

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Alimentation en eau potable du village Ouled Bechkir de la  
commune Bechloul (w. Bouira).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0010-16

APA Citation ( APA توثيق ):

**Ferrah, Nadia (2016). Alimentation en eau potable du village Ouled Bechkir de la  
commune Bechloul (w. Bouira)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

.REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option :ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME:**

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU VILLAGE OULED  
BECHKIR DE LA COMMUNE BECHLOUL  
(W.BOUIRA)**

**Présenté par :**

**M<sup>lle</sup> FERRAH Nadia**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>me</sup> MEDDI Hind	M.C.A	Présidente
M <sup>r</sup> DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
M <sup>r</sup> HACHEMI Abdelkader	M.A.A	Examineur
M <sup>r</sup> BOUNNAH Younes	M.A.A	Examineur
M <sup>me</sup> BERBACHE Sabah	M.A.A	Promotrice

Septembre 2016

## ***Remerciements***

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

*Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail, particulièrement à :*

- *Mes chers parents pour les encouragements qu'ils ont manifestés tout au long de mon parcours.*
- *Ma promotrice Mme Berbache pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui nous ont été infiniment utiles.*
- *Mes amies Nadjla et Samia pour leur aide*

*Mes remerciements et mon respect a la présidente de jury Mme Meddi et les membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.*

*Lydia*

## *Dédicace*

Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes chers parents **Mme Roza** et **Mr Said** pour les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard.

Je le dédie également à tous mes frères et ma sœur Nabila

A mes nièces Lina et Rym et mon neveu yani

A toute ma grande famille et spécialement mes cousins :

A tous mes amis et spécialement

**Nadjla, Samia, khadidja, abla, ouiza, naoual, kamilia**

**LYDIA**

## مستخلص

تعرف قرية ولاد بشكير الواقعة في قرية بشلول (ولاية البويرة) حاليا مشكلة في نقص المياه الصالحة للشرب. الامدادات الحالية من المياه في هذه القرية محدودة فقط عن طريق استخدام الابار التي لا تغطي احتياجات المواطنين الحالية و المستقبلية من المياه الصالحة للشرب

الدراسة الحالية تهدف الى تصميم شبكة الربط و شبكة التوزيع عن طريق قناة تحويل المياه الاتية من سد تلسديت الى غاية الخزان المائي الذي يزود قرية ولاد بشكير لافق 2041

الشروط التي يجب اتباعها لإنجاز هاته الدراسة هي التقنية و الاقتصادية.

## Résumé :

Le village d'OULED BECHKIR, situé dans la commune de BECHLOUL (wilaya de BOUIRA) reconnaît un problème du manque d'eau. L'alimentation en eau potable actuelle de ce village, se limite uniquement par l'utilisation des puits qui ne couvrent pas les besoins en eau actuels et futures des consommateurs.

La présente étude a pour but, le dimensionnement du réseau d'adduction et le réseau de distribution à partir d'un piquage sur une conduite principale du barrage de TELISDIT (w. de BOUIRA) jusqu'au réservoir de stockage qui alimente le village d'OULED BECHKIR à l'horizon de 2041.

Les conditions dans lesquelles notre étude devra être établie sont selon deux aspects, de point de vue technique et économique.

## Abstract:

The village of OULED BECHKIR, located in the commune region of BECHLOUL in the wilaya of BOUIRA currently recognize problem of deficiently. The current water supply in this village is limited only by the use of wells that do not cover the needs of current future of customers.

This present study concerns the design of network of drinking water supply from a swing up in principle pipe from a dam of TELISDIT (w.of BOUIRA) until the reservoir of storage of village d'OULED BECHKIR at the horizon of 2041.

We will examine ours study according to two sides: technical and economic point of view.

# Sommaire

## Chapitre I :Présentation de l'agglomération

I.1- Introduction.....	1
I.2-Situation géographique .....	1
I.2.1. Situation géographique du village Ouled Bechkir .....	1
I.3- Situation climatique .....	2
I.3.1-Le Climat .....	3
I.3.2- La Température.....	3
I.3.3- La Pluviométrie.....	3
I.3.4-Les vents .....	5
I.4.5-Sismicité .....	5
I.5-Situation géologique et géotechnique .....	5
I.5.1-Volet géotechnique .....	5
I.5.2-Volet géologique .....	5
I.6. Caractéristiques du système d'alimentation en eau potable .....	6
I.6.1. Les ressource en eau .....	6
I.6.2. Ouvrages de Stockage .....	6
I.7. Conclusion .....	6

## Chapitre II : Estimation des besoins

II.1- Introduction .....	7
II.2- Estimation de la population à l'horizon 2041 .....	7
II.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière .....	8
II.3.1- Besoins en eau par catégorie .....	8
II.3.1.1- Besoins domestiques .....	8
II.3.2- Besoins scolaires .....	9
II.3.3- Besoins socioculturels .....	10
II.3.4-Equipements projetés au futur .....	10
II.3.5- Récapitulation des besoins en eaux de la ville .....	10
II.4- Variation de la consommation journalière .....	11
II.4.1- Consommation maximale journalière .....	11

II.4.2- Consommation minimale journalière .....	11
II.5- Variation de la consommation horaire .....	12
II.5.1- Débit moyen horaire .....	12
II.5.2- Débit maximum horaire .....	12
II.5.3- Débit minimale horaire .....	13
II.5.4- Détermination de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants .....	14
II.6- Conclusion .....	17

### **Chapitre III : Etude de l'adduction**

III-1. Introduction .....	18
III-2. Types d'adduction.....	18
III.2.1. Adduction gravitaire .....	18
III.2.2. Adduction par refoulement .....	18
III.2.3. Adduction mixte .....	18
III.3. Choix des matériaux de canalisation .....	18
III.4. Principe du choix du tracé .....	19
III.5. Etude des variantes .....	20
III.5.1 .Détermination du diamètre avantageux.....	20
III.5.2. Proposition de variante .....	22
III.5.2. 1. Variante N°1 : PEHD.....	22
III.5.2. 2. Variante N°2 : Acier.....	23
III.5. 3. Le cout .....	23
III.6. Accessoires nécessaires pour l'adduction .....	24
III-7. Conclusion .....	25

### **Chapitre IV : Réservoir de stockage**

IV.1. Introduction .....	26
IV.2. Fonctions des réservoirs .....	26

IV-2-1 : Fonctions techniques d'un réservoir .....	26
IV.2.2 : Fonctions économiques d'un réservoir .....	27
IV-3-Classification des réservoirs .....	27
IV-4 : Emplacement des réservoirs .....	27
IV.5- Equipement du réservoir .....	28
IV.5.1- Conduite d'arrivé ou d'alimentation.....	28
IV.5.2- Conduite de départ ou de distribution .....	29
IV.5.3- Conduite de trop-plein .....	29
IV.5.4- Conduite de décharge ou de vidange .....	29
IV.5.5- Conduite by-pass .....	29
IV.6- Vérification de la capacité des réservoirs .....	29
IV.6.1- Méthode graphique .....	30
IV.6.2. Méthode analytique.....	30
IV.6.Détermination du résidu maximum dans les réservoirs.....	31
Conclusion .....	34

## **Chapitre V : Réseau de distribution**

V.1.Introduction .....	35
V.2.Choix de type de réseau de distribution à l'horizon 2041 .....	35
V.2.1. Le réseau ramifié.....	35
V.2.2. Le réseau maillé .....	35
V.2.3.Le réseau étagé.....	35
V.2.4. Le réseau mixte.....	35
V.3. Choix du type de matériau .....	35
V.4.Principe du tracé du réseau ramifié .....	36
V.5.Calcul hydraulique du réseau de distribution projeté à l'horizon 2041 .....	36
V.5.1.Cas de pointe .....	37
V.5.1.1.Les débits en route .....	37
V.5.1.2.Le débit spécifique .....	37
V.5.1.3.Le débit en route pour chaque tronçon .....	38
V.5.1.4.Les débits nodaux .....	38
V.5.1.5.Débits de dimensionnement .....	41



V.5.1.6. Détermination des diamètres du réseau et les vitesses d'écoulements .....	42
V.5.2 .Cas de pointe +incendie .....	44
V.5.3. Résultats de simulation du réseau suivant logiciel Epanet .....	44
V.5.4. Paramètres hydrauliques du réseau .....	45
V.5. Les Accessoires D'un Système D'alimentation En Eau Potable .....	47
V.5.1. Type De Canalisation .....	47
V.5.2. Appareils Et Accessoires Du Réseau .....	47
V.5.3. Robinets Vannes .....	47
V.5.4. Bouches Ou Poteau D'incendie .....	47
V.5.5. Clapets .....	47
V.5.6. Ventouses .....	48
V.5.7. Vannes de décharge .....	48
V.5.8. Conduite by-pass .....	48
V.5.9. Bouche D'arrosage .....	48
V.5.10. Organes de raccordement .....	48
V.5.11. Coude .....	48
V.5.12. Cônes .....	49
V.5.13. Les Compteurs .....	49
V.6. Conclusion .....	49

