l'ensemble du
personnel de Ade et tous ceux qui m'ont aidé
de près ou de loin a mener a terme ce
modeste travail*

**MR. BOUDA OUD NEDHIR
MR MECHERANE MOHAMED**



Résumé

Les problèmes de conception, d'alimentation et de gestion des systèmes d'eau potable sont dus à de nombreuses raisons comme suit.

Augmentation de la population et augmentation de la consommation d'eau par les habitants et les industries etc..

La commune de Bensekrane wilaya de Tlemcen a connu les dernières années une croissance démographique importante ce qui nous a amené à trouver des solutions dont la plus importante est de déterminer des dimensions des structures de stockage de certaines zones pour équilibrer l'offre et la demande.

C'est pour ceci nous avons élaboré de nouveaux plans pour faciliter l'opération de réforme et de renouvellement.-

Abstract

The problems of designing, supplying and managing potable water systems are due to many reasons including :

The Increase in population and the increase in water consumption by individuals and industries. In recent years the municipality of Bensekrane in the wilaya of Tlemcen has witnessed significant population growth, which has led us to find such solutions like determine the dimensions of storage structures for some areas to match the supply and needs and we have also created plans to facilitate the process of repair and renovation.

D ƏZİ

نعود مشاكل تصميم وتزويد وإدارة شبكات المياه $F\check{V}\check{A}d \check{z}$

لشرب لأسباب كثيرة منها:

زيادة عدد السكان والزيادة في استهلاك الماء من طرف الأفراد

$H\check{z}\dots \check{z} \check{U}N\check{S}d \check{z}$

كما عرفت بلدية بن سكران ولاية تلمسان في السنوات الأخيرة

$\Theta\check{O}b\check{r}\check{e} \check{z} \check{i} 5\check{z}! YD\check{z} a\check{U}l\check{y}d\check{z}i\check{U}k\check{z} \check{U} \check{z} \check{U} \check{U}S\check{U}B \check{i}D\check{z}$

ابعد هياكل التخزين لبعض المناطق يتوافق العرض والاحتياج

وكذلك قمنا بإنشاء مخططات لتسهيل عملية الإصلاح والتجديد.

SOMMAIRE

<i>Introduction générale</i>	01
<u>Chapitre :1 :présentation et estimation des besoins</u> :.....	03
I.1. Introduction	04
I.2.Présentation du site :.....	04
I.2.1. Situation géographique [1]	04
I.2.2. Situation topographique [1]	05
I.2.3. Situation climatique [1]	05
1.2.4 Géologie générale du site	05
1.3 Etude démographique	06
I.3.1. Estimation des besoins en eau de différentes catégories	07
<i>I.3.1.1. Les Besoins en eau domestiques</i>	07
<i>A. Estimation des besoins domestiques</i>	07
<i>B. Dotation unitaire</i>	07
I.3.2. Consommation moyenne journalière	07
<i>I.3.2.1. Consommation moyenne journalière de la population</i>	08
<i>I.3.2.2. Consommation moyenne journalière des équipements</i>	08
<i>A. Par le nombre d'occupation</i>	08
<i>B. Par la surface du planché</i>	08
<i>I.3.2.3. Consommation moyenne journalière des équipements à long terme</i>	10
<i>I.3.2.4. Les besoins totaux en eau</i>	10
I.3.3. Majoration de la consommation moyenne journalière	11
I.3.4. Variation de la consommation journalière	12
<i>I.3.4.1. Variation de la consommation maximale journalière</i>	12
<i>I.3.4.2. Variation de la consommation minimale journalière</i>	13
I.3.5. Variation de la consommation horaire	14
<i>I.3.5.1. Calcul des débits moyens horaires</i>	14
<i>I.3.5.2. Débit maximum horaire</i>	14
<i>I.3.5.3. Débit minimum horaire</i>	15
<i>I.3.6. Détermination du débit de pointe</i>	16
I.3. Conclusion	17
<u>Chapitre :II RESERVOIR</u>	18
II.1. Introduction	19
II.2. ROLE ET FONCTIONS DES RESERVOIRS	19
- Régulateur et accumulateur	19

SOMMAIRE

- Augmentation des pressions.....	19
- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage.....	19
- Briser la charge.....	19
- Stockage de la réserve d'incendie.....	19
II.3. EMPLACEMENT DES RESERVOIRS.....	19
II.4. Classification des réservoirs.....	20
a) Leurs positions par rapport au sol.....	20
b) Leurs formes.....	20
c) La nature du matériau de construction.....	20
II.5. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT.....	20
II.6. CHOIX DU TYPE DE RESERVOIR	20
II.7. EQUIPEMENT DU RESERVOIR.....	20
II.7.1. Conduite d'arrivée	20
II.7.2. Conduite de départ ou de distribution	21
II.7.3. Conduite de vidange.....	21
II.7.4. Conduite de trop-plein	21
II.7.5. Système de matérialisation d'incendie	21
II.7.6. CONDUITE BY-PASS	21
II.8. CAPACITE DU RESERVOIR	21
II.8.1. Méthode analytique	21
II.8.2. Méthode graphique	22
II.9. Détermination du volume total d'un réservoir	22
II.10. Dimensionnement des réservoirs projetés	22
II.10.1. Dimensionnement du réservoir de la zone 1	22
II.11.1 Calcul du diamètre du réservoir :	24
II.11.2 Récapitulation :	25
II.12. CHOIX DE TYPE DE RESERVOIR :.....	25
II.13. ENTRETIEN ET PROTECTION DU RESERVOIR :	26
Chapitre III : ETUDE DE L'ADDUCTION.....	27
III.1. Introduction.....	28
III.2. Types d'adduction.....	28
1. <u>Adduction gravitaire</u>	28
2. <u>Adduction par refoulement</u>	28
3. <u>Adduction mixte</u>	28

SOMMAIRE

III.3. Choix du type de conduites.....	28
III.4. Description du schéma d'adduction projeté.....	29
III.5. Dimensionnement des conduites.....	30
III.5.1. Cas gravitaire.....	30
III.5.1.1 Calcul de la vitesse.....	30
III.5.1.2 Calcul des diamètres.....	30
A. Diamètre de la conduite.....	30
III.5.1.3. Calcul des pertes de charge.....	31
A. Pertes de charge linéaires (H_l).....	31
B. Pertes de charge singulières (H_s).....	31
III.6. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction	32
III.6.1. Tronçon PP-PA	32
III.6.2. Calcul la pression entre Pp et PA.....	32
III.6.3. Tronçon PA-R1	33
III.6.4. Calcul la pression entre PA et R1.....	33
III.6.5. Tronçon PA-R2.....	34
III.6.6. Calcul la pression PA-R2.....	34
III.6.7. Calcul la pression au point le plus bas.....	36
III.7. Equipement de l'adduction.....	36
III.7.1. Robinets vannes.....	36
III.7.2. Vidange.....	36
III.7.3. Ventouses.....	36
III.7.4. Vanne de décharge	36
III.8. Conclusion.....	37
CHAPITRE 4 ; DISTRUBITION	38
IV.1. Introduction	39
IV.2. Type des réseaux de distribution	39
IV.2.1. Réseau ramifié.....	39
IV.2.1. Réseau maillé.....	39
IV.3. Conditions sur les vitesses est les pressions.....	40
IV.3.1. Vitesse.....	40
IV.3.2. Pression.....	40
IV.4. Conception du réseau de distribution.....	40
IV.5. Choix du tracé.....	41

SOMMAIRE

IV.6. Choix des conduites de distribution.....	41
IV.7. Calcul hydraulique.....	41
IV.7.1. Répartition des débits de pointe.....	41
IV.7.2. Débit spécifique.....	42
IV.7.3. Débit de route	43
IV.7.4. Débit au tronçon.....	43
IV.7.5. Débit au nœud	43
IV.8. Dimensionnement des réseaux de distribution	43
IV.8.1. Dimensionnement du réseau de distribution (A)	43
<i>IV.8.1.1. Détermination des débits aux tronçons et des débits nodaux.....</i>	<i>43</i>
IV.8.2. Dimensionnement du réseau de distribution (B).....	45
<i>IV.8.2.1. Détermination des débits aux tronçons et des débits nodaux.....</i>	<i>45</i>
IV.8.3. Détermination des diamètres des conduites	47
IV.8.4. Modélisation et simulation du réseau	47
IV.8.5. Présentation du logiciel EPANET.....	48
IV.8.6. Utilisation du logiciel EPANET.....	48
IV.8.7. Modélisation du réseau.....	48
IV.8.8. Simulation du réseau.....	49
<i>IV.8.8.1. Première simulation du réseau de distribution (A), cas de pointe.....</i>	<i>49</i>
✓ Etat des noeuds du réseau (A).....	49
Etat des conduites du réseau (A)	49
<i>IV.8.8.2. Première simulation du réseau de distribution (B), cas de pointe</i>	<i>50</i>
✓ Etat des noeuds du réseau (B)	50
✓ Etat des conduites du réseau (B)	52
IV.9. Conclusion.....	53
CHAPITRE V : POSE DES CONDUITES ET GESTION DU RESEAU.....	54
V.1.POSE DES CONDUITES.....	55
V.1.1. GENERALITE.....	55
V.1.2. LA REALISATION DES TRANCHEES [4].....	55
V.1.3 CONCISTANCE DES TRAVEAUX :.....	55
V.1.4. SITUATION DES TRAVEAUX INSTALLATION DES MATERIAUX :.....	56
V.1.4.1. Terrassement : [11].....	56
V.1.4.2. L'équipement hydraulique :.....	56

SOMMAIRE

V.1.4.3 les pièces spéciales:.....	56
V.1.5. ORGANES ACCESSOIRS DES RESEAUX :.....	57
V.2.GESTION DU RESEAUX :.....	57
V.2.1. BUT DE LA GESTION	58
V.2.2. METHODES ET TECHNIQUES DE DETECTION DES FUITES DANS LES RESEAUX D'EAU POTABLE	58
V.2.2.1 l'écoute des bruits de fuite	58
V.2.3. IMPORTANCE DE L'ENTRETIEN ET DE LA MAINTENANCE.....	58
V.2.3.1 Maintenance	59
V.2.3.2 La maintenance préventive.....	59
V.2.3.3 Maintenances curatives [4].....	59
V.2.3.4 L'entretien courant.....	59
V.2.3.5 L'entretien préventif systématique.....	59
V.2.3.6 L'entretien préventif exceptionnel.....	59
V.2.4. GESTION TECHNIQUE ET SUIVIE GENERALE DES INSTALLATIONS....	60
V.2.4.1. Vieillessement et traitement des installations.....	60
V.2.4.2 Protection active [14]	60
V.2.4.3 Protection passive	60
V.2.4.4 Protection anti -corrosive [14]	60
V.2.5. GESTION DES OVRAGES DE STOCKAGES	61
CONCLUSION GENERALE.....	61

LISTE DES TABLEAUX

Tableau (I.1) : Estimation de la population future	07
Tableau (I.2) : détermination des besoins domestiques :.....	08
Tableau(I.3) : les besoins en eau des équipements de ZONE 01	09
Tableau(I.4) : les besoins en eau des équipements de ZONE 02	09
tableaux(I.5) :récapitulatif des besoins moyens journaliers :.....	10
Tableau (I.6) : Majoration de la consommation Moyenne journalière actuelle et future de zone 1	12
Tableau (I.7) : Majoration de la consommation Moyenne journalière actuelle et future de zone 2.....	12
Tableau (I.8) : Consommation maximale journalière.....	13
Tableau (I.9) : Consommation minimale journalière.....	14
Tableau (I.10) : Débits moyens horaires.....	14
Tableau (I.11) : Valeurs de β_{max} et β_{min} en fonction du nombre d'habitant.....	15
Tableau (I.12) : Débit maximum horaire actuel.....	15
Tableau (I.13) : Débit maximum horaire futur.....	15
Tableau (I.14) : Débit minimum horaire actuel.....	16
Tableau (I.15) : Débit minimum horaire futur.....	16
Tableau II.1 : capacité du réservoir 01 :	23
Tableau II.2 : capacité du réservoir 02 :.....	24
Tableau (III.1) : Calcul de HT du tronçon PP – PA	33
Tableau (III.2) : calcul de HT de tronçon PA et RI	34
Tableau (III.3) : calcul de HT Tronçon P_A-R₂	35
Tableau(IV.1) : Répartition des débits de pointe des deux réseaux.....	41
Tableau(IV.2) : résultat de calcule de différent débits de réseaux :.....	44
Tableau (IV.3): Détermination des débits aux tronçons et les débits nodaux du réseau (B) ...	45
Tableau (IV.4) : Etat des noeuds du réseau (A), cas de pointe.....	49
Tableau (IV. 5) : Etat des conduites du réseau (A), cas de pointe.....	50
Tableau (IV. 6) : Etat des noeuds du réseau (B), cas de pointe.....	51
Tableau (IV.7) : Etat des conduites du réseau (B), cas de pointe.....	52

LISTE DES FIGURES

Figure(I.1) :plan de situation.....	04
Figure (III.1) : Schéma de l'adduction	29
Figure (IV.1) : Réseau ramifié	39
Figure (IV.2) : Réseau maillé	40
Figure(IV.3) : Réseau de distribution (A)	42
Figure(IV.4) : Réseau de distribution (B)	42
Figure(V.5) : La pose des conduites	55

LISTE DES SYMBOLES

Dext : Diamètre extérieur

Dint : Diamètre intérieur

Dn : Diamètre nominal

Dmin : Diamètre minimum

Dmax : Diamètre maximum

Dr : Diamètre du réservoir

D1 : Diamètre du réservoir de la zone 1

D2 : Diamètre du réservoir de la zone 2

Hg : Hauteur géométrique

Hinc : Hauteur d'incendie

HI : Pertes de charge linéaires

Hr : Hauteur d'eau dans réservoir

Ht : Pertes de charges totales

Hs : pertes de charges singulières

K : Rugosité

Kmax.h : Coefficient de consommation maximale horaire

Kmax.j : Coefficient d'irrégularité maximale

Kmin.h : Coefficient de consommation minimale horaire

Kmin.j : Coefficient d'irrégularité minimale

Kp : coefficient de pointe

L : Longueur

N : Nombre d'habitants

P : Pression

PA : Pression au point A

Pp : Pression au point de piquage

Ppb : Pression au point plus bas

PR1 : Pression au réservoir 1

PR2 : Pression au réservoir 2

Q : Débit transitant

Qmax.h : Débit maximum horaire

Qmax.j : Débit maximum journalier

Qmin.h : Débit minimum horaire

Qmin.j : Débit minimum journalier

Q_{moy.h} : Débit moyen horaire
Q_{moy.j} : Débit moyen journalier
QN : Débit au noeud
QP : Débit de pointe
QR : Débit en route
Qt : Débit total
R : Résidu
Re : Nombre de REYNOLDS
S : Surface de la conduite
SR : surface de réservoir
V : Vitesse d'écoulement
Vinc : Volume d'incendie
V_{max} : Vitesse maximum d'écoulement
V_{min} : Vitesse minimum d'écoulement
VT : Capacité totale du réservoir
Vu : Volume utile du réservoir
a : Fraction horaire du débit maximum journalier
e : épaisseur
g : Accélération de la pesanteur
J : Perte de charge unitaire
qs : Débit spécifique

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau c'est la vie, et l'homme ne peut pas vivre sans eau. Chaque développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

Pour qu'on puisse atteindre l'évolution dans notre vie journalière, ainsi que dans l'industrie et l'agriculture, il faut qu'il y'ait de l'eau en quantité suffisante. L'homme est responsable de maîtriser la science relative à cette denrée.