## **Chapitre VI : Protection anti-bélier**

VI.1 Introduction .....	50
VI.2. Protection des conduites contre le coup de Bélier .....	50
VI.2.1 Définition .....	50
VI.2.2 Les risques dus aux coups de bélier .....	50
VI.2.2.1 Risque de forte pression .....	50
VI.2.2.2 Pression négative .....	50
VI.2.2.3 Fatigues des conduites .....	51
VI.2.3 Moyens de protection contre le coup de bélier .....	51
VI.2.3 .1 Les volants d'inertie .....	51
VI.2.3 .2 Les soupapes de décharge .....	51
VI.2.3.3 Les réservoirs d'air .....	51

VI.2.3.4 Les cheminées d'équilibre .....	52
VI.2.4 Analyse physique du phénomène du coup de bélier .....	52
VI.2.4.1 Phase 01 .....	52
VI.2.4.2 Phase 02 .....	52
VI.2.4.3 Phase 03 .....	52
VI.2.4.4 Phase 04.....	53
VI.2.5 Analyse mathématique du coup de bélier.....	53
VI.2.5 .1 Calcul de la célérité d'ondes .....	53
VI.2.5.2 Valeur numérique du coup de bélier .....	53
VI.2.5 Calcul du temps de fermeture de la vanne à fermeture lente.....	54
VI.2.6 Calcul de la valeur du coup de bélier.....	55
VI.4 Conclusion .....	55

## **Chapitre VII : Devis estimatif et quantitatif**

VII.1.Introduction .....	55
VII.2.Les opérations pour la réalisation du réseau .....	55
VII.2. Les différents travaux de mises en place des canalisations .....	55
VII.2.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain .....	55
VII.2.1.2. Nivellement .....	56
VII.2.2.3. Excavation des tranchées .....	56
VII.2.2. Calcul des volumes des travaux .....	57
VII.2.2.1. Calcul du volume du déblai de notre étude .....	57
VII.2.2.2. Lit de sable .....	58
VII.2.2.3 Volume de la conduite .....	59
VII.2.2.4. Remblai compacté .....	60
VII.2.2.5. Volume des Déblais foisonné .....	60
VII.2.2.6. Volume excédentaire .....	60
VII.3.Planification des travaux .....	62
VII.3.1.Construction du réseau .....	62
VII.3.2.Planification de La pose des conduites .....	62
VII.4.Conclusion .....	63

## **Chapitre VIII :Pose de canalisation**

VIII-1.Introduction .....	67
VIII-2.Pose de canalisation .....	67
VIII-2-1.Principe de pose de canalisation .....	67
VIII.2.2.Pose en terre .....	67
VIII.2.3. Pose en aérien (traversée d'un oued) .....	68
VIII.3.Conclusion .....	69

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE I : Présentation de l'agglomération

Tableau I.01: Températures moyennes mensuelles(2014).....	3
Tableau I.02: Précipitations moyennes mensuelles(2014).....	3
Tableau I.3 : Ouvrage de Stockage .....	6

### CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau potable

TableauII.02: Besoins en eaux domestiques.....	7
Tableau II.03: évaluation des besoins scolaires.....	9
Tableau II.04: évaluation des besoins socioculturels.....	9
Tableau II.05 : Evaluations des équipements projeté au futur.....	10
Tableau II.06: Récapitulation des besoins en eau potable de la ville.....	10
Tableau II.07 : Calcul de la consommation maximale et journalière.....	11
Tableau II.08 : Débits moyens horaires.....	13
Tableau II.09: variation du coefficient $\beta_{\max}$ .....	13
Tableau II.10 : Le débit maximal horaire.....	14
Tableau II.11 : variation du coefficient $\beta_{\min}$ .....	14
Tableau II.12 : Le débit $Q_{\min.h}$ .....	15
Tableau II.12 : Le débit $Q_{\min.h}$ .....	15

### CHAPITRE III : Etude d'adduction

Tableau III-1 : Coefficients $K'$ , $m$ , $b$ pour différents types du tuyau.....	22
Tableau III.2: Détermination du diamètre de la conduite gravitaire (PEHD) .....	23
Tableau (III.4) calcul du cout des conduites d'adduction.....	23
Tableau III.3: Détermination du diamètre de la conduite gravitaire (Acier) .....	23

## **CHAPITRE IV : Les Ouvrages de stockage**

Tableau IV .1 : Fonctions d'un réservoir.....	31
-----------------------------------------------	----

## **CHAPITRE V : Réseau de distribution**

Tableau V-01 : Détermination de débit spécifique .....	37
Tableau V-02 : Détermination du débit de routes .....	38
TableauV.03 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).....	39
TableauV.04 tableau récapitulatif des débits de dimensionnement.....	40
Tableau V.05 : Les résultats des calculs.....	41
Tableau V.06 : Etats des nœuds de réseau.....	43
Tableau V.07 : Etats des arcs du réseau .....	45

## **CHAPITRE VI : Protection anti- bélier**

Tableau (VI.01) : coefficient k pour divers matériaux.....	53
------------------------------------------------------------	----

## **CHAPITRE VI : Devis estimatif et quantitatif**

Tableau VII.01 : Calcul du volume du déblai de l'étude. ....	58
Tableau VII.02: Calcul du volume du lit de sable.....	59
Tableau VII.03 : Calcul du volume des conduites.....	59
Tableau VII.04 : Récapitulation des travaux. ....	61
Tableau VII.05 : Devis estimatif et quantitatif du projet.....	61

## **LISTE DES FIGURES :**

### **Chapitre I : Présentation de l'agglomération**

FigI.01 : Situation Géo-administrative de la commune de BECHLOUL.....1

FigI.02 : Présentation géographique de la zone d'étude.....2

Fig-03-leszones de sismicité.....3

### **Chapitre II : Présentation de l'agglomération**

Figure II.01 : Estimation de la population pour différents horizons d'étude .....8

### **Chapitre III :Etude de l'adduction**

**Figure III.1.** : Schéma vertical de la conduite d'adduction .....24

### **Chapitre VIII :Pose de canalisation**

Figure VIII-1 : Pose de canalisation.....68

Figure (VIII.02) : conduite posée sur des supports en béton.....69

## **LISTES DES PLANCHES :**

**PLANCHE 1 :**Plan de masse de l'adduction avec tracé du village d'ouled bechkir commune de bechloul W .Bouira

**PLANCHE 2 :** Profil en long de la conduite d'adduction du village d'ouled Bechkir commune de bechloul w.Bouira

**PANCHE 3 :**Tracé en plan du réseau de distribution du village d'ouled bechkir commune de bechloul W.Bouira

**PLANCHE 4 :**Profil en long de la conduite principale de distribution du village d'ouled bechkir commune de bechloul W. Bouira

**PLANCHE 5 :**Schéma synoptique du tracé de l'adduction du village d'ouled bechkir commune de bechloul W.Bouira

## **Introduction générale :**

L'approvisionnement en eau d'une agglomération implique au préalable la découverte d'une ressource, son captage, son stockage, son transport (adduction), sa distribution (réseau public), enfin sa consommation au sens large du terme (usage domestique, potable, ...etc).

Depuis l'indépendance, l'Algérie a réalisée beaucoup d'infrastructure hydraulique pour le but de satisfaire le citoyen en eau potable et protéger l'environnement.

Malgré toutes ces réalisations il n'y a pratiquement pas de ville en Algérie qui ne connaisse pas la coupure d'eau.

Le village d'Ouled Bechkir est situé au Nord-Est de la Commune de Bechloul. Il concentre actuellement une population de 1031 habitants environ. La population de cette fraction souffre, et depuis longtemps, du problème d'insuffisance d'eau potable.

La seule source alimentant actuellement le village est le puits situé dans un Oued, qui se trouve très éloignée de la majorité des habitants et dont le débit est trop faible par rapport aux besoins actuels.

Par ailleurs, les habitants se trouvent toujours obligés de se desservir, en eau potable, par citernes. Cette souffrance s'accroît surtout dans les périodes caniculaires.

A cet effet, et afin d'améliorer le cadre de vie au niveau de cette fraction, les autorités locales ont pensé à son alimentation en eau potable.

Notre étude a donc pour objet l'alimentation en eau potable de ce village, et ce par un système de réseau ramifié à partir d'un réservoir qui sera projeté.

Pour ce faire, et afin de répondre efficacement aux besoins journaliers des consommateurs, nous avons prévu la construction d'un réservoir de capacité suffisante, qui sera alimenté par une conduite gravitaire à partir d'un point de piquage sur une conduite venant d'un réservoir de 1000m<sup>3</sup> de volume.



**CHAPITRE I :**  
**PRESENTATION DE**  
**L'AGGLOMERATION**

## I.1- Introduction:

Dans ce chapitre nous allons décrire la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique actuelle afin de connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet.

## I.2-Situation géographique :

La commune de Bechloul est limitée :

-Au Nord : par la wilaya TiziOuzou (la commune de Ath Boumahdi).