Depuis l'indépendance, l'Algérie se trouve en face d'un sérieux problème et une situation délicate, à savoir la sécheresse qui nécessite des grands efforts de l'état pour remédier à ce déficit en matière d'eau potable.

Au nord algérien, on a la quantité d'eau suffisante, mais il ya une mal distribution, le sujet de notre mémoire de fin d' études est de dimensionnement d'un réseaux d'AEP de communes de Bensekrane, wilaya de Tlemcen, cette communes sera alimenté a partir de les eaux de mer et source de Sidi Abdelli et le barrage de Banibahdal Pour cela, nous débuterons notre travail par une description du site, à savoir : la situation géographique, climatique, hydrologique, et la situation hydraulique, tout en estimant le nombre d'habitants et les différents besoins en eau aux divers horizons, court, moyen et long terme, suivant les données acquises auprès de l'APC de Bensekrane et la subdivision d'hydraulique de la Daïra de Bensekrane, et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à long terme.

En second lieu, il sera procédé au dimensionnement des réservoirs de stockage en tenant compte des capacités des réservoirs existants.

Le troisième volet consiste essentiellement en le dimensionnement des conduites d'adduction, en se basant sur les conditions d'ordre technique et économique.

Dans la quatrième partie, nous allons dimensionner les différents diamètres des conduites du réseau de distribution, dont l'objectif est d'assurer un bon fonctionnement du réseau pour amener l'eau à toutes les catégories des consommateurs.

Enfin, dans la dernière partie, on terminera par une analyse qui concerne la pose des conduites et la gestion du réseau, et on finalisera par une conclusion générale.

CHAPITRE I

***Présentation
Et Estimation
Des Besoins***

I.1. Introduction

Notre étude a pour objectif le dimensionnement d'un réseau d'eau potable de la commune de **Bensekrane**; pour cela, on a commencé ce travail par une collecte de toutes les données nécessaires à cette étude.

Ce chapitre consiste à développer deux points essentiels. Le premier point est consacré à la présentation de l'aire d'étude de point de vue géographique, géologique, climatique, hydraulique et démographique; et le deuxième point est consacré à estimer les besoins en eau qui sont nécessaires pour le dimensionnement d'un réseau d'eau potable.

I.2. Présentation du site :

I.2.1. Situation géographique [1]

La commune de **Bensekrane** fait partie de la zone pleine et plateaux intérieurs de la wilaya de Tlemcen. située à 25 km au nord-est chef-lieu à la limite avec la wilaya de Ain Témouchent



Figure I.1 : Situation géographique de la ville de BENSARKRANE

Zone 1 : Cité Vieux stade, localisé au côté EST de Bensekrane

Zone 2 : cité des oliviers localisé au CENTRE de Bensekrane

Traversée du sud au nord par la route nationale n°02, et l'oued Isser, le territoire de la commune de Bensekrane est limité :

- au nord par la commune de Ain kihal et Aghlal (wilaya de Ain Tméouchent).
- au sud par la commune d'Amieur.
- à l'est par la commune de Sidi Abdelli.
- à l'ouest par la commune d'El Fhoul .

L'altitude moyenne du territoire est de 350 m environ, le relief est composé de plateaux et vallées au sud de la commune et la zone montagneuse de Sebaa Chioukh.

1.2.2. Situation topographique [1]

La commune est caractérisée par un terrain peu élevé mais accidenté (pente variant de 0 à 30%). La zone est formée au sud de l'Isser par de plateaux plus ou moins profondément entaillés par les oueds et ravins secondaires (Chàabat) qui les découpent en mamelons séparés par de assez large petites vallées dont les flancs marneux et très élargis sont déchiquetés par un multitude de lignes de ruissèlement distribuées en éventail .

1.2.3. Situation climatique [1]

Bensekrane est situé dans la partie méridionale de la zone tempérée du nord de l' Algérie . Protégé des vents du sud par les massifs de Tlemcen et de Ouled Mimoun, du Djebel Nador au sud jusqu'au sud-est. soumis à l'influence méditerranéenne et d'un relief peu élevé, il jouit d'un climat modéré, excellent dans l'ensemble. Les hivers sont doux, la neige y est très rare. Les étés sont vraiment pénibles lorsque le siroco souffle. La chaleur est également moins lourde que sur le littoral bien que la température y soit plus élevée.

Les précipitations moyennes annuelles enregistrées à Bensekrane se situent entre 400 et 600 mm. la période pluviale est de novembre à mai.

Les précipitation maximales sont enregistrées au mois de Janvier, Février, Avril et Décembre, alors que les minima s'observent au court de la période estival.

La température moyenne annuelle de territoire est de 18°. elle varie de 25° à 35° en été de 5° à 12° en décembre.

L'activité agricole est composée par de grosses exploitations céréalières, arboricoles et maraichères. La vie économique est complétée par l'existence de petits commerçants.

1.2.4 Géologie générale du site

La commune de Bensekrane est située au bord de l'oued Isser, principale affluent de la Tafna. Il draine toute la bordure orientale de ce bassin ; il s'écoule d'abord du sud au nord, puis s'infléchit vers l'ouest ou il emprunte un synclinal miocène dont le flanc nord forme les reliefs

des Sebaa Chiokh. Le miocène, qui constitue la majeure partie de cette chaîne est représenté par une épaisse série monotone de grès et de marne dépassant 2000 m de puissance. Sauf une présence de travertin mêlé d'onyx sur la hauteur dominant la rive gauche du Chaab et Rkham, sauf des couches tufeuses qui se rencontrent en de nombreux points de l'une et l'autre rive de la rivière au dessus de la terre végétale, le territoire est donc constitué essentiellement par l'étage helvétique, représenté par cette alternance de grès et de marnes. Les marnes n'offrent rien de particulier, si ce n'est leur faible perméabilité et leur compressibilité structurales ; les grès sont presque sableux, souvent aussi plus durs, et à peu près exclusivement siliceux dans les deux cas, plus rarement à ciment calcaire. L'ensemble peut être considéré comme une puissante formation de marnes argileuses sarmentées d'assez puissants bancs de grès. Quant aux alluvions anciennes et modernes, elles ne se trouvent que le long de l'oued Isser jusqu'à El Fehoul.

1.3 Etude démographique

L'agglomération Chef lieu se situe au sud de la commune, à une distance de 30 km du chef lieu de wilaya de Tlemcen. Elle s'étale sur une superficie de 130 ha.

Constituée de trame orthogonale, la ville de Benskrane est traversée par la route nationale n°2. Son extension s'est réalisée à partir du village au sud et sud ouest en raison de faibles contraintes topographiques.

L'étude concernant l'estimation des besoins en eau reste liée au développement démographique et à l'élévation du niveau de vie. Donc l'estimation doit être faite en fonction de l'évaluation de la population à différents horizons.

D'après le recensement effectué par les services d'APC en 2019, la population de la commune BENSEKRANE (chef lieu) étant de 18643 habitants.

Pour avoir une idée sur cette population à long terme, nous pouvons faire une estimation moyennant la relation qui obéit à la loi des accroissements finis donnée par :

$$P_n = P_0 (1+T)^n \quad (I.1)$$

Avec :

- P_n : population future prise à l'horizon considéré ;
- P_0 : population de l'année de référence (hab) ;
- T : taux d'accroissement annuel de la population, D'après les APC ce taux est pris égal à 1.7 % dans cette région ;
- n : nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Dans notre cas : L'estimation de la population à l'horizon d'étude est mentionnée dans le tableau (I.1) ci après

Tableau (I.1) : Estimation de la population future

commune	Taux Daccroissement Moyen(%)	Population Actuelle p0 (2019)	Population Horizon (2049)
Zone1	1.71	1626	2704
Zone2	1.71	4940	8216

I.3.1. Estimation des besoins en eau de différentes catégories

Dans l'estimation des besoins en eau on n'est pas concerné seulement par la consommation domestique, mais aussi par d'autres usages tels que : le nettoyage des rues, l'arrosage des espaces verts, la lutte contre les incendies, commerces et de différents types d'équipements

I.3.1.1. Les Besoins en eau domestiques

A. Estimation des besoins domestiques

C'est la quantité d'eau utilisée par les consommateurs dans leurs résidences pour les différents usages comme la lessive, la cuisine, l'hygiène,...etc. Ils sont estimés selon la population et avec une dotation unitaire qui dépend généralement de l'agglomération et de son niveau de vie.

B. Dotation unitaire

Pour pouvoir calculer ces besoins il faut choisir une norme fixée, cette norme est dite la dotation unitaire, c'est le rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...etc.), attribuée à chaque habitant. Les dotations utilisées dans cette étude sont [2] :

- zone éparses : 60 - 100 l/j/hab;
- zones urbaines : 150 - 180 l/j/hab.

I.3.2. Consommation moyenne journalière

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour notre étude, il est nécessaire de se pencher sur les différents paramètres de besoins, tel que :

- ✓ Les besoins domestiques ;
- ✓ Les besoins administratifs ;
- ✓ Les besoins pour l'arrosage ;

- ✓ Les besoins sanitaires ;
- ✓ Les besoins socioculturels ;
- ✓ Les besoins scolaires ; et les besoins commerciaux.

I.3.2.1. Consommation moyenne journalière de la population

Est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = D * N / 1000 \tag{I.2}$$

Où :

- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier m^3/j ;
- D : dotation moyenne journalière $l/j/hab$;
- N : nombre de consommateurs.

Les besoins en eau sont donnés dans le tableau (I.2) ci-après :

Tableau (I.2) : détermination des besoins domestiques :

ZONE	population		Dotation (l/j/hab)	Debit moyen journalier (m^3/j)	
	2019	2049		2019	2049
Zone 1	1626	2704	150	244	311
Zone 2	4940	8216	180	889.20	1478.88

I.3.2.2. Consommation moyenne journalière des équipements

Les besoins des différents équipements (scolaires, administratifs, sanitaires, socio-culturels, sportifs et commerciaux) recueillis au niveau des différentes localités concernées par la présente étude sont estimés par deux méthodes [5] :

A. Par le nombre d’occupation

On utilise l’expression suivante :

$$Be = No * D \tag{I.3}$$

- Be : Besoin en eau (m^3/j) ;
- No : nombre d’occupants de l’équipement ;
- D : dotation de la consommation ($l/j/occupant$).

B. Par la surface du planché

Le calcul se fait moyennement :

$$Be = S * Ds \tag{I.4}$$

- Be : Besoin en eau (m^3/j) ;
- S : Surface du planché de l’équipement ;
- Ds : Dotation ($l/j/m^2$).

Tableau(I.3) :les besoins en eau des équipements de ZONE 01

Type Equipement	d'équipement	Effectif	Dotation (l/j/cons)	Besoin en eau (m ³ /j)
scolaire	C.E.M 1	466 élèves	15 (l/j/élève)	7.0
Socio-culturel	Mosquée	700 fidèles	15 l/j/fidèle	10.5
	Espace vert (1)	1700 m ²	5l/m ²	8.5
commercial	ABATOIR	120 M ²	5000	5.0
total				31

Tableau(I.4) :les besoins en eau des équipements de ZONE 02

Type Equipement	d'équipement	Effectif	Dotation (l/j/cons)	Besoin en eau (m ³ /j)
scolaire	Ecole primaire(1)	610 élèves	15 (l/j/élève)	9.15
	C.E.M (1)	570 élèves	15 (l/j/élève)	8.55
	Lycée (1)	590 élèves	15 (l/j/élève)	8.85
administratif	A.P.C (1)	18 employés	10 l/j/ employè	0.18
	Commissariat (1)	15 policiers	10 l/j/policier	0.15

sanitaire	Salle de soins (1)	12 lite	50 l/j/patient	0.6
	Bains(1)	50 pers	50 l/j/pers	2.5
Socio-culturel	Bibliothèque (1)	40 usagers	10 l/j/usager	0.4
	Mosquée (1)	900 fidèle	10 l/j/fidèle	9
	Espace vert (1)	500 m ²	6l/m ²	3
sportif	Stade (1)	40 joueuses	5l/j/joueure	0.2
commercial	Restaurant (1)	35 client	50l/j/place	1.75
	Cafes(2)	200 pers	5l/j/pers	1
	Station d essence(1)	–		0.3
	Coiffeur(5)	50 pers	20 l/j/pers	1
total				46.63

I.3.2.3. Consommation moyenne journalière des équipements à long terme

Pour estimer les besoins d'équipements projetés, on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques, et à la base de ce rapport, on estime les besoins projetés d'équipements pour l'horizon voulu.

$$\frac{Q_{equip}(2019)}{Q_{domes}(2019)} = \frac{Q_{equip}(2049)}{Q_{domes}(2049)} \quad (I.5)$$

I.3.2.4. Les besoins totaux en eau

En récapitulation, les consommations moyennes journalières actuelles et futures sont représentées dans le tableau (I.5) ci-après :

TABLEAU I.5 : Récapitulatif des besoins moyens journaliers

zone	secteur	Besoins en eau actuels 2019 (m ³ /J)	Besoins en eau futurs 2049 (m ³ /j)
Zone 1	Domestique	244	311
	Scolaire	7.0	7.0
	Socio-culturel	19	19

	Commercial	5	8.3
Zone 2	Domestique	889.20	1478.88
	scolaire	26.55	44.15
	administratif	0.33	0.54
	sanitaire	3.1	5.15
	Socio-culturel	12.4	20.62
	sportif	0.2	0.33
	commercial	4.05	6.73
TOTAL		1210.83	1918.95

I.3.3. Majoration de la consommation moyenne journalière

On prévoit une majoration de la consommation moyenne journalière pour éviter toutes erreurs de sous dimensionnement du réseau en raison de diverses fuites qui peuvent se produire. La majoration de la consommation moyenne journalière peut être exprimée par la formule [6] :

$$Q_{\text{majoré}} = m \cdot Q_{\text{moy},j} \tag{I.6}$$

Avec :

- ✓ $Q_{\text{majoré}}$: Debit moyen journalier majoré (m³ /j) ;
- ✓ $Q_{\text{moy},j}$: Debit moyen journalier (m³/j) ;
- ✓ m : Coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien.

Les valeurs de m sont [6] :

- ✓ Réseau neuf ou bien entretenu : $m=1.2$
- ✓ Réseau moyennement entretenu : $m=1.25$ à 1.35
- ✓ Réseau vétuste ou mal entretenu : $m=1.5$

Le réseau étudié est neuf, donc le coefficient de majoration est pris égal à 1.3

La majoration de la consommation moyenne journalière pour les différentes catégories est Représentée dans les tableaux (I.6) ci-dessous

Tableau (I.6) : Majoration de la consommation Moyenne journalière actuelle et future de zone 1

Type de consommation	Besoins en eau actuels 2019(m ³ /j)	Besoins en eau actuels 2019 majorés (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2049 (m ³ /j)	Besoin en eau futurs 2049 majorés (m ³ /j)
Domestique	244	317.20	311	404.3
Equipement	31	40.30	43.24	56.21
TOTAL	275	231.01	354.24	373.41

Tableau (I.7) : Majoration de la consommation Moyenne journalière actuelle et future de zone 2

Type de consommation	Besoins en eau actuels 2019(m ³ /j)	Besoins en eau actuels 2019 majorés (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2049 (m ³ /j)	Besoin en eau futurs 2049 majorés (m ³ /j)
Domestique	889.20	1155.96	1478.88	1922.54
Equipement	46.63	60.61	77.52	100.77
TOTAL	935.83	1216.57	1556.40	2023.31

I.3.4. Variation de la consommation journalière

La consommation subit des fluctuations durant l’année. Cette variation reflète dans le temps le rythme des activités humaines. Elle est caractérisée par deux coefficients dits coefficients d’irrégularité journalière, à savoir K_{maxj} et K_{minj} définis comme suit [6].

- ✓ K_{maxj} : Coefficient de majoration maximale.
- ✓ K_{minj} : Coefficient de majoration minimale.

Les coefficients d’irrégularité journalière sont exprimés par les formules [6] :

$$K_{maxj} = \frac{\text{consommation max imale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}} \quad (I.7)$$

$$K_{minj} = \frac{\text{consommation min imale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{minj}}{Q_{moyj}} \quad (I.8)$$

I.3.4.1. Variation de la consommation maximale journalière

Ce débit représente la consommation d’eau maximale du jour le plus chargé de l’année. Ils obtient par la relation suivante [6] :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \cdot Q_{moyen} \tag{I.9}$$

Avec :

- $Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ;
- Q_{moyen} : Débit moyen journalier (m³/j) ;
- $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1.1 et 1.3. Il est pris égal à 1.3 dans notre cas.

En récapitulation, les besoins maximaux journaliers sont représentés dans le tableau (I.8) ci après

Tableau (I.8) : Consommation maximale journalière

zone	Besoin moyen (m ³ /j)		k _{max,j}	Débit maximum journalier (m ³ /j)	
	2019	2049		2019	2049
Zone 1	275	354.25	1.3	357.50	460.51
Zone 2	935.83	1556.40	1.3	1216.79	2023.32
total	1210.83	1910.64		1474.29	2483.83

I.3.4.2. Variation de la consommation minimale journalière

Ce débit représente la consommation d'eau du jour le moins chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante [6] :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \cdot Q_{moyen} \tag{I.10}$$

Avec :

- $Q_{min,j}$: Débit minimum journalier (m³/j) ;
- Q_{moyen} : Débit moyen journalier (m³/j) ;
- $K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimale qui varie entre 0.7 et 0.9. Il est pris égal à 0.8 dans notre cas.

En récapitulation, les besoins minimaux journaliers sont représentés dans le tableau (I.9) ci-dessous

Tableau (I.9) : Consommation minimale journalière

zone	Besoin moyen(m ³ /j)		kmin,j	Débit minimum journalier (m ³ /j)	
	2019	2049		2019	2049
Zone 1	275	354.24	0.8	220	283.39
Zone 2	935.83	1556.40	0.8	748.66	1245.12

I.3.5. Variation de la consommation horaire

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d’une heure à une autre, la somme de ces volumes d’eau horaires nous informe sur la consommation maximale journalière. Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaire (Kmax,h ,Kmin,h) [7].

I.3.5.1. Calcul des débits moyens horaires

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante [7] :

$$Q_{moy,h} = Q_{max,j}/24 \tag{I.11}$$

Avec :

- ✓ Q_{moy,h} : Débit moyen horaire (m³/h) ;
- ✓ Q_{max,j} : Débit maximum journalier (m³/j) .

Les débits moyens horaires pour les différentes zones d’études sont représentés dans le tableau (I.10) suivant :

Tableau (I.10) : Débits moyens horaires

zone	Débit maximum journalier (m ³ /j)		Débit moyen horaire (m ³ /h)	
	2019	2049	2019	2049
Zone 1	357.50	460.51	14.89	19.18
Zone 2	1474.29	2483.83	61.42	103.49

I.3.5.2. Débit maximum horaire

Le débit maximum horaire correspond au coefficient maximum horaire, ce dernier peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l’agglomération, à savoir α_{max} et β_{max} [7].

La détermination de la consommation maximale horaire est exprimée par la formule :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h} \tag{I.12}$$

Où :

- ✓ $Q_{max\ h}$: Débit maximum horaire (m³/h).
- ✓ $K_{max\ h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \tag{I.13}$$

Avec :

- ✓ α_{max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements l'agglomération qui est compris entre 1.2 et 1.4 (nous prenons $\alpha_{max} = 1.2$).
- ✓ β_{max} : Coefficient en fonction de la taille d'agglomération.

Les valeurs du coefficient $K_{max\ h}$ sont données dans (annexe (1)).

Les valeurs de β_{max} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau (I.11) suivant :

Tableau (I.11) : Valeurs de β_{max} et β_{min} en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants*1000	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	1000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

Le calcul du débit maximum horaire actuel de la zone d'étude est représenté dans le tableau (I.12) ci- après :

Tableau (I.12) : Débit maximum horaire actuel

ZONE	Nombre d'habitant	α_{max}	β_{max}	$K_{max.h}$	$Q_{moy.h}$ (m ³ /h)	$Q_{max.h}$ (m ³ /h)
Zone 1	1626	1.2	1.7	2.04	14.89	30.37
Zone 2	4940	1.2	1.45	1.74	61.42	106.84

Le calcul du débit maximum horaire futur de la zone d'étude est représenté dans le tableau (I.13) ci-après:

Tableau (I.13) : Débit maximum horaire futur

ZONE	Nombre d'habitant	α_{max}	β_{max}	$K_{max.h}$	$Q_{moy.h}$ (m ³ /h)	$Q_{max.h}$ (m ³ /h)
Zone 1	2704	1.2	1.6	1.92	19.18	36.82
Zone 2	8216	1.2	1.35	1.62	103.49	167.65

I.3.5.3. Débit minimum horaire

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sousconsommation, il peut être exprimé par la formule suivante [4]:

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min} \tag{I.14}$$

Avec :

- ✓ α_{min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du

régime de travail, il varie de **0.4** à **0.6**. Pour notre cas on prend **$\alpha_{min} = 0.4$** .

- ✓ β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.(tableau

Tableau (I.14) : Débit minimum horaire actuel

ZONE	Nombre d'habitant	α_{min}	β_{min}	$K_{min.h}$	$Q_{moy.h}$ (m ³ /h)	$Q_{min.h}$ (m ³ /h)
Zone 1	1626	0.4	0.1	0.04	14.89	0.59
Zone 2	4940	0.4	0.225	0.09	61.42	5.52

Le calcul du débit minimum horaire futur de la zone d'étude est représenté dans le tableau (I.15) ci-après

Tableau (I.15) : Débit minimum horaire futur

ZONE	Nombre d'habitant	α_{min}	β_{min}	$K_{min.h}$	$Q_{moy.h}$ (m ³ /h)	$Q_{max.h}$ (m ³ /h)
Zone 1	2704	0.4	0.15	0.06	19.18	1.15
Zone 2	8216	0.4	0.325	0.13	103.49	13.45

I.3.6. Détermination du débit de pointe

La détermination du débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitants, du degré de développement des installations sanitaires et du régime de consommation. La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet d'Alimentation en Eau Potable. Ceci nous permet de connaître les heures pendant lesquelles la consommation est maximale (heures de pointe), afin de dimensionner le réseau des distributions à l'intérieur de l'agglomération. Pour déterminer ce débit

nous devons prendre en compte le coefficient d'irrégularité horaire.

Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Q_p = K_p * Q_{moy} \tag{I.15}$$

Avec :

- Q_p : Débit de point
- Q_{moy} : Débit moyen journalier

- K_p : Coefficient de pointe

Or :

$$K_p = K_{max j} * K_{max ,h} \quad (I.16)$$

Zone 1

alors $K_{max j} = 1,2$, $K_{max ,h} = 2,04$

Donc le coefficient de pointe est :

$$K_p = 1.3 * 2,04 = 2.652$$

Partant de ce coefficient de pointe, nous déterminons le débit de pointe qui est :

$$Q_p = K_p * Q_{moy} \quad (I.17)$$

$$Q_p = 2.652 * 275 = 729,3 \text{ (m}^3\text{/j)} = 8,44 \text{ l/s}$$

Zone 2

alors $K_{max j} = 1,3$, $K_{max ,h} = 1,74$

Donc le coefficient de pointe est :

$$K_p = 1.3 * 1,74 = 2.262$$

Partant de ce coefficient de pointe, nous déterminons le débit de pointe qui est :

$$Q_p = K_p * Q_{moy} \quad (I.18)$$

$$Q_p = 2.262 * 935.83 = 2116,84 \text{ (m}^3\text{/j)} = 24,50 \text{ l/s}$$

I.3. Conclusion

L'alimentation en eau potable de la Daira de Bensekrane de la commune de Bensekrane est assurée par la conduite qui passe à coté de limite de Bensekrane.

Après avoir estimé les différents besoins en eau, nous avons trouvé le débit maximal journalier nécessaire pour alimenter la zone 1 qui est de 357.50 (m³/j) et celui de la zone 2 qui est de 1216.79 (m³/j).

Le débit de pointe de la zone 1 est de 729,3 (m³/j) et celui de la zone 2 est de 2116.84 (m³/j).

Vue que les réservoirs qui sont insuffisants, on a jugé utile de construire deux (02) réservoirs respectivement de 1000 m³ et 250 m³ pour renforcer l'alimentation on eau potable.

CHAPITRE II

RESERVOIR

II.1. Introduction

Le réservoir est un ouvrage qui sert comme tampon .C' est un orgone régulateur entre l' adduction et la distribution, il permet la répartition des débit d' apports et de distribution dans le temps, satisfaire la demande, la régularisation, du débit dans le réseau et assurer une réserve d' incendie.

II.2. ROLE ET FONCTIONS DES RESERVOIRS

Les réservoirs sont des ouvrages de stockages qui présentent les fonctions suivants [3] :

- Régulateur et accumulateur

Dans une agglomération le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tout les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre

le débit refoulé et celui consommé.

Augmentation des pressions

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.

- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).

- Briser la charge

Si le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge.

- Stockage de la réserve d'incendie

On peut avoir deux cas :

Un réservoir à part qui emmagasine-la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.

La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.

II.3. EMPLACEMENT DES RESERVOIRS

Malgré l'existence du réservoir, son site doit respecter les aspects suivants [4,3]:

Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge .

Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier, doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

II.4. Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon [3] :

a) Leurs positions par rapport au sol

Enterrés.

Semi-enterrés.

Surélevés, appelés aussi château d'eau.

b) Leurs formes

Circulaires.

Carrés et rectangulaires.

De forme quelconque.

c) La nature du matériau de construction

Les réservoirs métalliques.

Les réservoirs en maçonnerie.

Les réservoirs en béton armé ordinaire ou précontraint.

II.5. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

La régularisation des débits (demande et apport), est basée 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) et pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

II.6. CHOIX DU TYPE DE RESERVOIR

Nous savons qu'il existe des réservoirs enterrés, semi-enterrés ou surélevés dit (château d'eau). Le choix du type de réservoir dépend surtout des facteurs économiques. On opte pour les réservoirs semi-enterrés qui présentent, les avantages suivants :

- ✓ Economie sur les frais de construction.
- ✓ Etanchéité plus facile à réaliser.
- ✓ Construction à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

II.7. EQUIPEMENT DU RESERVOIR

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé de :

II.7.1. Conduite d'arrivée

C'est la conduite provenant de la source gravitaire ou par refoulement qui tend à remplir le réservoir. Selon la qualité de l'eau, cette arrivée peut avoir différents endroits au niveau de la

cuve [3].

II.7.2. Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension [3].

II.7.3. Conduite de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier, elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de répartition [3].

II.7.4. Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas[3].

II.7.5. Système de matérialisation d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint, pour cela nous avons intérêt à équiper l'ouvrage d'un système à siphon permettant de transiter l'eau du réservoir tout en préservant la quantité destinée pour l'incendie. Cette interdiction sera bien entendu, levée par une manœuvre manuelle

effectuée sur place ou distance en cas d'incendie [3].

II.7.6. CONDUITE BY-PASS

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. La traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peut s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double bride [3].

II.8. CAPACITE DU RESERVOIR

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant ; au d'autre termes, du mode d'adduction (apport) et de la consommation journalière de L'agglomération. Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes :

- ✓ Méthode analytique
- ✓ Méthode graphique

II.8.1. Méthode analytique

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

$$V_r = \frac{a \cdot Q_{\max j}}{100} \quad (\text{II.1})$$

- V_r : Capacité résiduelle (m^3),

- a : Fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- $Q_{\max j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

II.8.2. Méthode graphique

La méthode graphique se détermine en traçant sur le même graphe la courbe de consommation totale et la courbe cumulée des débits d'apport en fonction du temps. Le volume de stockage du réservoir s'obtient en additionnant la valeur absolue des écarts des deux entre les deux courbes.

II.9. Détermination du volume total d'un réservoir

La distribution du débit journalier sur les heures est déterminée par la connaissance du Coefficient de variation horaire ($K_{\max.h}$). Le débit de pompage est reparti sur 20h le long de la journée, on détermine alors la différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, par suite on aura un déficit ou bien un surplus ; ainsi, la somme de la valeur maximale positive et la valeur minimale négative trouvées sera le volume maximal de stockage [3].

Le volume total du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$VT = Vu + Vinc \quad (II.2)$$

Avec :

- VT : Capacité totale du réservoir (m^3).
- Vu : Volume utile du réservoir (m^3).
- $Vinc$: Volume d'incendie estimé à 120 (m^3).

II.10. Dimensionnement des réservoirs projetés

Les réservoirs des deux zones seront dimensionnés par la méthode analytique.

II.10.1. Dimensionnement du réservoir de la zone 1

Le volume du 1er réservoir est représenté dans le tableau (II.1).