-Au Sud : par les communes de D'Ahl El Aksar et El-Hachimia.

-A L'Ouest : par la commune El Asnam .

-A L'Est : par la commune de Adjiba .

La figure ci-après, montre le positionnement de la commune de BECHLOUL :



FigI.01 : Situation Géo-administrative de la commune de BECHLOUL

(Source : Direction de l'urbanisme et de la construction de la wilaya de BOUIRA)

## Chapitre 1 : Présentation de l'agglomération

La Commune de Bechloul se situe à environ 20 km à l'est de chef-lieu de la wilaya de BOUIRA, sur un territoire de 9942 ha composé par 24 % (630.39 ha) de montagnes et 44.90 % (4464.61ha) de plaines et de collines et de 26.64% (2847.10ha) de plaines.

### I.2.1. Situation géographique du village Ouled Bechkir (la zone d'étude) :

Le village d'Ouled Bechkir situé à quelque trois kilomètres à l'est du chef-lieu de la commune de Bechloul, à l'est de Bouira ; il concentre actuellement une population de habitants environ **1031hab**, avec un taux d'accroissement de **2 %**. Notre village est limité :

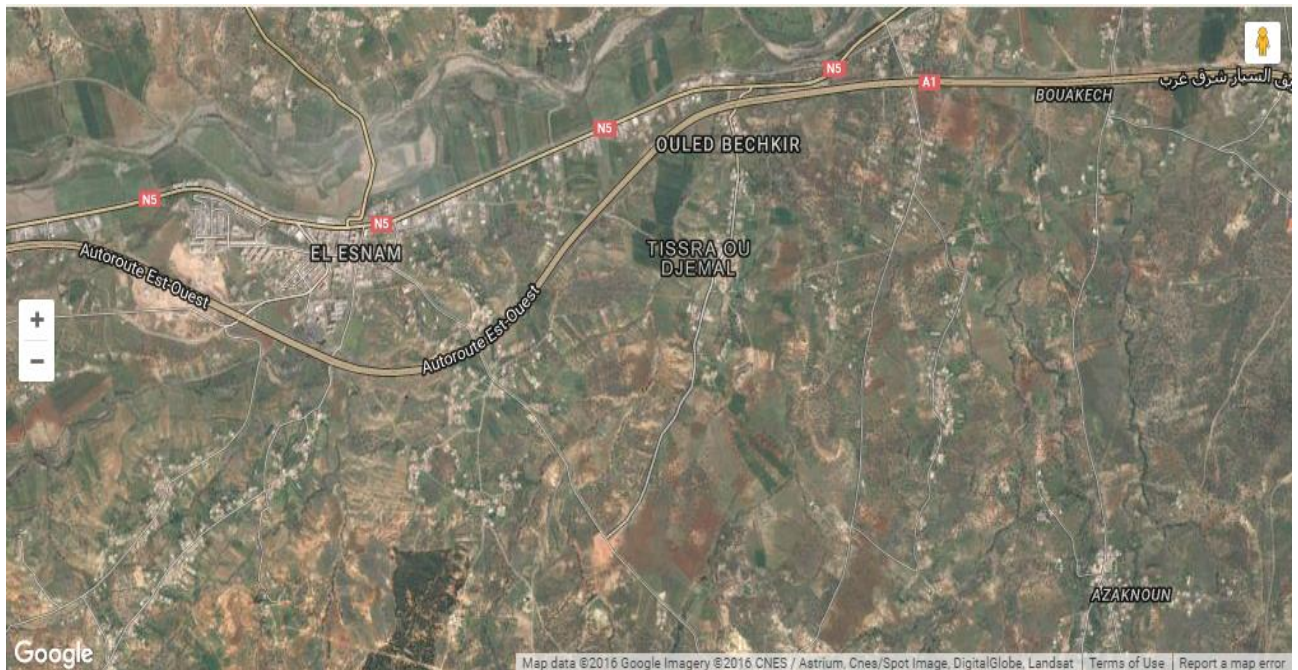
-Au Nord : par l'Autoroute Est-Ouest, traversée par le chemin Cumunel N°02.

- Au Sud : par le chemin Cumunel N°01, relie Bechloul avec M'laoua.

-A l'Est : par le village de Bouaiche.

-A l'Ouest : par les villages de Essoula et Ouled Boukarou.

Les coordonnées polaires de la zone d'étude sont : 36° 18' 34'' Nord et à 4° 04' 24'' Est.



**FigI.02 : Présentation géographique de la zone d'étude**

(Source : image capturée à partir de Google Earth)

### I.3- Situation climatique :

#### I.3.1-Le Climat

La situation géographique du site se caractérise par une position bioclimatique humide, c'est un climat méditerranéen, caractérisé par deux saisons, l'une froide et humide en hiver, l'autre chaude et sèche en été.

#### I.3.2- La Température:

Les températures moyennes mensuelles observées dans la région permettent de définir deux saisons :

- Une saison chaude comprise entre les mois de juin et le mois de septembre avec un maximum en août (26.7° en moyenne).
- Une saison froide comprise entre les mois d'octobre et mai avec un minimum en janvier (7.5° en moyenne).

**Tableau I.01: Températures moyennes mensuelles(2014).**

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	juil.	Août
T <sub>moy</sub> °C	23.5	18.9	13.9	9.3	7.6	4.8	7.0	14.0	19.3	26.5	28.0	30.2

(Source : ANRH)

#### I.3.3- La Pluviométrie:

Les précipitations sont irrégulières d'une à l'autre mais généralement fortes, pouvant dépasser 600mm/ an.

**Tableau I.02: Précipitations moyennes mensuelles(2014).**

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Aout
P <sub>moy</sub> (mm)	3.4	42.5	71.4	27.4	48.3	146.6	64.7	99.0	20.5	1.7	0.1	8.9

(Source : ANRH)

Chapitre 1 :  
Présentation de l'agglomération

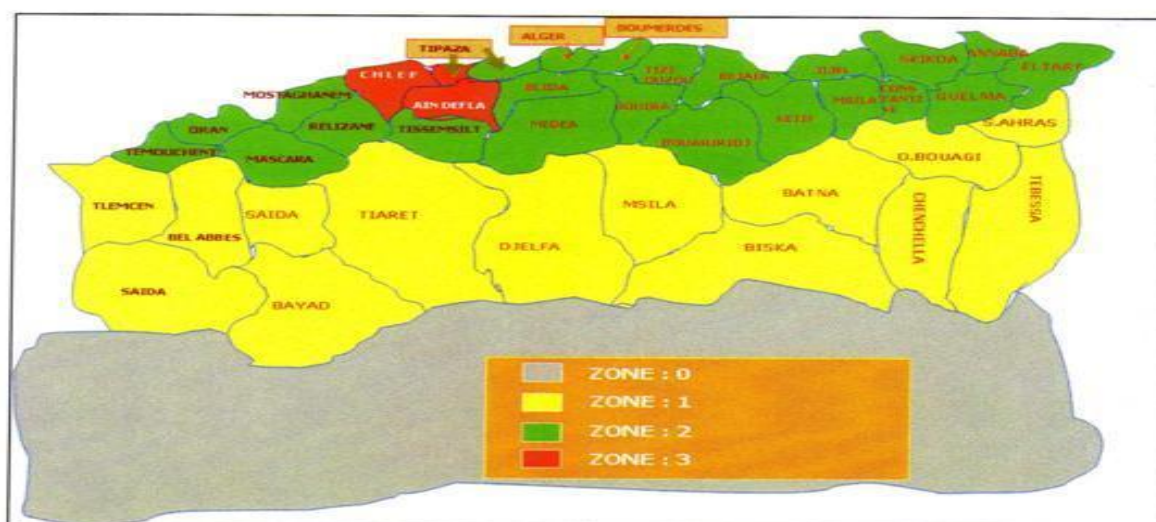
**I.3.4-Les vents :**

Les vents d'Est et d'Ouest prédominent et présentent des vitesses peu importantes. Les vitesses moyennes annuelles enregistrées aux stations de Bouira et Ain-Bessem sont respectivement : De 5,0 m/s et 3,2 m/s.

Concernant le Siroco, il souffle en moyenne 25 jours par an (surtout Juillet et Août).

**I.4-Sismicité :**

Sur la base de la carte du zonage sismique de l'Algérie et de la carte de sismicité historiques (séismes déjà produits) réalisées par le MATE, on conclut que la wilaya de Bouira fait partie de la catégorie des territoires à risque sismique, mais d'intensité moyenne.



**Zone 0 :** sismicité négligeable

**Zone 1 :** sismicité faible

**Zone 2 :** sismicité moyenne

**Zone 3 :** sismicité élevée.

**Fig-03-les zones de sismicité**

(Source: Règlement parasismique Algérien - *RPA 99, version -2003-*)

## **I.5-Situation géologique et géotechnique : [1]**

### **I.5.1-Volet géotechnique :**

L'étude géologique et géotechnique menée, ainsi que les nombreuses visites de terrain montrent que le site de Bechloul ne présente pas de problèmes géotechniques particuliers. En effet, les terrains alluvionnaires qui forment son sous-sol montrent une bonne capacité portante, peu tassant et peu gonflant, la nappe d'eau se trouve à plus de 10 mètres de profondeur.