Le régime de consommation de répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (Annexe (1))

Tableau II.1 : capacité du réservoir 01 :

Heures	Pourcentage de la consommation %	Volume D' apport M ³ /h	Volume consommé M ³ /h	Volume D' apport cumuli	Volume Consommé cumulé	Δv^+	Δv^-
0--1	0,85	460,51	3,914335	19,1879167	3,914335	15,2735817	
1--2	0,85	460,51	3,914335	38,3758333	7,82867	30,5471633	
2--3	0,85	460,51	3,914335	57,56375	11,743005	45,820745	
3--4	1	460,51	4,6051	76,7516667	16,348105	60,4035617	
4--5	2,7	460,51	12,43377	95,9395833	28,781875	67,1577083	
5--6	4,7	460,51	21,64397	115,1275	50,425845	64,701655	
6--7	5,35	460,51	24,637285	134,315417	75,06313	59,2522867	
7--8	5,85	460,51	26,939835	153,503333	102,002965	51,5003683	
8--9	4,5	460,51	20,72295	172,69125	122,725915	49,965335	
9--10	4,2	460,51	19,34142	191,879167	142,067335	49,8118317	
10—11	5,5	460,51	25,32805	211,067083	167,395385	43,6716983	
11--12	7,5	460,51	34,53825	230,255	201,933635	28,321365	
12--13	7,9	460,51	36,38029	249,442917	238,313925	11,1289917	
13--14	6,35	460,51	29,242385	268,630833	267,55631	1,07452333	
14--15	5,2	460,51	23,94652	287,81875	291,50283		-3,68408
15--16	4,8	460,51	22,10448	307,006667	313,60731		-6,60064333
16—17	4	460,51	18,4204	326,194583	332,02771		-5,83312667
7—18	4,5	460,51	20,72295	345,3825	352,75066		-7,36816
18--19	6,2	460,51	28,55162	364,570417	381,30228		-16,7318633
19--20	5,7	460,51	26,24907	383,758333	407,55135		-23,7930167
20--21	5,5	460,51	25,32805	402,94625	432,8794		-29,93315
21--22	3	460,51	13,8153	422,134167	446,6947		-24,5605333
22--23	2	460,51	9,2102	441,322083	455,9049		-14,5828167
23--24	1	460,51	4,6051	460,51	460,51	0	
Total	100						

Pour notre cas le volume du réservoir et :

$$V_R = 67,1577083 + 29,93315 + 120$$

$$V_R = 217,08$$

$$V_R = 250 \text{ m}^3$$

Tableau II.2 : capacité du réservoir 02 :

Heures	Pourcentage de la consommation %	Volume D'apport M ³ /h	Volume consommé M ³ /h	Volume D'apport cumulé	Volume Consommé cumulé	Δv^+	Δv^-
0--1	1	2483,83	24,8383	103,492917	24,8383	78,6546167	
1--2	1	2483,83	24,8383	206,985833	49,6766	157,309233	
2--3	1	2483,83	24,8383	310,47875	74,5149	235,96385	
3--4	1	2483,83	24,8383	413,971667	99,3532	314,618467	
4--5	2	2483,83	49,6766	517,464583	149,0298	368,434783	
5--6	3	2483,83	74,5149	620,9575	223,5447	397,4128	
6--7	5	2483,83	124,1915	724,450417	347,7362	376,714217	
7--8	6,5	2483,83	161,44895	827,943333	509,18515	318,758183	
8--9	6,5	2483,83	161,44895	931,43625	670,6341	260,80215	
9--10	5,5	2483,83	136,61065	1034,92917	807,24475	227,684417	
10--11	4,5	2483,83	111,77235	1138,42208	919,0171	219,404983	
11--12	5,5	2483,83	136,61065	1241,915	1055,62775	186,28725	
12--13	7	2483,83	173,8681	1345,40792	1229,49585	115,912067	
13--14	7	2483,83	173,8681	1448,90083	1403,36395	45,5368833	
14--15	5,5	2483,83	136,61065	1552,39375	1539,9746	12,41915	
15--16	4,5	2483,83	111,77235	1655,88667	1651,74695	4,13971667	
16--17	5	2483,83	124,1915	1759,37958	1775,93845		-16,5588667
17--18	6,5	2483,83	161,44895	1862,8725	1937,3874		-74,5149
18--19	6,5	2483,83	161,44895	1966,36542	2098,83635		-132,470933
19--20	5	2483,83	124,1915	2069,85833	2223,02785		-153,169517
20--21	4,5	2483,83	111,77235	2173,35125	2334,8002		-161,44895
21--22	3	2483,83	74,5149	2276,84417	2409,3151		-132,470933
22--23	2	2483,83	49,6766	2380,33708	2458,9917		-78,6546167
23--24	1	2483,83	24,8383	2483,83	2483,83	0	
Total	100						

Pour notre cas le volume du réservoir et :

$$V_R = 397,4128 + 161,44895 + 120$$

$$V_R = 678,85$$

$$V_R = 700 \text{ m}^3$$

Remarque

Bien que théoriquement nous avons trouvés une capacité total du réservoir de 1000m³

II.11.1 Calcul du diamètre du réservoir :

Soit

V : la capacité du réservoir.

H : le volume d'eau dans le réservoir égal à 6m.

S : la surface de la base du cercle.

D'où :

$$V = H.S \quad (\text{II-3})$$

$$\text{Avec: } S = \frac{\pi D^2}{4} \quad (\text{II-4})$$

$$D = (4V/\pi H)^{1/2} \quad (\text{II-5})$$

D: le diamètre de réservoir.

ZONE 1 Pour $V_R = 250\text{m}^3$

ZONE 2 pour $V_R = 1000\text{m}^3$

$$D1 = 7.0(\text{m})$$

$$D2 = 14.57 = 15(\text{m})$$

D'où : la hauteur de la colonne d'eau égale à :

$$H = \frac{4V}{\pi * D^2} \quad (\text{II-6})$$

$$H1 = \frac{4 * 250}{3.14 * (7)^2} = 6.49 \text{ m}$$

$$H1 = 7 \text{ m}$$

$$H2 = \frac{4 * 1000}{3.14 * (15)^2} = 5.66 \text{ m}$$

$$H2 = 6 \text{ m}$$

II.11.2 Récapitulation :

Nous proposons de réaliser deux réservoirs de :

$V1 = 250\text{m}^3$ et de $H1 = 7\text{m}$, $D1 = 7 \text{ m}$

ET DE ;

$V2 = 1000\text{m}^3$ et de $H2 = 6\text{m}$, $D2 = 15\text{m}$

Placer à la proximité de l'ancien réservoir.

II.12. CHOIX DE TYPE DE RESERVOIR :

Se fait tous simplement pou les raisons suivant :

- Economie aux frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Capacité très importante.
- Aspect esthétique.

Dans notre cas, on opte à des réservoirs de type circulaire semi enterre parce qu'ils présentent des avantages cites au-dessus. [5]

II.13. ENTRETIEN ET PROTECTION DU RESERVOIR :

Le réservoir constitue un pont de contact de l'air extérieur avec l'eau. Il importe qu'il soit particulièrement surveillé et maintenu propre, ce qui nécessite : [6]

- Une surveillance de la corrosion sur les parties métalliques.
- Un nettoyage annuel de la cuve selon la méthode suivante :
 - Isolation et vidange de la cuve.
 - Elimination des dépôts par brossage.
 - Désinfection à l'aide des produits chlorés.
 - Eclairer par des ouvertures munies de plaques en verre.
 - Rinçage et remise en service.

CHAPITRE III

***ETUDE DE
L'ADDUCTION***

III.1. Introduction

L'adduction est le transport d'eau à partir d'une source d'alimentation (puits, forage, barrage, conduites,...etc.) vers les réservoirs de stockage ou directement vers le réseau de distribution.

Elle se fait à l'aide de canalisations soit par refoulement, soit par gravité, suivant la nature du relief de la région à alimenter [4].

III.2. Types d'adduction

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

1- Adduction gravitaire

L'écoulement peut être à surface libre ou en charge. La cote de la source ou point d'eau est supérieure à celle de réservoir.

2- Adduction par refoulement

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

3- Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. Dans l'air d'étude, on est appelé à choisir une adduction gravitaire et cela est dû à la topographie de la zone du projet.

III.3. Choix du type de conduites

Le choix du type des conduites dépendra des critères d'ordre technique et économique suivants [3] :

Prix d'achat.

Disponibilité sur le marché.

Pression à supporter.

La durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement.

La nature du terrain.

La longueur des conduites.

Le type de canalisation choisie dans la zone d'étude est le PEHD (Annexe2)

III.4. Description du schéma d'adduction projeté

Le schéma d'adduction est devisé comme suit : à partir du point de piquage qui est situé à la cote 865 m dans le champ de captage, vers le premier point (A), et de cette dernière vers le réservoir qui se situe à la cote 806 m avec une capacité de 500 m³ et en plus vers le deuxième réservoir qui se situe à la cote 806 m de capacité de 400 m³.

A partir du point de piquage, l'eau sera refoulée vers les deux réservoirs (R1) et (R2) par gravité. Le schéma de l'adduction projeté est illustré dans la figure (III.1) ci-après :

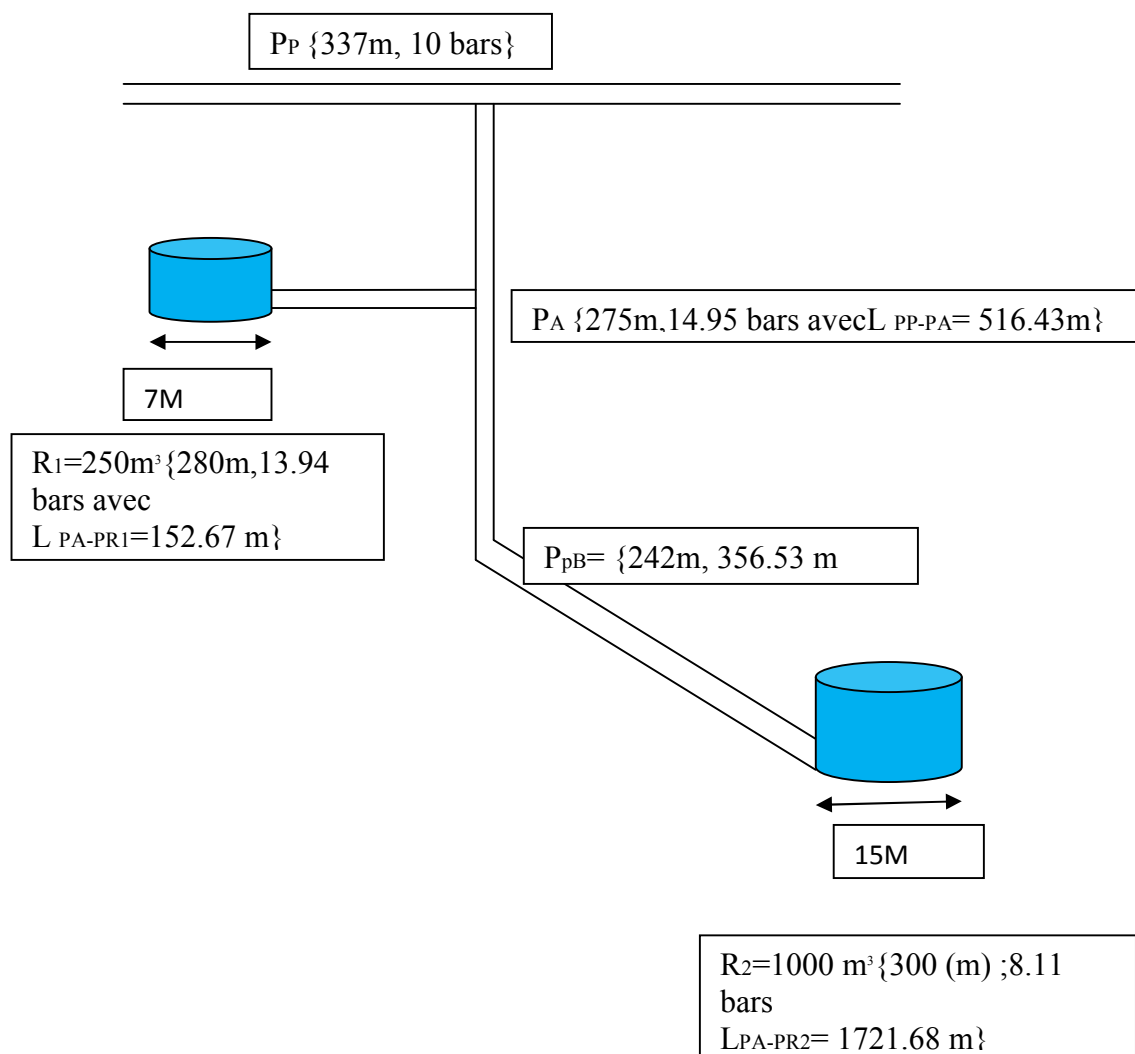


Figure (III.1) : Schéma de l'adduction

III.5. Dimensionnement des conduites

III.5.1. Cas gravitaire

L'écoulement s'effectue à partir d'un réservoir situé à une altitude suffisante pour vaincre les pertes de charge causées par le débit transitant.

On fait le choix gravitaire pour dimensionner les conduites d'adduction selon la topographie de l'aire d'étude. Les paramètres hydrauliques intervenant dans le dimensionnement sont [3] :

- Le débit (Q).
- La vitesse (V).
- Les pertes de charge (J).
- Le diamètre (D).

III.5.1.1 Calcul de la vitesse

$$Q = V.S \quad (III.1)$$

$$V = \frac{4*Q}{\pi*Dint^2} \quad (III.2)$$

Avec :

- Q : Débit transitant (m³/s).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s).
- S : Surface de la conduite (m²).
- Dint : Diamètre intérieur de la conduite.

III.5.1.2 Calcul des diamètres

A. Diamètre de la conduite

$$D = \sqrt{\frac{4*Q}{V*\pi}} \quad (III.3)$$

- D : Diamètre de la conduite (m)
- V : Vitesse d'écoulement (m/s)

Remarque : Le diamètre intérieur pour le cas des conduites utilisées (conduites PEHD) est donné par la formule suivante: $Dint = Dext - 2e$ (III.4)

Avec :

- Dint : Diamètre intérieur en mm.
- Dext : Diamètre extérieur (normalisé) en mm.
- e : Epaisseur de la conduite en mm.

III.5.1.3. Calcul des pertes de charge**A. Pertes de charge linéaires (H_l)**

Elles ont déterminées par la formule de Darcy-Weisbach [6] :

$$H_l = J \times L \quad (\text{III.5})$$

La formule de calcul des pertes de la charge linéaires, est donnée par l'équation Suivante :

$$J = \frac{\lambda}{D} * \frac{V^2}{2 * g} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- J : Perte de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m)
- V : Vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)
- D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

B. Pertes de charge singulières (H_s)

Les pertes de charges singulières sont celle qui apparaissent dans les singularités (Coudes, vannes, branchement,... etc.). Elles sont estimées à 10 % des pertes de charges linéaires pour les conduites en PEHD [6].

$$H_s = 0.1 \times H_l \quad (\text{III.7})$$

C. Calcul du coefficient des pertes de charge \square

Coefficient de frottement linéaire [exprimé par la formule de COLEBROOK].

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left[\frac{K}{3.71 * D} + \frac{2.51}{Re * \sqrt{\lambda 0}} \right] \quad (\text{III.8})$$

Où :

- Re : Nombre de Reynolds.
- k : Rugosité absolue en (m) équivalent de la paroi qui varie comme suit :

Pour le PEHD

- $K = 0.01 \text{ mm}$ si $D \leq 200 \text{ mm}$
- $K = 0.02 \text{ mm}$ si $D \geq 200 \text{ mm}$

Nombre de Reynolds, qui est donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{(V * D)}{\nu} \quad (\text{III.9})$$

- ν : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule suivante [6] :

$$\nu = \frac{0.00178}{1 + 0.00337t + 0.0002t^2} \quad (\text{III.10})$$

Pour $t = 20^\circ\text{C}$, $v = 1.00 \times 10^{-6}$ m/s.

λ_0 ; Coefficient de frottement en premier approximation la valeur de λ_0 est déterminé par la formule d'HERMAN :

Estimation de la valeur initiale λ_0 : [14]

Pour $2300 < \text{Re} < 10^6$

$$\lambda_0 = 0.0054 + 0.395 \text{Re}^{-0.3} \quad (\text{III.11})$$

III.6. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction

III.6.1. Tronçon PP-PA

Les données du tronçon PP-PA :

- $Q = 0.02459 \text{ m}^3/\text{s} = 24.59 \text{ L/s}$

- $L = 516.43 \text{ m}$

III.6.2. Calcul la pression entre Pp et PA

On applique Bernoulli entre le point de piquage et le point A

$$\text{CTN } p + P_p = \text{CTN } P_A + P_A + \Sigma \text{DH}_{P-A}$$

$$337 + 100 = P_{R2} + 275 + \Sigma \text{DH} (P_p - P_A)$$

Avec :

- 337 (m) : Altitude du point de piquage

- 100 (m) : Pression au point de piquage

- P_A : Pression au point (A)

- 275 (m) : Altitude du point (A)

- $\Sigma \text{DH} (P_p - P_A)$: La somme des pertes charge totales entre P_p et P_A

On a :

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$D = 177 \text{ m}$$

$$\text{Re} = 177000$$

$$\lambda_0 = \mathbf{0.015924588}$$

$$H_I = 11.29 \text{ m}$$

$$H_t = 1.1 \times 11.29 = 12.41 \text{ m}$$

On prend :

$$V_{\text{min}} = 0.5 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{max}} = 1.5 \text{ m/s}$$

Donc :

$$P_A = 437 - 275 - 12.41 = 149.59 \text{ m}$$

- $H_g = 149.59 \text{ m}$

D'après les résultats obtenus, la pression au point A est très importante, il faut utiliser les conduites de PEHD PN16 . On fixe la vitesse max et min [0.5 à 1.5] m/s, par suite on détermine les diamètres max et min, qui sont : 0.144 m et 0.250 m, les résultats sont représentés dans le tableau (III.1) suivant :

Tableau (III.1) : Calcul de HT du tronçon PP - PA

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	V(m/s)	L(m)	λ	J	H_L(m)	H_T(m)
0.125	0,1022	2,9990733	516,43	0,316917104	0,4505216	232,66287	255,929157
0.160	0,1308	1,830936928	516,43	0,29688121	0,1151345	59,4589049	65,4047954
0.200	0,1633	1,174671691	516,43	0,28096085	0,033996909	17,5570237	19,3127261
0.250	0,2046	0,748303219	516,43	0,266515865	0,0099082	5,11691485	5,62860634
0.315	0,2578	0,471327789	516,43	0,25327593	0,0028174	1,45500161	1,60050178

- Il faut que HT < Hg

Donc, on optera pour un Ø_{ext} de 200 mm. Ce diamètre génère une perte de charge (HT = 19.31 m) inférieure à la charge disponible (Hg). Ce qui donne une charge importante à l'arrivée du point PA, et la vitesse 1.17 m/s est acceptable.

III.6.3. Tronçon PA-R1

❖ Les données du tronçon **PA-R1**

- Q = 0.01560 m³/s = 15.60 L/s
- L = 152.67m

III.6.4. Calcul la pression entre PA et R1

On applique Bernoulli entre le point A et le réservoir (R1).

$$CTNA + PA = CTN R1 + PR1 + \Sigma DH_{A-R1}$$

$$275 + 149.59 = PR1 + 280 + \Sigma DH(A-R1)$$

Avec :

- 275 (m) : Altitude du point (A).
- 149.59 (m) : Pression au point (A).
- PR1 : Pression au réservoir (R1).
- 280 (m) : Altitude au réservoir (R1).
- ΣDH (A -R1) : La somme des pertes charges totales entre (A et R1).

On a :

$$D = 0.141 \text{ m}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$Re = 141000$$

$\lambda_0 = 0.016667598$

$Hl = 4.68$

$Ht = 1.1 \times 4.68 = 5.14 \text{ m}$

Donc :

$PR1 = 424.59 - 280 - 5.14 = 139.45 \text{ m}$

$Hg = 139.45 \text{ m}$

On prend :

$V_{min} = 0.5 \text{ m/s}$

$V_{max} = 1.5 \text{ m/s}$

D'après les résultats obtenus, la pression au point A est très importante, il faut utiliser les conduites de PEHD PN16 . On fixe la vitesse max et min

[0.5 à 1.5] m/s, par suite on détermine les diamètres min et max, qui sont : 0.115 m et 0.199 m, les résultats sont représentés dans le tableau (III.2) ci - après :

Tableau (III.2) : calcul de HT de tronçon PA et R1

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	V (m/s)	L (m)	ƛ	J	HL	HT
0.11	0,09	2,45340882	152,67	0,3284539	0,367745	56,1436852	61,7580537
0.125	0,1022	1,90262479	152,67	0,3170334	0,181454	27,7025727	30,4728299
0.16	0,1308	1,16155413	152,67	0,2970424	0,046388	7,08211203	7,79032324
0.2	0,1633	0,74521669	152,67	0,2811799	0,013704	2,09219516	2,30141468
0.315	0,2578	0,29901234	152,67	0,253693	0,001138	0,17368687	0,19105556

- Il faut que $HT < Hg$

Donc, on optera pour un Ø_{ext} de 160 mm. Ce diamètre génère une perte de charge (HT = 7.79m) inférieure à la charge disponible (Hg). Ce qui donne une charge importante à l'arrivée du point PA, et la vitesse 1.16m/s est acceptable.

III.6.5. Tronçon PA-R2

❖ Les données du tronçon **PA-R2**

- $Q = 0.02459 \text{ m}^3/\text{s} = 24.59 \text{ L/s}$

- $L = 1721.68 \text{ m}$

III.6.6. Calcul la pression PA-R2

On applique Bernoulli entre le point A et R₂ :

$CTN A + PA = CTN R2 + PR2 + \Sigma DH_{A-R2}$

$275 + 149.59 = PR2 + 300 + \Sigma DH (A -R2)$

Avec :

- 275 (m) : Altitude du point (A)
- 149.59 (m) : Pression au point (A)
- PR2 : Pression au niveau du réservoir (R2)
- 300 (m) : Altitude du Réservoir (R2)
- $\Sigma DH (A - R2)$: La somme des pertes charges totales entre (A et R2)

On a :

$$D = 0.177 \text{ m}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

$$Re = 177000$$

$$\lambda_0 = \mathbf{0.015924588}$$

$$Hl = 37.65 \text{ m}$$

$$Ht = 1.1 \times 37.65 = 41.41\text{m}$$

Donc :

$$PR2 = 424.59 - 300 - 41.41 = 81.18\text{m}$$

$$- Hg = 81.18\text{m}$$

On prend :

$$V_{min} = 0.5 \text{ m/s}$$

$$V_{max} = 1.5 \text{ m/s}$$

On fixe la vitesse max et min [0.5 à 1.5] m/s, par suite on détermine les diamètres min et max, qui sont : 0,144m et 0,250m, les résultats sont représentés dans le tableau (III.3) ci-dessous :

Tableau (III.3) : calcul de HT Tronçon P_A-R₂

D_{ext} (m)	D_{int} (m)	V(m/s)	L(m)	κ	J	H_L(m)	H_T(m)
0.125	0,1022	2,9990733	1721,67	0,3169171	0,450522	775,649524	853,214477
0.160	0,1308	1,83093693	1721,67	0,2968812	0,115134	198,223598	218,045958
0.200	0,1633	1,17467169	1721,67	0,28096085	0,03399691	58,5314583	64,3846041
0.250	0,2046	0,74830322	1721,67	0,2665159	0,009908	17,0587278	18,7646006
0.315	0,2578	0,47132779	1721,67	0,2532759	0,002817	4,85067217	5,33573939

- Il faut que $H_T < H_g$

Donc, on optera pour un Ø_{ext} de 200 mm. Ce diamètre génère une perte de charge (HT = 64.38m) inférieur à la charge disponible (Hg). Ce qui donne une charge importante à l'arrivée du point R₂, et la vitesse 1.17 m/s est acceptable.

III.6.7. Calcul la pression au point le plus bas

On applique Bernoulli entre le point A et le point le plus bas.

$$275+149.59= P_{pb}+242+\Sigma DH (A - pb)$$

Avec :

- 275 (m) : Altitude du point (A)
- 149.59 (m) : Pression au point (A)
- P_{pb} : Pression au point le plus bas
- 242 (m) : Altitude du point le plus bas
- $\Sigma DH (A - pb)$: La somme des pertes charges totales entre (A et P_{pb})

On a :

$$D = 0.177$$

$$Re = 177000$$

$$\lambda_0 = \mathbf{0.016667598}$$

$$Hl = 7.79m$$

$$Ht = 1.1 \times 7.79 = 8.56m$$

Donc :

$$P_{pb} = 424.59 - 300 - 8.56 = 116.03 \text{ m}$$

III.7. Equipement de l'adduction**III.7.1. Robinets vannes**

Ils permettent d'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres.

III.7.2. Vidange

Elles sont placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins.

III.7.3. Ventouses

Elles sont placées aux points les plus hauts, elles permettent l'évacuation des bulles d'air qui s'accumulent dans la conduite.

III.7.4. Vanne de décharge

Elles seront placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins

III.8. Conclusion

Dans l'aire d'étude, nous avons abouti à une conduite de diamètre $\varnothing=200$ mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'au point (A), et une conduite de $\varnothing=160$ mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'au réservoir de stockage (R_1) ayant un volume 250 m^3 et une conduite de $\varnothing=200$ mm jusqu'au réservoir de stockage (R_2) ayant un volume 1000 m^3 .

CHAPITRE IV

DISTRUBITION

IV.1. Introduction

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau, à partir du réseau jusqu'aux consommateurs (ou l'abonnés) : fournir le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles [7].

IV.2. Type des réseaux de distribution

Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont les conduites, les branchements, les pièces coudées, raccordement, vannes, compteur, bouches d'incendies, ...etc.

IV.2.1. Réseau ramifié

Les caractéristiques d'un réseau ramifié est que l'eau circule dans toute la canalisation dans un seul sens (des conduites principales, vers des conduites secondaires, vers des conduites tertiaires, ...etc.) ; ce type de réseau présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité (en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés à l'aval seront privés d'eau). La figure (IV.1) ci-dessous représente le schéma général d'un réseau ramifié.

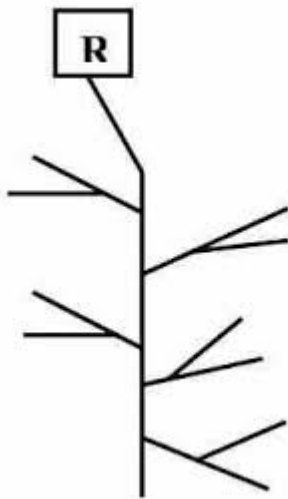


Figure (IV.1) : Réseau ramifié

IV.2.1. Réseau maillé

Le réseau dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires), permettant une alimentation de retour. Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs cotés. Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications. Ce type de réseau présente les avantages suivants : Plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture des conduites, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval sont alimentés par les autres conduites).

Une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau.

Le schéma général d'un réseau maillé est donné dans la figure (IV.2) ci-dessous.

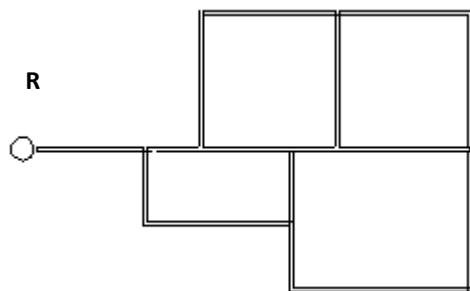


Figure (IV.2) : Réseau maillé

IV.3. Conditions sur les vitesses et les pressions

Le calcul hydraulique des canalisations se fait avec le débit de pointe.

IV.3.1. Vitesse

- ✓ La vitesse de l'eau dans les conduites de distribution sera de l'ordre de 0.5 à 1.5 m/s [7].
- ✓ Les vitesses inférieures à 0.5 m/s favorisent le dépôt solides dans les canalisations qu'il sera parfois difficile de les évacuer.
- ✓ Les vitesses supérieures à 1.5 m/s permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que l'utilisateur n'en souffre trop.

IV.3.2. Pression

Le réseau de distribution doit satisfaire les conditions de pressions suivantes :

- ✓ Une charge de 10 m doit être prévue sur les orifices de puisage les plus élevés.
- ✓ En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints, il faut éviter des pressions supérieures à 60 m qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés. Si néanmoins, de telles pressions devraient se manifester, il y aurait lieu, en vue de les diminuer, soit d'envisager une distribution étagée, soit de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteurs de pression.

IV.4. Conception du réseau de distribution

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

- ✓ L'emplacement des quartiers.
- ✓ L'emplacement des consommateurs principaux.
- ✓ Le relief.

Notre choix est porté sur un réseau ramifié pour les deux zones.

IV.5. Choix du tracé

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter:

- ✓ Choisir le lien de consommation principale.
- ✓ Etre situé sur les cotes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- ✓ Déterminer le sens principal de masse ou des quantités totales d'eau.
- ✓ Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée.