Ce pendant le seul problème que présente le site est son exposition aux inondations qui peuvent être provoquée par la combinaison de plusieurs facteurs :

- Les causes climatiques (pluviométrie).
- Les causes liées au sol (nature lithologique)
- Les causes liées à la topographie
- La proximité d'oued Bechloul.

### **I.5.2-Volet géologique :**

D'après la carte géologique de l'Algérie de Nord, de la région d'Oued Bechkir la commune Bechloul est constituée par différentes formations qui sont les suivantes :

- Les formations de Crétacé marin (Crétacé inférieur) : occupant la totalité de territoire de la région constituent des marnes calcaires, marnes, argiles brunes, grès et argiles schisteuses.
- Les formations de quaternaire : ces formations sont les suivantes :
  - Forment des cônes de déjection, les éboulis de pente sont de quaternaire récent se situent au niveau des oueds.
  - Constituée essentiellement des terrasses pluviales (Quaternaire moyen).
  - Forment les terrasses Alluviales (Quaternaire ancien)
  - Constituée de conglomérats, limon et de calcaire (plio-quaternaire)

## I.6. Caractéristiques du système d'alimentation en eau potable : [1]

### I.6.1. Les ressources en eau :

L'alimentation en eau potable de la commune de Bechloul est assurée par le barrage de TILSDIT par l'intermédiaire des deux réservoirs 2X2500m<sup>3</sup> de M'loua implantés à la limite Nord Est de la commune de Bechloul, et ce par pompes successives suivant les deux Stations de reprise d'Ouled Chaïb et celle du chef-lieu avec un volume d'eau réel de 75000m<sup>3</sup>/mois.

### I.6.2. Ouvrages de Stockage :

La commune de Bechloul est dotée de 06 réservoirs. Ces réservoirs sont représentés dans le tableau I.3 :

**Tableau I.3 : Ouvrage de Stockage**

Localisation	Capacité
Akboub	100m <sup>3</sup>
Boubaker	300m <sup>3</sup>
Ouled Bechkir (en cours de réalisation)	200m <sup>3</sup>
Anboub	300m <sup>3</sup>
Chiab	2500m <sup>3</sup>
M'loua	1000m <sup>3</sup>

### I.7. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté toutes les données nécessaires concernant notre région d'étude du Point de vue géologie, démographie, topographie ainsi que la situation hydraulique actuelle de la zone. Notre zone d'étude ne contient pas un réseau de distribution, donc on a opté à projeter un réseau et un réservoir d'alimentation. La nature du terrain permet la distribution gravitaire de l'eau. Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail.

*Chapitre II:*

**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**



*Chapitre II :*  
**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

**II.1- Introduction :**

Afin d'estimer avec plus d'exactitude possible la quantité d'eau nécessaire à la consommation de notre agglomération, on procède dans ce chapitre à l'évaluation des besoins en eau potable. L'évaluation de ces quantités d'eau est nécessaire, c'est une partie importante dans toutes les études et les avant-projets concernant le domaine de l'alimentation en eau potable et chaque catégorie de consommation dépend de plusieurs paramètres, et l'évaluation de ces derniers avec une précision donnent un bon dimensionnement du réseau.

**II.2- Estimation de la population à l'horizon 2041 :**

La population enregistrée de l'année 2015 du village d'Ouled Bechkir est donnée par les services d'AEP de la direction des ressources en eau de la wilaya de Bouira qui est estimée à 1010 habitants.

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n \quad \text{II.01}$$

Avec :

$P_n$  : population future prise à l'horizon d'étude (hab).

$P_0$  : population de l'année de référence (hab).

$\tau$  : taux d'accroissement annuel de la population. [Égal à 2.5% dans cette région].

$n$  : nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

On calcul d'abord le nombre d'habitant à l'état actuel (2016) :

On a :  $P_0(2015)=1031$  hab.

$n = 1$  an [2015 ÷ 2016]

**$P_{2016}=1031$ hab**

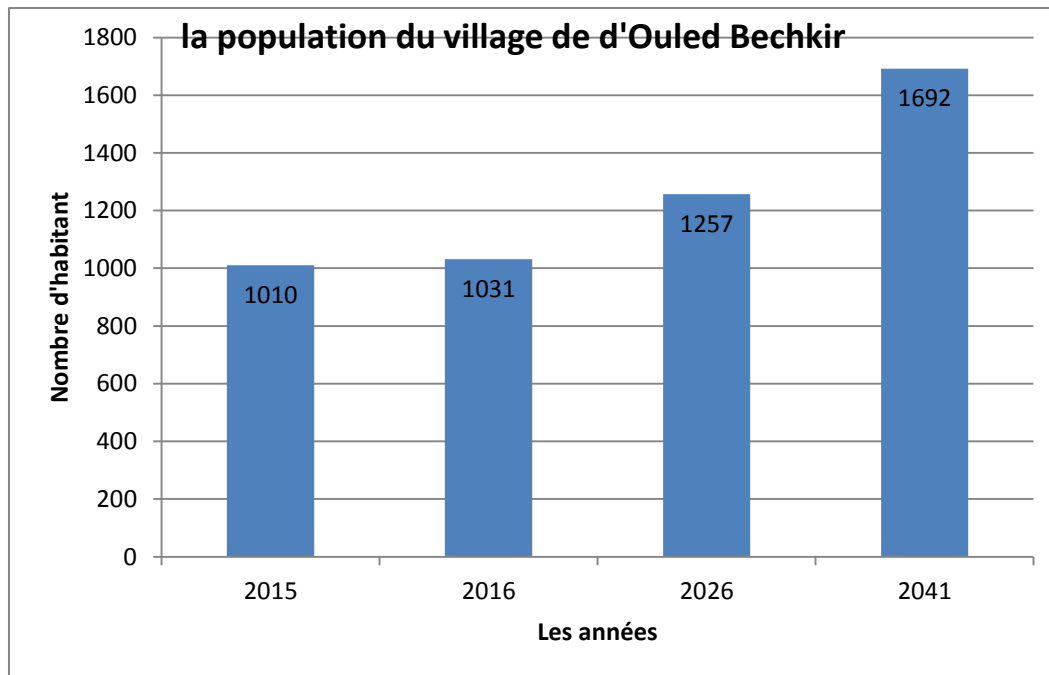
Les calculs seront établis pour l'horizon 2041. D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future par application de la relation précédente.

Le tableau suivant présente l'évaluation du nombre d'habitants:

**Tableau II-1 : Evaluation de la population.**

Années	2015	2016	2026	2041
Evaluation de la population [Hab]	1010	1031	1257	1692

*Chapitre II :*  
**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**



**Figure II.01 : Estimation de la population pour différents horizons d'étude.**

### **II.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière:**

La consommation moyenne journalière est le produit de la dotation unitaire moyenne journalière et le nombre d'habitants, exprimée en mètre cube par jour.

$$Q_{\text{moy},j} = (Q_i * N_i) / 1000 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{II.02}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$  : consommation moyenne journalière en  $\text{m}^3/\text{j}$  ;
- $Q_i$  : dotation moyenne journalière par habitant en  $\text{l}/\text{j}/\text{hab.}$  ;
- $N_i$  : nombre de consommateurs ;

#### **II.3.1- Besoins en eau par catégorie :**

##### **II.3.1.1- Besoins domestiques :**

➤ **Choix de la dotation:**

La dotation tient compte des facteurs suivants :

- ✓ la situation économique du consommateur et le confort des habitants.
- ✓ la disponibilité des ressources.
- ✓ le type de l'agglomération et du consommateur.

*Chapitre II :*  
**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

L'expérience d'exploitation des systèmes de distribution d'eau des agglomérations donne la possibilité de déterminer la grandeur réelle du débit d'eau par habitant en fonction de l'aménagement des immeubles de l'organisation de service. Des enquêtes partielles indiquent des consommations par habitant extrêmement variables. D'après un relevé statiques, on pourra avoir les consommations suivantes :

-Commune rurales : considérée comme étant une agglomération de moins de 2000hab :125l/j/hab. (200l/j/hab, si l'élevage est intensif).

-Commune dont la population est supérieure à 2000hab :

- Ville de moins de 20000hab :150 à 200l/j/hab.
- Ville de 20000 à 100000hab :200 à 300 l/j/hab.
- Ville de plus de 100000hab :300 à 350 l/j/hab. [2].

Pour notre projet et tenant compte de l'augmentation de la dotation avec le temps et le type de consommateurs on prendra une dotation de 150 l/j/hab pour l'horizon de calcul(2041).