IV.6. Choix des conduites de distribution

Il se fait généralement en respectant la résistance des matériaux à la pression interne (de l'eau) et externe (surcharge, remblais..., etc.), notre choix est porté sur des conduites en **PEHD** PN16

(Annexe (2), pour les multiples avantages qu'elles présentent, à savoir :

- ✓ Leur disponibilité sur le marché.
- ✓ Utilisable dans les terrains accidentés et montagneux.
- ✓ Facilité de la pose.
- ✓ Bonnes caractéristique hydraulique.

IV.7. Calcul hydraulique

Pour tous les calculs hydrauliques, nous avons choisi de travailler avec le logiciel (EPANET).

IV.7.1. Répartition des débits de pointe

Les débits de pointe des deux réseaux de distribution (A) et (B) sont représentés dans le tableau

(IV.1) ci-dessous :

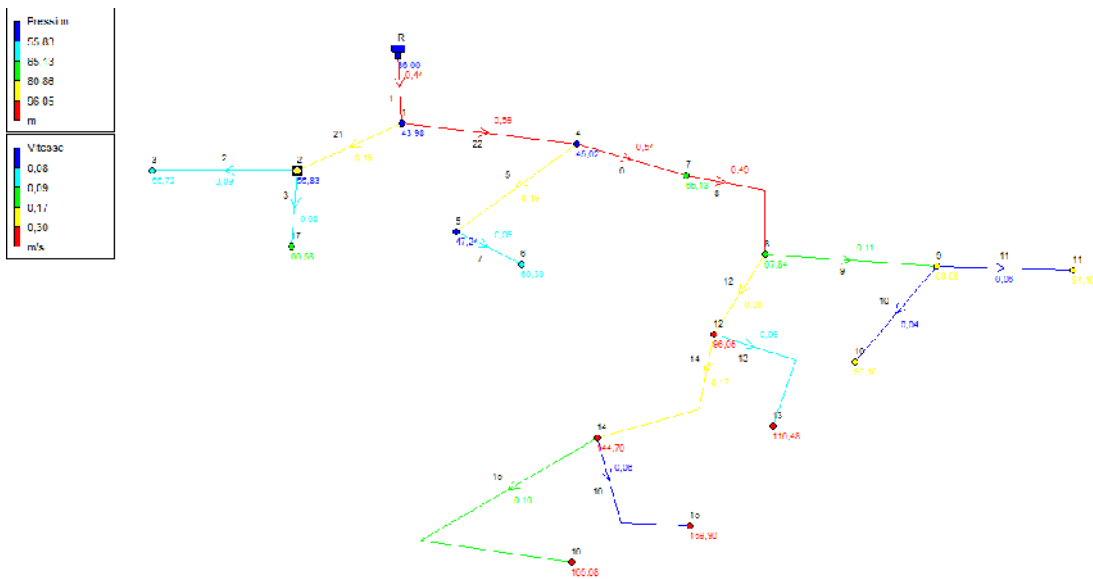
Tableau(IV.1) : Répartition des débits de pointe des deux réseaux

Réseau	Type de réseau	L(m)	Nombre d'habitants	Q _{max,j} (m ³ /j)	K _{max}	Q _p (l/s)	Réservoir
A	Ramifié	1951,42	1626	357.50	2.04	8.44	250
B	Ramifié	3184,32	4940	1216.79	1.74	24.50	1000

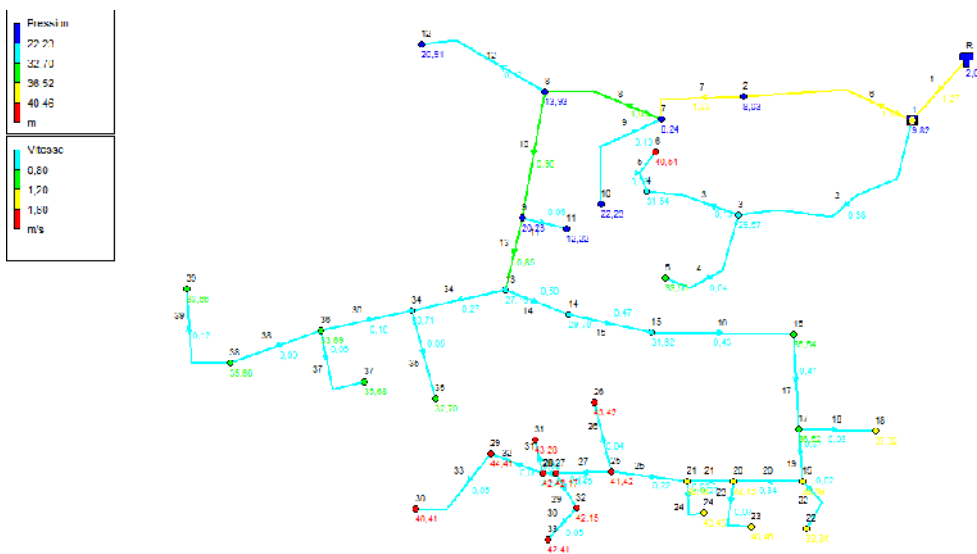
Remarque :

- Le réseau de distribution (A) sera dimensionné avec un débit de 26.73 l/s.
- Le réseau de distribution (B) sera dimensionné avec un débit de 25.46 l/s.

Les deux réseaux (A) et (B) sont représentés dans les figures (IV.3) et (IV.4) ci-dessous :



Figure(IV.3) : Réseau de distribution (A)



Figure(IV.4) : Réseau de distribution (B)

IV.7.2. Débit spécifique

Le débit spécifique se calcul par les deux méthodes suivantes :

A. Première méthode

Il représente le débit de pointe sur la somme des longueurs de chaque tronçon

$$q_s = \frac{Q_p}{\sum Li} \tag{IV.1}$$

Avec :

- q_s : Débit spécifique en (l/s/m)
- Q_p : Débit de pointe en (l/s)
- Li : La longueur des tronçons i

B. Deuxième méthode

Il représente le débit de pointe sur la somme des habitants de chaque tronçon.

$$q_s = \frac{Q_p}{\sum hab} \quad (IV.2)$$

Avec :

- hab : Nombre des habitants de chaque tronçon i.

IV.7.3. Débit de route

C'est le débit consommé en long du tronçon, il se calcul comme suit :

$$QR = q_s \cdot Li. \quad (IV.3)$$

$$QR = q_s \cdot hab \quad (IV.4)$$

Avec :

- QR : Débit de route.

IV.7.4. Débit au tronçon

Il est déterminé par la relation suivante :

$$QT = P + 0.55 \cdot Q_r \quad (IV.5)$$

Avec :

- P : Débit à l'aval de chaque tronçon.

- QR : Débit transité par le tronçon (l/s).

IV.7.5. Débit au noeud

Le débit au noeud est celui qu'il faut assurer à chaque jonction des conduites du réseau, il est comme suit :

$$QN = 0.5 \cdot \sum Q_r \quad (IV.6)$$

IV.8. Dimensionnement des réseaux de distribution

Le dimensionnement du réseau de distribution doit vérifier une conduite primordiale dans le fonctionnement du réseau, à savoir une pression admissible (10 à 60 m), et une vitesse acceptable (0.5 à 1.5 m/s).

IV.8.1. Dimensionnement du réseau de distribution (A)

Le réseau de distribution assure une distribution de la zone 1 à partir du réservoir 200 m³ avec un débit de pointe de 8.44 l/s.

V.8.1.1. Détermination des débits aux tronçons et des débits nodaux

Les résultats des différents calculs sont donnés dans le tableau (IV.2) ci-dessous :

Tableau(IV.2) : résultat de calcul de différent débits de réseaux :

Nœuds	Tronçon	Long tr (m)	débit spécifique	Qrte (l/s)	0,5*Qroute	Qn(l/s)
1	1_4	55,45	0,0034334	0,19038188	0,4531741	0,22658705
	1_2	76,54	0,0034334	0,26279222		
2	2_1	76,54	0,0034334	0,26279222	0,80183559	0,40091779
	2_3	80	0,0034334	0,27467178		
	2_17	77	0,0034334	0,26437159		
3	3_2	80	0,0034334	0,27467178	0,27467178	0,13733589
4	4_1	55,45	0,0034334	0,19038188	0,41561273	0,20780637
	4_5	20,45	0,0034334	0,07021297		
	4_7	45,15	0,0034334	0,15501788		
5	5_4	20,45	0,0034334	0,07021297	0,3420007	0,17100035
	5_6	79,16	0,0034334	0,27178772		
6	6_5	79,16	0,0034334	0,27178772	0,27178772	0,13589386
7	7_4	45,15	0,0034334	0,15501788	0,3816221	0,19081105
	7_8	66	0,0034334	0,22660422		
8	8_7	66	0,0034334	0,22660422	0,55449365	0,27724683
	8_9	58,3	0,0034334	0,20016706		
8	8_12	37,2	0,0034334	0,12772238		
9	9_8	58,3	0,0034334	0,20016706	0,50968782	0,25484391
	9_11	55	0,0034334	0,18883685		
	9_10	35,15	0,0034334	0,12068391		
10	10_9	35,15	0,0034334	0,12068391	0,12068391	0,06034196
11	11_9	55	0,0034334	0,18883685	0,18883685	0,09441842
12	12_8	37,2	0,0034334	0,12772238	0,61814884	0,30907442
	12_13	80,65	0,0034334	0,27690349		
	12_14	62,19	0,0034334	0,21352297		
13	13_12	80,65	0,0034334	0,27690349	0,27690349	0,13845174
14	14_12	62,19	0,0034334	0,21352297	0,71984606	0,35992303
	14_16	90,45	0,0034334	0,31055078		
	14_15	57,02	0,0034334	0,19577231		
15	15_14	57,02	0,0034334	0,19577231	0,19577231	0,09788615

16	16_14	90,45	0,0034334	0,31055078	0,31055078	0,15527539
17	17_2	77	0,0034334	0,26437159	0,26437159	0,13218579
total				6,7		3,35

IV.8.2. Dimensionnement du réseau de distribution (B)

Le réseau de distribution assure une distribution de la zone 2 à partir du réservoir 500 m³ avec un débit de pointe de 24.50 l/s.

IV.8.2.1. Détermination des débits aux tronçons et des débits nodaux

Les résultats du calcul des débits tronçons et nodaux sont représentés dans le tableau (IV.3) ci-dessous :

Tableau (IV.3) : Détermination des débits aux tronçons et les débits nodaux du réseau (B)

Nœuds	Tronçon	long tr (m)	débit spécifique	Qrte (l/s)	0,5*Qroute	Qn(l/s)
1	1_2	158	0,00716322	1,13178952	1,80541918	0,90270959
	1_3	94,04	0,00716322	0,67362966		
2	2_1	158	0,00716322	1,13178952	2,63606673	1,31803336
	2_7	210	0,00716322	1,50427721		
3	3_1	94,04	0,00716322	0,67362966	1,33665775	0,66832887
	3_5	21,6	0,00716322	0,15472566		
	3_4	70,96	0,00716322	0,50830243		
4	4_3	70,96	0,00716322	0,50830243	0,63580783	0,31790392
	4_6	17,8	0,00716322	0,1275054		
5	5_3	21,6	0,00716322	0,15472566	0,15472566	0,07736283
6	6_4	17,8	0,00716322	0,1275054	0,1275054	0,0637527
7	7_2	210	0,00716322	1,50427721	2,27804875	1,13902438
	7_8	25,12	0,00716322	0,17994021		
	7_10	82,9	0,00716322	0,59383134		
8	8_7	25,12	0,00716322	0,17994021	1,12283549	0,56141774
	8_12	60,2	0,00716322	0,43122613		
	8_9	71,43	0,00716322	0,51166915		
9	9_8	71,43	0,00716322	0,51166915	1,17097236	0,58548618
	9_13	60,54	0,00716322	0,43366163		
	9_11	31,5	0,00716322	0,22564158		
10	10_7	82,9	0,00716322	0,59383134	0,59383134	0,29691567

11	11_9	31,5	0,00716322	0,22564158	0,22564158	0,11282079
12	12_8	60,2	0,00716322	0,43122613	0,43122613	0,21561307
13	13_9	60,54	0,00716322	0,43366163	0,97405531	0,48702765
	13_14	20,44	0,00716322	0,14641631		
	13_34	55	0,00716322	0,39397736		
14	14_13	20,44	0,00716322	0,14641631	0,36202938	0,18101469
	14_15	30,1	0,00716322	0,21561307		
15	15_14	30,1	0,00716322	0,21561307	0,45343213	0,22671606
	15_16	33,2	0,00716322	0,23781906		
16	16_17	13,01	0,00716322	0,09319355	0,33101262	0,16550631
	16_15	33,2	0,00716322	0,23781906		
17	17_16	13,01	0,00716322	0,09319355	0,31561168	0,15780584
	17_18	15,93	0,00716322	0,11411017		
	17_19	15,12	0,00716322	0,10830796		
18	18_17	15,93	0,00716322	0,11411017	0,11411017	0,05705509
19	19_17	15,12	0,00716322	0,10830796	0,35350514	0,17675257
	19_22	12,03	0,00716322	0,08617359		
	19_20	22,2	0,00716322	0,15902359		
20	20_19	22,2	0,00716322	0,15902359	0,50586694	0,25293347
	20_21	14,12	0,00716322	0,10114473		
	20_23	34,3	0,00716322	0,24569861		
21	21_20	14,12	0,00716322	0,10114473	0,5080159	0,25400795
	21_24	16,3	0,00716322	0,11676056		
	21_25	40,5	0,00716322	0,2901106		
22	22_19	12,03	0,00716322	0,08617359	0,08617359	0,0430868
23	23_20	34,3	0,00716322	0,24569861	0,24569861	0,12284931
24	24_21	16,3	0,00716322	0,11676056	0,11676056	0,05838028
25	25_21	40,5	0,00716322	0,2901106	0,61610897	0,30805448
	25_26	23,01	0,00716322	0,1648258		
	25_27	22,5	0,00716322	0,16117256		
26	26_25	23,01	0,00716322	0,1648258	0,1648258	0,0824129
27	27_25	22,5	0,00716322	0,16117256	0,31460883	0,15730442
	27_28	10,01	0,00716322	0,07170388		

	27_32	11,41	0,00716322	0,08173239		
28	28_27	10,01	0,00716322	0,07170388	0,45142643	0,22571321
	28_31	12	0,00716322	0,0859587		
	28_29	41,01	0,00716322	0,29376385		
29	29_28	41,01	0,00716322	0,29376385	0,46353228	0,23176614
	29_30	23,7	0,00716322	0,16976843		
30	30_29	23,7	0,00716322	0,16976843	0,16976843	0,08488421
31	31_28	12	0,00716322	0,0859587	0,0859587	0,04297935
32	32_27	11,41	0,00716322	0,08173239	0,26496769	0,13248384
	32_33	25,58	0,00716322	0,18323529		
33	33_32	25,58	0,00716322	0,18323529	0,18323529	0,09161765
34	34_13	55	0,00716322	0,39397736	0,88537459	0,44268729
	34_35	25,4	0,00716322	0,18194591		
	34_36	43,2	0,00716322	0,30945131		
35	35_34	25,4	0,00716322	0,18194591	0,18194591	0,09097295
36	36_34	43,2	0,00716322	0,30945131	0,7965506	0,3982753
	36_37	30	0,00716322	0,21489674		
	36_38	38	0,00716322	0,27220254		
37	37_36	30	0,00716322	0,21489674	0,21489674	0,10744837
38	38_36	38	0,00716322	0,27220254	0,70199603	0,35099802
	38_39	60	0,00716322	0,42979349		
39	39_38	60	0,00716322	0,42979349	0,42979349	0,21489674

IV.8.3. Détermination des diamètres des conduites

Après avoir déterminé les débits de dimensionnement de chaque conduite, on peut déterminer le diamètre correspondant. Ces diamètres doivent vérifier les deux conditions suivantes :

- La vitesse doit être comprise dans l'intervalle de 0.5 à 1.5 m/s.
- La pression de service aux points critiques du réseau doit être au minimum 10 m.