**TableauII.02: Besoins en eaux domestiques. [2]**

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	$Q_{moy, j}$ ( $m^3/j$ )
2016	1031	80	82,48
2026	1257	100	125,7
2041	1692	150	253,8

**II.3.2- Besoins scolaires : [2]**

**Tableau II.03: évaluation des besoins scolaires.**

Type de consommation	Nombre de consommateur	Unité	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moyj}$ ( $m^3/j$ )
Ecole primaire	130	Elève	20	2,6
			<b>Total</b>	<b>2,6</b>

*Chapitre II :*  
**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

**II.3.3- Besoins socioculturels : [2]**

**Tableau II.04: évaluation des besoins socioculturels.**

Type de consommation	Nombre de consommateur	Unité	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m <sup>3</sup> /j)
Mosquée	200	Fidèle	25	5,00
Salle polyvalente	60	m <sup>2</sup>	5	0,3
Ecole coranique	25	Elève	80	2,0
			<b>Total</b>	<b>7.3</b>

**II.3.4-Equipements projetés au futur : [2]**

**Tableau II.05 : Evaluations des équipements projeté au futur.**

Type de consommation	Nombre de consommateur	Unité	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m <sup>3</sup> /j)
APC	30	Employé	30	0.9
PTT	15	Employé	30	0.45
CEM	100	Elève	20	2
			<b>Total</b>	<b>3,35</b>

**II.3.5- Récapitulation des besoins en eaux de la ville :**

Les besoins totaux en eau potable du village d'Ouled Bechkir sont donnés par le tableau ci-dessous :

**Tableau II.06: Récapitulation des besoins en eau potable de la ville.**

Catégorie des besoins	Q <sub>moy, j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Domestiques	253,8
Scolaires	2,6
Socioculturels	7.3
équipements projetés	3,35
<b>Total</b>	<b>267,08</b>

*Chapitre II :*  
**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

**II.4- Variation de la consommation journalière :**

**II.4.1- Consommation maximale journalière :**

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité maximum journalier  $K_{\max.j}$ , dont l'utilité est de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier, car la consommation varie d'un jour à l'autre. Ce coefficient est déterminé par la

relation suivante :

$$K_{\max.j} = \frac{Q_{\max.j}}{Q_{\text{moy}.j}} \quad \text{II.03}$$

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

Pour notre étude nous prenons  $K_{\max.j}=1,3$

La consommation maximale journalière sera :

$$Q_{\max.j} = Q_{\text{moy}.j} K_{\max.j} \quad \text{II.04}$$

**2.4.2- Consommation minimale journalière :**

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité minimum journalière  $K_{\min.j}$ , il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\min.j} = \frac{Q_{\min.j}}{Q_{\text{moy}.j}} \quad \text{II.05}$$

Avec :  $K_{\min.j} \in [0,7-0,9]$

Nous prenons  $K_{\min.j}=0,8$ .

La consommation minimale sera conclue par la relation II.06.

$$Q_{\min.j} = Q_{\text{moy}.j} K_{\min.j} \quad \text{II.06}$$

Les débits maximum et minimum journalier des différentes zones sont représentés dans le tableau suivant :

*Chapitre II :*  
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

**Tableau II.07 : Calcul de la consommation maximale et minimale journalière d'Ouled Behkir :**

Horizon	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
2041	267,08	1,3	347,204	0,80	213,66

**II.5- Variation de la consommation horaire :**

**II.5.1- Débit moyen horaire :**

Il est donné par la relation II.07.

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} = K_{max,j} \frac{Q_{moy,j}}{24} \quad \text{II.07}$$

Où :  $Q_{moy,h}$  : débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h).  
 $Q_{max,j}$  : Débit maximum journalier.

**Tableau II.08 : Débits moyens horaires.**

Horizon	$Q_{max,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$Q_{moy,h}$ (m <sup>3</sup> /h)
2041	347,204	14,47

**II.5.2- Débit maximum horaire :**

Ce débit est utilisé pour le dimensionnement du réseau de distribution, lorsque la consommation est maximale.

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max,h} = Q_{moy,h} K_{max,h} \quad \text{II.08}$$

Avec :

$Q_{moy,h}$ : Débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h).

$K_{max,h}$  : Coefficient d'irrégularité horaire maximum.

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule II.09.

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \beta_{max} \quad \text{II.09}$$

*Chapitre II :*  
**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

Avec :

$\alpha_{\max}$  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il dépend du niveau de développement local sa valeur est entre [1.1-1.4].

Pour notre calcul nous prenons  $\alpha_{\max} = 1,1$ .

$\beta_{\max}$  : est un coefficient lié à l'accroissement de la population sa valeur est obtenue à partir tableau II.10

**Tableau II.09: variation du coefficient  $\beta_{\max}$ .**

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

Pour notre cas on prend  $\beta_{\max} = 2$ .

**Tableau II.10 : Le débit maximal horaire.**

Horizon	$Q_{\text{moy},h}(\text{m}^3/\text{h})$	$K_{\text{max},j}$	$Q_{\text{max},h}(\text{m}^3/\text{h})$
2041	14,47	2	28,93

**II.5.3-Débit minimale horaire :**

Ce débit est utilisé pour la détermination de l'épaisseur des conduites, car quand la consommation est minimale la pression augmente ce qui facilite la détection des fuites Il est déterminé par la relation II.10.

$$Q_{\min.h} = K_{\min.h} Q_{\text{moy}.h} \quad \text{II.10}$$

Avec :

$K_{\min.h}$  : Coefficient d'irrégularité horaire minimum.

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule II.11.

$$K_{\min.h} = \alpha_{\min} \beta_{\min} \quad \text{II.11}$$

Avec :

$\alpha_{\min}$  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail et du niveau de développement il est entre [0.4-0.6].

Pour notre calcul nous prenons  $\alpha_{\min} = 0.5$ .

*Chapitre II :*  
**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

$\beta_{\min}$ : est un coefficient lié à l'accroissement de la population sa valeur est à partir de tableau II.12.

**Tableau II.11 : variation du coefficient  $\beta_{\min}$ .**

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Pour notre cas:  $\beta_{\min} = 0.1$ .

Après nous déterminons le débit minimum horaire dans le tableau II.12.

**Tableau II.12 : Le débit  $Q_{\min,h}$**

Horizon	$Q_{\text{moy},h}(\text{m}^3/\text{h})$	$K_{\min, h}$	$Q_{\min,h}(\text{m}^3/\text{h})$
2041	14,47	0,05	0,72

**2.5.4-Détermination de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :**

Le débit maximal et minimal horaire d'une agglomération est variable selon le nombre d'habitants. Cette classification est représentée sur le tableau II.13.

Les débits horaires sont exprimés en pourcentage par rapport au débit maximal journalier.

Pour notre cas la répartition de moins de 10000 hab est convenable avec notre agglomération.

Les résultats de calcul sont obtenus dans le tableau II-14.

Le débit horaire est obtenu par la formule II.12.

$$Q_h = \frac{P\% * Q_{\max,j}}{100} (\text{m}^3 / \text{h}) \quad \text{II.12}$$

$Q_h$  : Débit horaire.

$Q_{\max,j}$ : Débit maximal journalière.

P% : Pourcentage horaire.



*Chapitre II :*  
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

**Tableau II.14 : la répartition des débits horaires de notre agglomération.**

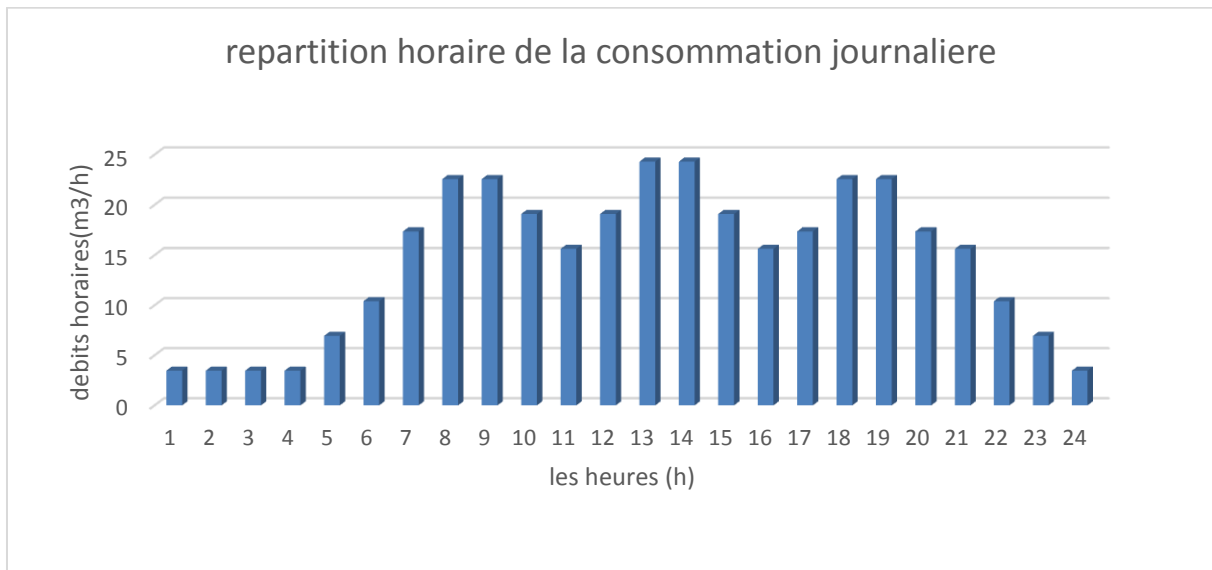
Horaire (h)	Agglomération		Ordonnées de la de la courbe intégrale	
	Q <sub>max,j</sub> = 347,204 m <sup>3</sup> /j		%	Q (m <sup>3</sup> /h)
	%	Q <sub>h</sub> (m <sup>3</sup> /h)		
0-1	1	3,47204	1	3,47204
1--2	1	3,47204	2	6,94408
2--3	1	3,47204	3	10,41612
3--4	1	3,47204	4	13,88816
4--5	2	6,94408	6	20,83224
5--6	3	10,41612	9	31,24836
6--7	5	17,3602	14	48,60856
7--8	6.5	22,56826	20,5	71,17682
8--9	6.5	22,56826	27	93,74508
9--10	5.5	19,09622	32,5	112,8413
10--11	4.5	15,62418	37	128,46548
11--12	5.5	19,09622	42,5	147,5617
12--13	7	<b>24,30428</b>	49,5	171,86598
13--14	7	<b>24,30428</b>	56,5	196,17026
14--15	5.5	19,09622	62	215,26648
15--16	4.5	15,62418	66,5	230,89066
16--17	5	17,3602	71,5	248,25086
17--18	6.5	22,56826	78	270,81912
18--19	6.5	22,56826	84,5	293,38738
19--20	5.0	17,3602	89,5	310,74758
20--21	4.5	15,62418	94	326,37176
21--22	3	10,41612	97	336,78788
22--23	2	6,94408	99	343,73196
23--24	1	<b>3,47204</b>	100	347,204
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>347,204</b>		

*Chapitre II :*  
**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

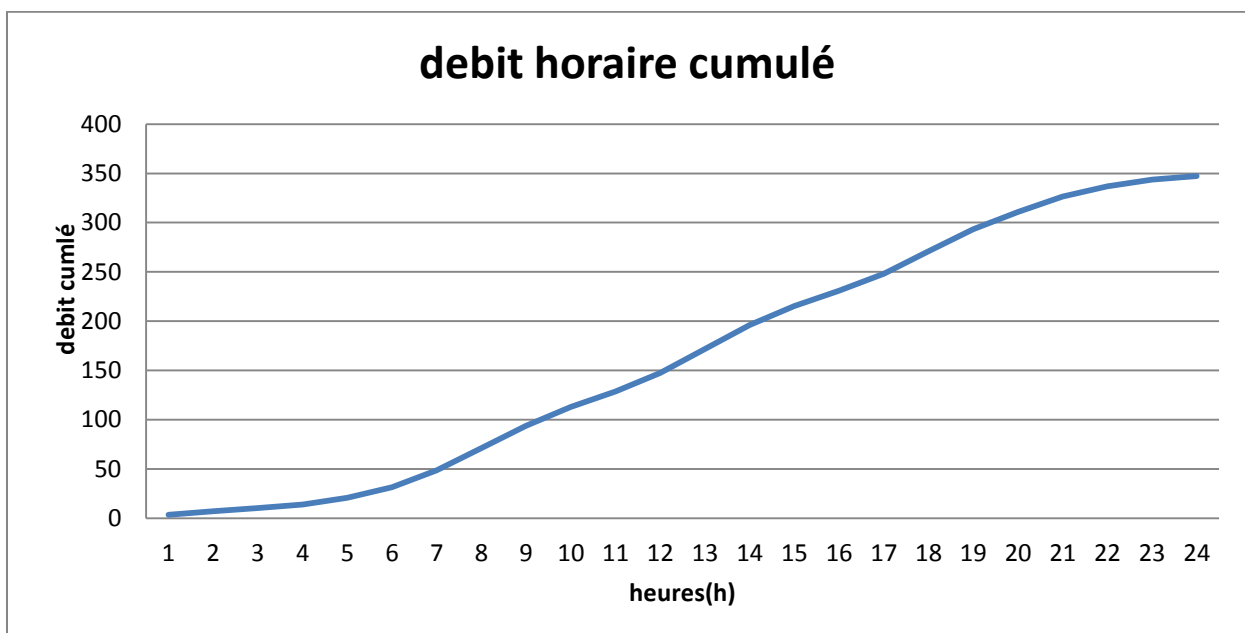
D'après le tableau II-14 on tire :

$$Q_{\max, h} = 24,30\text{m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min, h} = 3,47\text{m}^3/\text{h}$$



**Figure II.02 : Histogramme de consommation journalière.**



**Figure II.03 : La courbe de débit cumulé**

*Chapitre II :*  
**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

**II.6-Conclusion :**

A travers ce chapitre, nous avons évalué les différentes catégories de consommation rencontrés dans notre agglomération, afin de déterminer les débits nécessaires au dimensionnements à l'horizon de 2041. Ceci nous donne une idée sur les quantités d'eau nécessaire transférée aux consommateurs ainsi que les ouvrages de stockages nécessaires pour assurer l'eau aux habitants.

**Chapitre III :**  
**ETUDE DE L'ADDITION**

## **Chapitre III : ETUDE DE L'ADDUCTION**

### **III-1.Introduction :**

L'adduction d'eau étant définie comme l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source à son lieu de consommation. Le but de ce chapitre est de chercher le tracé le plus court, direct possible entre le point de piquage et réservoir.

### **III-2.Types d'adduction**

Selon leurs fonctionnements hydrauliques les adductions sont classées en trois parties :

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

#### **III.2.1.Adduction gravitaire :**

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

- À surface libre.
- En charge (le plus rencontré).

#### **III.2.2.Adduction par refoulement :**

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

#### **III.2.3.Adduction mixte :**

C'est une adduction où la conduite de 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.

### **III.3.Choix des matériaux de canalisation :**

Le choix porté des différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre
- Pressions supportées
- Les conditions d'installation
- Les revêtements

## **Chapitre III :** **ETUDE DE L'ADDUCTION**

- La disponibilité
- Du prix unitaire
- Du type de sol

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend Aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
- Adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et de mise en service.

Les Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P sont:

### **Acier :**

- Bonne étanchéité.
- Soudable.
- Résistance à des pressions élevées.
- Disponible sur marché.
- Plus léger que la fonte ductile.
- Par son élasticité s'adapte aux reliefs plus aux moins accidentés.

### **PEHD :**

- Faible rugosité qui se maintient au long des années.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques.
- Montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité et sans fuites.

### **III.4. Principe du choix du tracé [2]**

Dans le cas d'un projet d'une adduction : les principaux critères du choix du tracé sont :

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Plus souple et moins cher.

## Chapitre III : ETUDE DE L'ADDUCTION

- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.
- Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables, donc Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes.
- Eviter le maximum possible les terrains privés et les terrains agricoles (éviter les forêts).

### III.5. Etude des variantes :

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé et du matériau le plus économique possible de la conduite gravitaire. La zone d'étude est alimentée à partir d'un point de piquage sur une conduite de 1573ml de longueur venant d'un réservoir d'une capacité 1000m<sup>3</sup>, avec une côte de 533m vers un réservoir projeté au niveau du village d'Ouled Bechkir d'une capacité estimé à 200 m<sup>3</sup>.

Comme notre tracé est bien clair et évident l'étude des variantes se fera au niveau des matériaux des conduites. Sachant que le tracé coupe l'oued d'ouled bechkir, donc on est obligé de faire une protection pour la conduite de l'adduction au point de l'intersection .

#### III.5.1 .Détermination du diamètre avantageux

Pour la détermination de diamètre d'une adduction gravitaire on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge ( $\delta h_d = \Delta H$ ). la charge disponible est calculée en faisant la différence entre la cote du radier du réservoir et la cote piézométrie du point de piquage.

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

$$\Delta H_t = \frac{K^* L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad \text{(III-1)}$$

**Chapitre III :**  
**ETUDE DE L'ADDUCTION**

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m) ;

$K'$  : Coefficient de perte de charge

$L_{eq}$ : Longueur équivalente de la conduite

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad \text{(III-2)}$$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

$L_{e_s}$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1,1 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,1 * L_g$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge totale (m) ;

$\Delta H_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m).