IV.8.4. Modélisation et simulation du réseau

Plusieurs logiciels ont été développés dans le but de subvenir aux besoins des ingénieurs et concepteurs dans le domaine de l'hydraulique capables de faire des simulations des calculs fastidieux en temps record, nous en citons les plus connus : WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU, et celui que nous allons utiliser, à savoir l'EPANET.

IV.8.5. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation de comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyaux), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcul le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque noeud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration des substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau [6].

IV.8.6. Utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes [6] :

- 1- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte.
- 2- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- 3- Décrire le fonctionnement système.
- 4- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- 5- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de qualité.
- 6- Visualiser les résultats d'une simulation.

IV.8.7. Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des noeuds [7]. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les noeuds représentent des noeuds de demande, de réservoirs et des bâches.

Dans l'aire d'étude, la modélisation concerne l'introduction des différentes données du réseau au niveau des noeuds :

- ✓ L'altitude du noeud par rapport à un plan de référence.
- ✓ La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).

Au niveau des arcs :

- ✓ Les noeuds initial et final.
- ✓ Le diamètre.
- ✓ La longueur.
- ✓ Le coefficient de rugosité (pour déterminer les pertes de charge).
- ✓ L'état (ouvert, fermé, ou clapet anti-retour).

Au niveau des réservoirs :

- ✓ L'altitude du radier (où le niveau de l'eau est nul).

- ✓ Le diamètre.
- ✓ Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

IV.8.8. Simulation du réseau

Après la saisie des informations du réseau, la simulation peut être lancée. Dans cette étape, grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans les conditions requises et détermine les différentes grandeurs hydrauliques (vitesses, débits, pression, charges...etc.) à un instant donné qui implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les noeuds et les pertes de charge dans chaque arc du réseau.

IV.8.8.1. Première simulation du réseau de distribution (A), cas de pointe

❖ Etat des noeuds du réseau (A)

Après la première simulation du réseau de distribution (A), l'état des noeuds est représenté dans le tableau (V.4) ci-dessous :

Tableau (IV.4) : Etat des noeuds du réseau (A), cas de pointe

ID Noeud	altitude (m)	demande base (lps)	charge(m)	pression(m)
Noeud 2	260.11	0,5	315,94	55,83
Noeud 3	259.20	0,17	315,92	56,72
Noeud 4	270.6	0,26	315,62	45,02
Noeud 5	268.3	0,21	315,54	47,24
Noeud 6	255.24	0,17	315,54	60,3
Noeud 7	250.30	0,24	315,43	65,13
Noeud 8	247.4	0,34	315,24	67,84
Noeud 9	234.36	0,32	315,22	80,86
Noeud 10	220.12	0,07	315,22	95,1
Noeud 11	219.14	0,11	315,22	84,1
Noeud 12	198.7	0,38	315,19	96,05
Noeud 13	170.45	0,17	315,18	116,48
Noeud 14	155.24	0,45	315,15	144,7
Noeud 15	149.45	0,12	315,14	159,9
Noeud 16	249.35	0,19	315,13	165,68
Noeud 17	272	0,16	315,93	66,58
Noeud 1	280	0,28	315,98	43,98

❖ Etat des conduites du réseau (A)

Après la première simulation du réseau de distribution (A), l'état des conduites est représenté

dans le tableau (IV.5) ci-dessous :

Tableau (IV. 5) : Etat des conduites du réseau (A), cas de pointe

	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge Uniter
ID Arc	m	mm		LPS	m/s	m/km
Tuyau 2	55,45	50	150	0,17	0,09	0,23
Tuyau 5	77	50	150	0,38	0,19	1
Tuyau 7	20,45	50	150	0,17	0,09	0,23
Tuyau 6	45,15	75	150	2,39	0,54	4,19
Tuyau 9	79,16	75	150	0,5	0,11	
Tuyau 11	66	50	150	0,11	0,06	0,1
Tuyau 10	58,3	50	150	0,07	0,04	0,04
Tuyau 12	37,2	75	150	1,31	0,3	1,38
Tuyau 8	55	75	150	2,15	0,49	3,44
Tuyau 3	35,15	50	150	0,16	0,08	0,2
Tuyau 14	80,65	75	150	0,76	0,17	0,5
Tuyau 13	62,19	50	150	0,17	0,09	0,23
Tuyau 16	57,02	50	150	0,12	0,06	0,12
Tuyau 15	90,45	50	150	0,19	0,1	0,28
Tuyau 1	10,25	110	150	4,14	0,44	1,79
Tuyau 21	76,54	75	150	0,83	0,19	0,59
Tuyau 22	55,45	75	150	3,03	0,69	6,5

IV.8.8.2. Première simulation du réseau de distribution (B), cas de pointe

❖ Etat des noeuds du réseau (B)

Après la première simulation du réseau de distribution (B), l'état des noeuds est représenté dans le tableau (IV.6) ci-dessous :

Tableau (IV. 6) : Etat des noeuds du réseau (B), cas de pointe

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud 1	290	0,96	299,82	9,82
Noeud 2	288	1,41	296,03	8,03
Noeud 3	270	0,71	299,57	29,57
Noeud 4	268	0,34	299,54	31,54
Noeud 5	266	0,08	299,56	33,56
Noeud 6	259	0,06	299,54	40,54
Noeud 7	284	1,22	292,24	8,24
Noeud 8	278	0,6	291,93	13,93
Noeud 9	271	0,62	291,23	20,23
Noeud 10	270	0,31	292,23	22,23
Noeud 11	279	0,12	291,22	12,22
Noeud 12	271	0,23	291,91	20,91
Noeud 13	263	0,52	290,76	27,76
Noeud 14	261	0,19	290,7	29,7
Noeud 15	259	0,24	290,62	31,62
Noeud 16	255	0,17	290,54	35,54
Noeud 17	254	0,16	290,52	36,52
Noeud 18	253,2	0,06	290,52	37,32
Noeud 19	252	0,18	290,49	38,49
Noeud 20	252	0,27	290,46	38,46
Noeud 21	252	0,27	290,45	38,45
Noeud 22	251,65	0,04	290,49	38,84
Noeud 23	250	0,13	290,46	40,46
Noeud 24	250	0,06	290,45	40,45
Noeud 25	249	0,33	290,42	41,42
Noeud 26	247	0,08	290,42	43,42
Noeud 27	248,24	0,16	290,41	42,17
Noeud 28	248	0,24	290,41	42,41
Noeud 29	246	0,24	290,41	44,41
Noeud 30	244	0,09	290,41	46,41

Noeud 31	247,13	0,04	290,41	43,28
Noeud 32	248,26	0,14	290,41	42,15
Noeud 33	248	0,09	290,41	42,41
Noeud 34	260	0,47	290,71	30,71
Noeud 35	258	0,09	290,7	32,7
Noeud 36	257	0,42	290,69	33,69
Noeud 37	255	0,11	290,68	35,68
Noeud 38	255	0,37	290,68	35,68
Noeud 39	257	0,23	290,66	33,66
Réservoir R	300	Sans Valeur	302	2

❖ Etat des conduites du réseau (B)

Après la première simulation du réseau de distribution (B), l'état des conduites est représenté dans le tableau (IV.7) ci-dessous :

Tableau (IV.7) : Etat des conduites du réseau (B), cas de pointe

	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm		LPS	m/s	m/km
Tuyau 1	168	110	150	12,05	1,27	12,98
Tuyau 2	94,04	63	150	1,19	0,38	2,69
Tuyau 3	70,96	63	150	0,4	0,13	0,36
Tuyau 4	21,6	50	150	0,08	0,04	0,06
Tuyau 5	17,8	50	150	0,06	0,03	0,03
Tuyau 6	158	90	150	9,9	1,56	23,97
Tuyau 7	210	90	150	8,49	1,33	18,04
Tuyau 8	25,12	90	150	6,96	1,09	12,48
Tuyau 9	82,9	63	150	0,31	0,1	0,22
Tuyau 10	71,43	90	150	6,13	0,96	9,87
Tuyau 11	31,5	50	150	0,12	0,06	0,12
Tuyau 12	60,2	50	150	0,23	0,12	0,4
Tuyau 13	60,54	90	150	5,39	0,85	7,78
Tuyau 14	20,44	90	150	3,18	0,5	2,93
Tuyau 15	30,1	90	150	2,99	0,47	2,61
Tuyau 16	33,2	90	150	2,75	0,43	2,24

Tuyau 17	13,01	90	150	2,58	0,41	1,99
Tuyau 18	15,93	50	150	0,06	0,03	0,03
Tuyau 19	15,12	90	150	2,36	0,37	1,68
Tuyau 20	22,2	90	150	2,14	0,34	1,41
Tuyau 21	14,12	90	150	1,74	0,27	0,96
Tuyau 22	12,03	50	150	0,04	0,02	0,02
Tuyau 23	34,3	50	150	0,13	0,07	0,14
Tuyau 24	16,3	50	150	0,06	0,03	0,03
Tuyau 25	40,5	90	150	1,41	0,22	0,65
Tuyau 26	23,01	50	150	0,08	0,04	0,06
Tuyau 27	22,5	90	150	1	0,16	0,34
Tuyau 28	10,01	90	150	0,61	0,1	0,14
Tuyau 29	11,41	50	150	0,23	0,12	0,4
Tuyau 30	25,58	50	150	0,09	0,05	0,07
Tuyau 31	12	50	150	0,04	0,02	0,02
Tuyau 32	41,01	90	150	0,33	0,05	0,04
Tuyau 33	23,7	50	150	0,09	0,05	0,07
Tuyau 34	55	90	150	1,69	0,27	0,91
Tuyau 35	25,4	50	150	0,09	0,05	0,07
Tuyau 36	43,2	90	150	1,13	0,18	0,43
Tuyau 37	30	50	150	0,11	0,06	0,1
Tuyau 38	38	90	150	0,6	0,09	0,13
Tuyau 39	60	50	150	0,23	0,12	0,4

IV.9. Conclusion

Les réservoirs doit fournir l'eau en quantité suffisante avec des pressions appropriées au consommateur, pour assurer le bon fonctionnement du réseau de distribution et sa durabilité dans le temps. Il nécessaire de prendre soin d'une bonne gestion et d'un entretien périodique des installations.

CHAPITRE V

Pose Des Conduites Et Gestion Du Réseau

V.1. POSE DES CONDUITES

V.1.1. GENERALITE

Dans la plupart des agglomérations, les conduites sont posées en terre, sous les trottoirs afin d'éviter les trépidations dues à la circulation des véhicules. [4]

V.1.2. LA REALISATION DES TRANCHEES [8]

- Elles doivent être d'une largeur suffisante (minimum 0.6 m).
- Elles doivent être d'une hauteur variant de 0.60 à 1.20 m selon la région. Si elle est exposée à des gels qui peuvent causer des dégâts au droit de la conduite, nous devons le placer plus profondément.
- Le font est recouvert d'un lit de sable de 0.10 à 0.20 d'épaisseur bien pilonnée et bien nivelé.

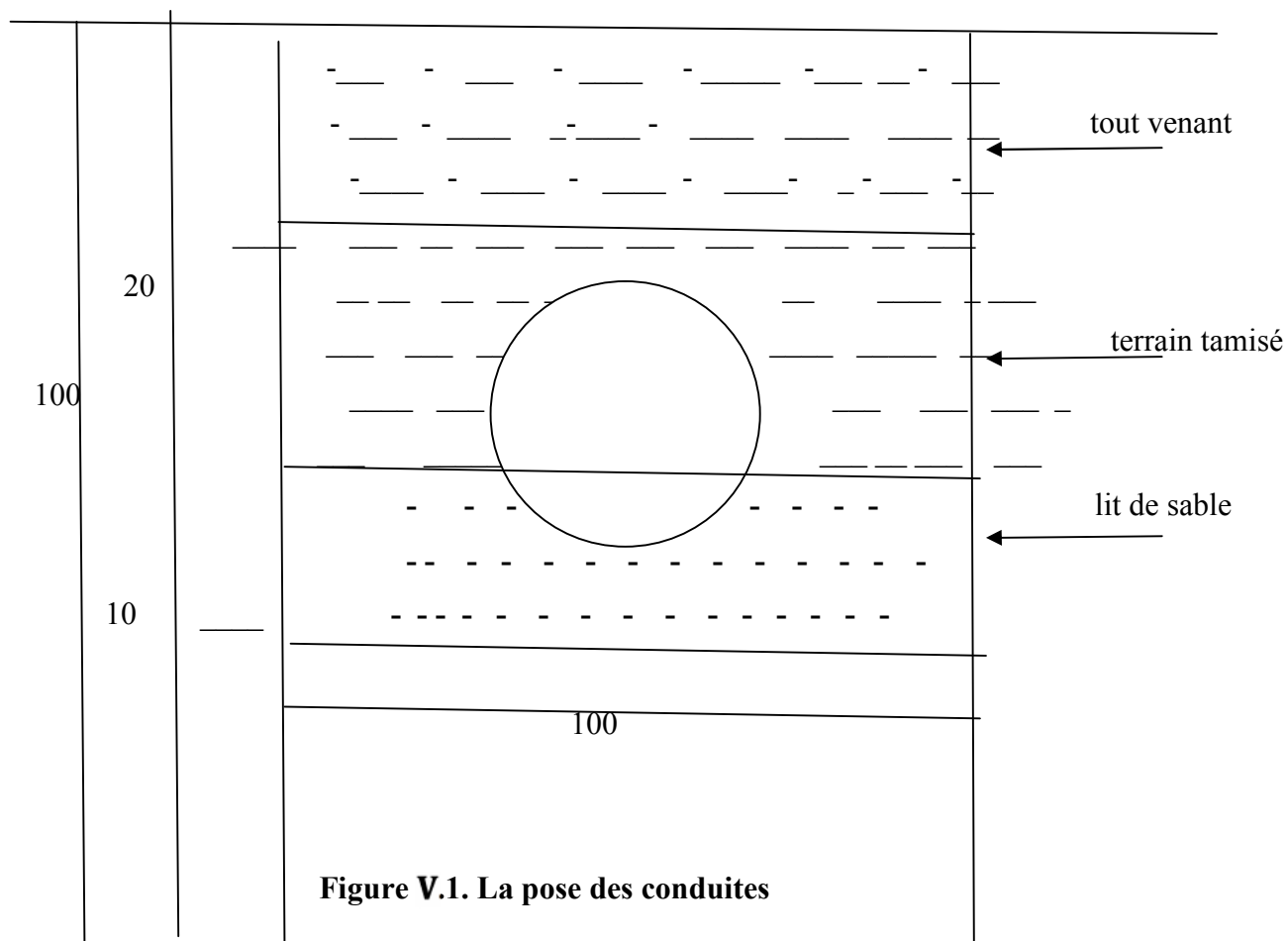


Figure V.1. La pose des conduites

V.1.3 CONCISTANCE DES TRAVEAUX :

- Démolition de la chaussée.
- Fourniture et pose de lit de sable.

- Terrassement en terrain meuble mécaniquement ou manuellement.
- Pose de conduites en différent diamètre.
- Pose des pièces spéciales (cônes, coudes tés, croix... etc).
- Pose des vannes de différents diamètres y compris accessoires ;
- Réalisation de regard ;
- Réfection de la chaussée ;

V.1.4. SITUATION DES TRAVEAUX INSTALLATION DES MATERIAUX :**V.1.4.1. Terrassement : [9]**

- Les terrassements en terrain rocheux devront se faire au moyen mécanique (brise, roche, ... etc).
- Les terrassements devront être exécutés par couches de 30 mm arrosées, damés et extirpée de pièces dépassant une dimension 600m/m.

V.1.4.2. L'équipement hydraulique :

L'équipement hydraulique comprendra la fourniture et la mise en place des conduites en place des conduites en PEHD 50 y compris accessoires et revêtement des éléments.

V.1.4.3 les pièces spéciales:

On appelle pièces spéciales les pièces de raccordement qui permettent de réaliser toutes les dispositions. Elles comportent des emboitements ou des brides permettant de réaliser divers montages.

Ces pièces sont normalisées et l'on distingue.

- Les raccords à emboîtement :

Les coudes à 2 emboîtements au $\frac{1}{4}$ (angle de raccord 90°), au $\frac{1}{8}$ (45°) au $\frac{3}{32}$ ($33^\circ45'$), au $\frac{1}{6}$ ($22^\circ30'$), au $\frac{1}{32}$ ($11^\circ15'$) qui permettent d'effectuer les changements de direction :

- Les tés à 2 emboîtements avec tubulure à bride qui permettent la prise d'une canalisation secondaire sur la canalisation principale :

- Les tés à 3 emboîtements ;
- Les croix à 4 emboîtements (même rôle que les tés).
- Les cônes à 2 emboîtements, pour raccorder des tuyaux de diamètres différents :

➤ Les manchons droits, pour raccorder des tuyaux coupés ou constituer un joint de démontage.

- Les bouts d'extrémité bride-emboitement ou bride-uni, pour la mise en place des appareils hydrauliques à brides (robinets) ou les plaques pleines d'about en vue d'obturer la conduite ;
- Dans les raccords à brides : les coudes à 2 brides, les tés à 3 brides, les cônes à 2 brides, les croix à 4 brides. [12]

V.1.5. ORGANES ACCESSOIRES DES REASEAUX :

a / robinets : on distingue deux types des robinets :

- les robinets dits quart de tour pour les diamètres allant jusqu'à 0.100m.
- les robinets-vannes pour les gros diamètres :

Cette classification n'a toutefois rien d'absolu, car il existe néanmoins des robinets-vannes pour les petits diamètres.

b/ ventouses : le rôle d'une ventouse est tout d'abord d'évacuer l'air contenu dans les conduites. Le cas se présente lorsque la conduite étant vide, on procède à son remplissage, l'eau prend petit à petit la place de l'air qui se trouve chassé.

c/ décharge : une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points de bas au tracé en vue de la vidange de la conduit. Cette évacuation s'effectue à l'égout voisin ou si le point bas se trouve hors de la ville dans le fossé de la route, ce robinet comme toute pièce de ce genre sera posée à l'intérieur d'un registre en maçonnerie. Cet appareil doit toujours être facilement accessible.

d/clapet de retenue: le clapet de retenue est destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé. [10]

RECOMMANDATION :

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie élévation au-dessus du sol, sur des ouvrages d'art dans le lit d'une rivière ou dans un sous-sol marin.

V.2.GESTION DU RESEAUX :

La gestion est définie comme étant une politique permettant de gérer un bien dans un état spécifié ou en mesure d'assurer un service déterminé . Donc gérer c'est veillé aux opérations qui permettent de conserver le potentiel du matériel, d'assurer la continuité de la production et entretenir les ouvrages et les équipements ; bien gérer c'est assurer une opération au coût global minimum. [8]

V.2.1. BUT DE LA GESTION

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable a pour objet d'assurer :

- la pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions nettoyages, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution. [11]

V.2.2. METHODES ET TECHNIQUES DE DETECTION DES FUITES DANS LES RESEAUX D'EAU POTABLE

Au cours de cette dernière décennie, les méthodes de détection des fuites d'eau ont été passablement modifiées, d'une part grâce à l'apparition de nouveaux appareils et, d'autre part, par le choix de techniques qui réduisent la part de travail de nuit qui entraînait des frais élevés de personnel.

Parmi les méthodes de détection nous avons, les méthodes : [8]

V.2.2.1 l'écoute des bruits de fuite

L'écoute des bruits de fuite a toujours été une méthode importante de localisation. Mais le bruit d'une fuite peut être difficile à discerner par exemple pour les raisons suivantes :

- 1- La distance jusqu'à un point d'écoute accessible, le robinet vanne le plus proche, étant trop grande.
- 2- Le matériau dont est faite la canalisation atténue le bruit de fuite, ce qui est particulièrement valable pour les différents conduites.
- 3- Les bruits de la circulation couvrant le bruit de fuite.

Un terrain d'instruction pourvu de fuites artificielles est un moyen remarquable pour s'entraîner à cette méthode d'écoute qui est encore aujourd'hui largement employée. En parallèle d'autres méthodes basées sur les appareils électroniques qui sont utilisées largement au pays développés pour localiser les fuites dans le réseau. [12]

V.2.3. IMPORTANCE DE L'ENTRETIEN ET DE LA MAINTENANCE

Pour la qualité du service et son coût pour l'usage, le poids d'un entretien et d'une maintenance efficace et considérable. Le coût de cette partie, face aux charges d'amortissement et de financement, peut varier de 25 % à plus de 50 % selon la durabilité des ouvrages, la nature des matériaux, et les conditions du financement.

L'expérience du gérant permet de limiter les coûts tout en maintenant l'efficacité et la sécurité à la desserte. [12]

V.2.3.1 Maintenance

La maintenance est un ensemble des mesures servant à préserver l'état initial ainsi qu'à constater et évoluer l'état réel des dispositifs techniques d'un système d'alimentation en eau potable : en procédant régulièrement aux opérations d'entretien, d'inspection et de remise en état.

V.2.3.2 La maintenance préventive

La maintenance préventive est une programmation pour les opérations qui sont susceptibles de se produire au fil du temps. [8]

V.2.3.3 Maintenances curatives [8]

Elle consiste à la remise en état d'un équipement ou d'une installation à la suite d'une défaillance ou à une mise hors service accidentelle totale ou partielle.

Pour gérer et exploiter correctement un champ de captage d'eau souterrain ou superficiel, on doit impérativement considérer que se serait le captage d'un forage ou d'un piquage, et la distribution sera indispensablement liée.

On ne saurait en aucun cas gérer l'un d'eux sans l'autre.

Dans notre cas, il faut que le point de piquage soit équipé techniquement de :

- ✓ Un compteur d'eau.
- ✓ Un robinet vanne à fermeture lente.
- ✓ Un nanomètre.
- ✓ Une conduite de by-pass.
- ✓ Une prise d'échantillon pour l'analyse.

V.2.3.4 L'entretien courant

Cela concerne les opérations qui interfèrent les plus souvent avec le fonctionnement quotidien de l'installation telle que les mesures de surveillance, de contrôle et de détection des anomalies (bruits, fuites etc...).

V.2.3.5 L'entretien préventif systématique

Il s'agit d'un programme minimum obligatoire dans la mesure ou

- ✓ Son coût est inférieur aux dépenses de dépannage ou de renouvellement.
- ✓ Sa mise en œuvre est indispensable pour assurer aux équipements une durée de vie normale. [12]

V.2.3.6 L'entretien préventif exceptionnel

C'est un préventif qu'il n'a pas été programmé longtemps à l'avance (démonter une vanne à la suite d'une détection des fuites significatives par exemple).

V.2.4. GESTION TECHNIQUE ET SUIVIE GENERALE DES INSTALLATIONS.

La gestion d'une telle installation d'un système d'alimentation en eau potable nécessite un suivi général des installations, de contrôles et d'inspection. [12]

Les opérations de contrôle et inspections pour les ouvrages et les accessoires sont :

- Contrôle hebdomadaire
- Purges
- Fonctionnement des accessoires
- Etanchéités des conduites, vannes, robinetterie.
- Essai de fonctionnement des équipements de secours et auxiliaires.

V.2.4.1. Vieillessement et traitement des installations

Le vieillissement est donc un phénomène incurable qui s'accompagne de plusieurs effets ; parmi les quels :

Le phénomène de corrosion qui est attribué à cause de

- ✓ Présence de l'eau corrosive à l'intérieur ou à l'extérieur des conduites.
- ✓ Existence des bactéries sidérolites ou sulfatés ductiles.
- ✓ Effets galvaniques entre les diverses parties de même ensemble métallique au contact d'eau de composition différente.

Généralement il existe deux types de corrosion (électrique et bactérienne), et pour la lutte contre ce phénomène on procède comme suit :

V.2.4.2 Protection active [12]

Utilisation des effets électrochimiques (cathodique) qui a pour but de stopper ces phénomènes de corrosion qui sont directement liés à la corrosivité de sols et à l'influence des courants électriques parasites (courants vagabonds).

V.2.4.3 Protection passive

Couche de peinture et revêtement au tour du tuyau

V.2.4.4 Protection anti -corrosive [12]

Deux possibilités fondamentales existant pour la protection contre la corrosion intérieure dans les conduites métalliques.

Donc le besoin d'une protection la corrosion externe dépend de l'agressivité du sol.

Et le traitement des eaux devant être transporté par les conduites pour qu'elle ne soit pas corrosive et qu'une couche de protection contre la rouille se forme sur les parois des conduites pour empêcher la corrosion ultérieure.

V.2.5. GESTION DES OVRAGES DE STOCKAGES

Le problème d'exploitation ou de la gestion des réservoirs résulte le plus souvent du manque d'entretien et de contrôle de ces derniers.

RECOMMANDATION

Pour éviter tout gaspillage et fuite par les abonnés. Il est nécessaire d'installer des compteurs pour distribution rationnel.

CONCLUSION

GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Notre étude a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable.

Nous signalons que durant notre étude, une priorité a été donnée tant au cotée technique qu'au coté économique et cela afin d'assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

Mais nous avons essayé de se rapprocher le maximum possible à la bonne marche du chantier, afin de pouvoir réaliser ce système dans le délai accordé et avec le coût souhaité. D'après l'analyse faite sur le site de la région d'étude, et d'après l'évolution de la commune, nous avons constaté que, la mise en service de ce nouveau système (source, stockage, distribution) de ce projet sera utile pour la commune bensekrane au lieu du système actuel.

L'approvisionnement en eau pour la commune reste non satisfaisant pour la commune, par conséquent, il faut le renforcer, améliorer la production et la distribution ainsi que la gestion future à fin de pallier à la bonne répartition de la ressource et la lutte contre le gaspillage.

Cette étude nous a parmi de mettre en pratique toutes les connaissances que nous les avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation et j'espère que ce modeste travail servira comme référence aux autorités civiles ainsi qu'aux entreprises d'exécutions des travaux pour la réalisation de ce projet.

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] :<< plan directeur d'aménagement et d'urbanisme de la commune bensekrane 2017>>
- [2] :<< mémoire d'étude de réseaux d'aep de wilaya de medea>>
- [3] :<< **dupont,A**, hydraulique urbaine : ouvrage de transport ,élévation et distribution des eaux,tom II,édition EYROLLES,1979>>
- [4] :<< BONVIN , J ., : hydraulique urbaine I. version, 2005.>>
- [5] :<< **DOUMI ,W**,conception d'un schéma directeur d'aep de la ville rass el ma (w sétif) élaboration d'un SIG d'aide a la décision .mémoire de fin d'étude master université de m'sila 2012,97 pages >>
- [6] :<< **KSOURI, S. et IBRAHIM, N.**, : Renforcement du réseau d'alimentation en eau potable de chef lieu de la commune d'Akbou (Wilaya de Bejaia) à partir de barrage de Tichy-haf .Mémoire de fin d'études, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2010>>.
- [7] :<<**BOUHIRED, B., et BOURARECH, S.** , : Diagnostique et étude du réseau d'AEP de la partie Nord du chef lieu de BORDJ MIRA (Wilaya de BEJAIA) . Mémoire de fin d'étude Master Université de Bejaia, 2011, 102 pages.>>
- [8] :<< **A.DUPONT.** :hydraulique urbaine(tomeII) Edition Eyrolles-1986>>
- [9] :<<**DR.SALAH.B**(cours d'alilention en eau potable) EDITIONS E.N.S.H1993>>
- [10] :<<chalabi.n et kara sliane.f(contribution a l' analyse du système d'alimentation en eau potable de tlemcen)mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique université de tlemcen>>
- [11] :<<sekrane.t et salhi.A(alimentation en eau potable de lotissement région nord de la ille de remchi)mémoire des étude universitaire de tlemcen>>
- [12] :<<**cyril gomella**(alimentation en eau potable adduction et distribution)edition eyrolles1989
- [13] :<<Internet>>
- [14] :<<a b c d e f g et h Bohl et Elmendorf 2008, p.164-165>>

ANNEXES

ANNEXES

Annexe (2) : Conduite PEHD PN10 TUBE PE TUBE PEHD EAU POTABLE PN 10

Diamètre Extérieure (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)
20	2.0	16
25	2.0	21
32	2.4	27.2
40	3	34
50	3.7	42.6
63	4.7	53.6
75	5.4	63.8
90	5.6	79.2
110	6.6	96.8
125	7.4	110.2
160	9.5	141
200	11.9	176.2
250	14.8	220.4
315	18.7	277.6
400	23.7	352.6
500	29.7	440.6
630	37.4	555.2