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;

$D_{av}$  : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $b$  sont donnés dans le tableau ci-après :

**Tableau III-1** : Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $b$  pour différents types de tuyau

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



**Chapitre III :**  
**ETUDE DE L'ADDUCTION**

**III.5.2. Proposition de variante :**

**III.5.2. 1. Variante N°1 : PEHD**

▪ **Calcul hydraulique :**

\* Calcul de la charge disponible  $\Delta H$  :

$$\begin{aligned}\Delta H &= Cpe_1 - Cpe_2 \\ &= 566 - 494 \\ &= 72m\end{aligned}$$

\* Calcul du diamètre :

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

Avec :

- $K' = 0,001052$
- $\beta = 2$
- $m = 4.772.$
- $L_g = 1573 * 1,1 = 1730,3m$
- $Q = 4,02 * 10^{-3} \text{ m}^3/s$

$$D_{\text{cal}} = 89,33\text{mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{DN} = 110\text{mm}$$

\* **Calcul de la vitesse :**

$$Q = V \times S = V \times \frac{\pi \times D^2}{4} \quad (\text{III .3})$$

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$$

- ✓  $Q$  : débit véhiculé par l'adduction (m<sup>3</sup>/s) ;
- ✓  $S$  : section de la canalisation (m<sup>2</sup>) ;
- ✓  $V$  : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- ✓  $D$  : diamètre nominal de la conduite (m) tel que  $D_{\text{int}} = 90 \text{ mm}$ .

AN :

$$V = \frac{4 * 4,02 * 10^{-3}}{3,14 * 0,09^2} \Rightarrow V = 0,63\text{m/s}$$

**Chapitre III :  
ETUDE DE L'ADDUCTION**

**Tableau III.2: Détermination du diamètre de la conduite gravitaire (PEHD)**

Cote d'arrivée	Q (m <sup>3</sup> /s)	l (m)	K'	M	β	ΔH (m)	D (mm)	V(m/s)
494	4,02*10 <sup>-3</sup>	1573	0,001052	4,772	2	72	110	0,5

**III.5.2. 2.Variante N°2 : Acier**

**Tableau III.3: Détermination du diamètre de la conduite gravitaire (Acier)**

Cote d'arrivée	Q (m <sup>3</sup> /s)	l (m)	K'	M	B	ΔH (m)	D (mm)	V (m/s)
494	4,02*10 <sup>-3</sup>	1573	0,001735	5	2	72	100	0,55

**III.5. 3.Le cout :**

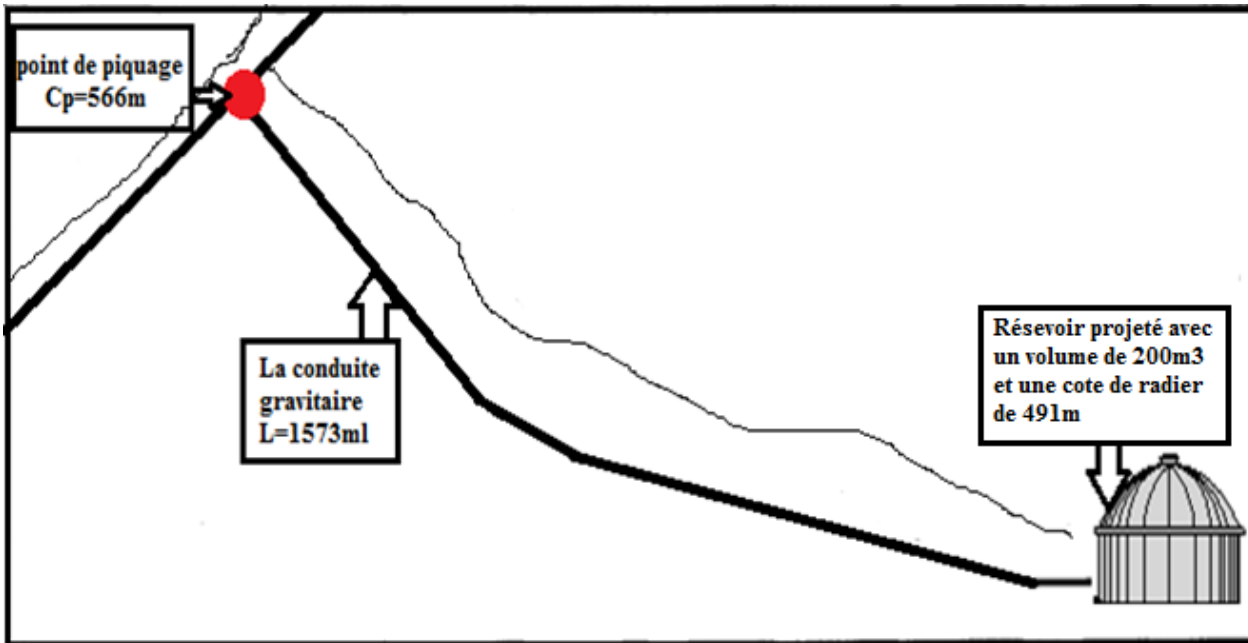
Le calcul du prix total de chaque variante est effectué dans le tableau suivant :

**Tableau (III.4) calcul du cout des conduites d'adduction**

	PEHD			acier		
	longueur	prix par ml	prix du tronçon	longueur	prix par ml	prix du tronçon
<b>tronçon</b>	1573	822,24	1293383,52	1573	928,53	1460577,69

**Conclusion :** Les deux variantes permettent l'alimentation du village, mais vu que la deuxième variante est plus couteuse que la première, on opte à choisir la première.

### Chapitre III : ETUDE DE L'ADDUCTION



**Figure III.1.** : Schéma vertical de la conduite d'adduction.

#### III.6. Accessoires nécessaires pour l'adduction :

La conduite d'adduction doit être équipée par:

- Ventouse
- Vanne papillon (à la sortie).
- Clapet anti retour (à la sortie).
- Vanne de sectionnement.
- Vanne à fermeture lente (avant le réservoir).
- Organes de raccordement.
- Organes de mesure.
- Crépine.
- By-pass.

## **Chapitre III : ETUDE DE L'ADDUCTION**

### **III-7. Conclusion :**

L'étude de l'adduction nous a permis de faire une étude technico-économique de l'adduction gravitaire avec une longueur totale des conduites de 1573m et de diamètre 110mm.

Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, on doit alors dans ce cas examiner, attentivement toutes les options possibles sur le plan technique et financier pour pouvoir retenir le choix optimal

**Réservoirs de stockage :**

## **Chapitre IV : RESERVOIR DE STOCKAGE**

### **IV.1. Introduction**

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques dont leur rôle primordial est de stocker les eaux en excès pendant les heures de faible consommation pour les restituer aux heures de pointe. Le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire et le projeté de telle façon à assurer le meilleur fonctionnement du réseau.

### **IV.2. Fonctions des réservoirs :**

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

- Des fonctions techniques.
- Des fonctions économiques.

#### **IV-2-1 : Fonctions techniques d'un réservoir : [3]**

- Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production et la restituent lorsque la consommation est supérieure à cette dernière.
- Les réservoirs permettent une certaines souplesses pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux accidents suivant :
  - Panne électrique.
  - Remplacement d'une pompe.
  - Accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
  - Les réservoirs permettent une régularité de fonctionnement de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- Le réservoir joue le rôle d'un réacteur chimique à la sortie d'une usine de traitement ;
- Le réservoir assure un volume d'eau pour combattre les incendies.
- Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de relais, ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

## Chapitre IV : RESERVOIR DE STOCKAGE

### IV.2.2 : Fonctions économiques d'un réservoir :

- Réduction du coût de l'installation sur les ouvrages de production ;
- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes.

### IV-3-Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés selon :

#### a) Leur position par rapport au sol :

- ✓ Réservoirs enterrés ;
- ✓ Réservoirs semi-enterrés ;
- ✓ Réservoirs surélevés.

#### b) Leur forme :

- ✓ Réservoirs circulaires ;
- ✓ Réservoirs carrés, rectangulaires ;
- ✓ Réservoirs de forme quelconque.

#### c) Leurs matériaux de construction :

- ✓ Réservoirs métalliques ;
- ✓ Réservoirs en maçonneries ;
- ✓ Réservoirs en béton armé ou précontraint.

#### d) Leur usage :

- ✓ Réservoirs principaux d'accumulation et de stockage ;
- ✓ Réservoirs d'équilibres (tampon) ;
- ✓ Réservoirs de transits.

### IV-4 : Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre .Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines conditions à savoir:

- ✓ Pour des raisons économiques, il est préférable que ce remplissage se fasse par gravité, ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- ✓ En plaine, ils doivent être au centre de gravité de l'agglomération et surélevés pour que la côte radier soit supérieure à la côte piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution, en terrains accidentés, l'emplacement sera sur un site dont la cote excède celle des maisons les

## **Chapitre IV : RESERVOIR DE STOCKAGE**

plus hautes d'une valeur suffisante (10 à 20m) pour assurer une alimentation directe par simple gravité.

✓ Le souci esthétique devrait conduire le plus souvent à la construction des réservoirs souterrains. L'économie nous pousse à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère.

Mais le meilleur emplacement ne sera déterminé qu'après une étude locale qui tiendra compte des frais des facteurs économiques, esthétique des coûts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompes.

### **IV.5- Equipement du réservoir :**

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

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

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. La traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent 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 brides.

#### **IV.5.1- Conduite d'arrivée ou d'alimentation**

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée de l'eau permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et écoulements par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable.



## **Chapitre IV : RESERVOIR DE STOCKAGE**

### **IV.5.2- Conduite de départ ou de distribution :**

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

### **IV.5.3- Conduite de trop-plein :**

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

### **IV.5.4- Conduite de décharge ou 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 réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

### **IV.5.5- Conduite by-pass :**

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'une incendie à forte charge.

## **IV.6- Vérification de la capacité des réservoirs existants à l'horizon futur (2041):**

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande, cette dernière elle peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- La méthode analytique.

## Chapitre IV : RESERVOIR DE STOCKAGE

- La méthode graphique.

### IV.6.1- Méthode graphique :

Pour estimer la capacité d'un réservoir par la méthode graphique, il est exigé de connaître la courbe de consommation totale (intégrale) et la courbe d'apport. Pour tracer la courbe d'apport, il faut connaître le temps de fonctionnement de la pompe.

En fixant la durée de fonctionnement des pompes à 18 heures par jour, au bout de ce temps les pompes doivent refouler 100% du débit maximum journalier.

Le volume du réservoir sera au moins égal à la somme de ces deux valeurs plus la réserve d'incendie.

$$V_R = \Delta V_{\max} + \Delta V_{\min} + V_{\text{inc}} \quad (\text{IV.01})$$

Avec :

$V_R$  : volume du réservoir

$\Delta V_{\min}$  : surplus maximum en ( $\text{m}^3$ )

$\Delta V_{\max}$  : déficit maximum en ( $\text{m}^3$ )

$V_{\text{inc}}$  : réserve d'incendie ( $V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$ )

### IV.6.2. Méthode analytique

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

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

$$V_R = \frac{a(\%) \times Q_{\max, j}}{100} \text{ en} \quad (\text{IV.02})$$

## Chapitre IV : RESERVOIR DE STOCKAGE

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

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

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

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

$$V_T = V_R + V_{inc} \quad \text{(IV.03)}$$

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

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

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

### IV.6.Détermination du résidu maximum dans les réservoirs:

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée.

La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la déférence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit. On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

**Tableau IV.01 : Capacité du réservoir.**

Heures	Consommation	Apport	Surplus	Déficit	Résidu(%)
(h)	(%)	(%)	(%)	(%)	%
0-1	1	0		1	8,5
1—2	1	0		1	7,5
2—3	1	0		1	6,5
3—4	1	0		1	5,5
4—5	2	5	3		8,5
5—6	3	5	2		10,5
6—7	5	5	0		<b>10,5</b>
7—8	6.5	5		1,5	9
8—9	6.5	5		1,5	7,5
9--10	5.5	5		0,5	7
10—11	4.5	5	0,5		7,5

**Chapitre IV :  
RESERVOIR DE STOCKAGE**

**Suite Tableau IV.01 : Capacité du réservoir.**

11--12	5.5	5		0,5	7
12--13	7	5		2	5
13--14	7	5		2	3
14--15	5.5	5		0,5	2,5
15--16	4.5	5	0,5		3
16--17	5	5	0		3
17--18	6.5	5		1,5	1,5
18--19	6.5	5		1,5	0
19--20	5.0	5	0		0
20--21	4.5	5	0,5		0,5
21--22	3	5	2		2,5
22--23	2	5	3		5,5
23--24	1	5	4		9,5
<b>TOTAL</b>	<b>100</b>	<b>100</b>			

D'après le tableau, le Pourcentage maximal de stockage est de : **10,50 %**

Donc **Vu = 36,46 m<sup>3</sup>**

Donc : **Vr = 100 m<sup>3</sup>**

- **Diamètre de la cuve :**

Puisqu'il s'agit d'un réservoir circulaire posé sur terre, il n'y a pas de grand risque quant à l'effondrement de ce dernier, on propose une hauteur de la cuve de 4m.

$$V = s \cdot h = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot h$$

V: Capacité normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>) ;

S : Section du réservoir (m<sup>2</sup>) ;

D: Diamètre de la cuve (m) ;

h: Hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m

On prend h=4m

On tire D = 5,6 m ; on le normalise, on pose **D = 6m**

- **Réévaluation de la hauteur d'eau :**

On recalcule la nouvelle hauteur de remplissage :

## Chapitre IV : RESERVOIR DE STOCKAGE

$$h = \sqrt[3]{\frac{V}{\pi}} \times D^2 = 3.55 \text{ m}$$

On trouve **h = 3.55 m**.

- **La hauteur H du réservoir :**

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

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h : hauteur d'eau (m);

R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend  $R = 0.5 \text{ m}$

Donc :  $H = 3.15 + 0.5 = 3,65 \text{ m}$

Donc : **H = 4,05 m**

## **Chapitre IV : RESERVOIR DE STOCKAGE**

### **Conclusion :**

A partir de ce chapitre on a pu déterminer les caractéristiques du réservoir projeté qui sont :

Le réservoir est de forme circulaire, semi-enterré avec un diamètre de 9m et une hauteur de 3,65m sur une côte de 491m et un volume de 100m<sup>3</sup>.

Ce dernier va satisfaire les besoins en eau de notre agglomération jusqu'à l'horizon de 2041.

**Chapitre V :**  
**Réseau de distribution**

## **Chapitre V : RESEAU DE DISTRIBUTION**

### **V.1.Introduction :**

La distribution consiste à fournir à chaque instant aux consommateurs les débits dont ils ont besoin, sous une pression suffisante. La distribution en eau de notre village se fera à partir d'un réservoir projeté implanté à la cote 491 m via un réseau de distribution de type ramifié.

### **V.2.Choix de type de réseau de distribution à l'horizon 2041 :**

#### **V.2.1. Le réseau ramifié:**

Le réseau ramifié est un réseau qui est constitué par une conduite principal et des conduites secondaires (branches) : c'est un réseau arborescent,, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture ; un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval.

#### **V.2.2. Le réseau maillé :**

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires) qui permettent une alimentation de retour. Ainsi chaque point du réseau peut être alimenté en eau par deux ou plusieurs cotés.et en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler.

#### **V.2.3.Le réseau étagé:**

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution d'eau par le réservoir donne de fortes pressions aux points les plus.

#### **V.2.4. Le réseau mixte**

Un réseau mixte est constitué d'une série de mailles sous forme associée à des réseaux ramifiés. Ce type de réseau est généralisé dans les agglomérations urbaines et rurales.

- **Remarque :** Pour le choix du type de réseau de distribution d'eau potable, nous devons tenir compte de l'emplacement des quartiers et des consommateurs. Nous optons pour un réseau de distribution ramifiée

### **V.3. Choix du type de matériau :**

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes,...etc.).



## **Chapitre V : RESEAU DE DISTRIBUTION**

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, le PE (polyéthylène) à Haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est le PEHD vu les avantages qu'elle présente :

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponibilité sur le marché.
- Une pose de canalisation facile.
- Une surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique.

### **V.4.Principe du tracé du réseau ramifié :**

Pour le dimensionnement du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses des points les plus défavorables. Ces conditions se produisent lorsque les robinets de prise ouverts sont situés le plus en aval possible.

Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et celui d'incendie avec une pression de service suffisante pour les habitations élevées. Le prix de revient du réseau doit être minimum c'est-à-dire un réseau économique.

- pour le calcul de réseau de distribution, les données de départ sont :
  - La longueur des tronçons du réseau qui sont déterminée d'après les plans d'urbanisme et de topographie de l'agglomération.
  - les débits en chaque point de la conduite principale et des branches puissent être obtenus en fonction des besoins de l'agglomération et calculés à la base des normes choisies.
  - le débit de distribution continue.
  - les côtes du terrain au point nodal du système déterminé d'après le plan topographique.
- Le schéma de ce type de réseau est conçu de telle façon que :
  - Les conduites reliées en série auront une forme arborescente.
  - Chaque branche se termine par une conduite en impasse (pour les conduites destinées à l'alimentation domestique).
  - L'écoulement ne se fait que dans un seul sens.

### **V.5.Calcul hydraulique du réseau de distribution projeté à l'horizon 2041 :**

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

- cas de pointe.
- cas de pointe + incendie.

## Chapitre V : RESEAU DE DISTRIBUTION

### V.5.1.Cas de pointe :

D'après le tableau II.14 de la consommation horaire de notre agglomération, on constate que la pointe est entre 12h et 13h :

$$Q_{\max, h} = Q_{\text{pointe}} = 24,3 \text{ m}^3/\text{h} = 6,75 \text{ L/s}$$

#### V.5.1.1.Les débits en route :

Le débit en route de chaque tronçon est le débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule V.01.

$$Q_{\text{route}} = Q_{\text{pointe}} - \sum Q_{\text{conc}} \quad (\text{V.01})$$

Avec :

$Q_{\text{pointe}}$  : Le débit consommé (heure de pointe).

$Q_{\text{conc}}$  : Débit concentré (destiné à les industries)

Dans notre zone il n'existe aucune industrie ce qui donne :

$$\sum Q_{\text{conc}} = 0 \rightarrow Q_{\text{route}} = Q_{\text{pointe}} = 6,75 \text{ L/s}$$

#### V.5.1.2.Le débit spécifique :

Pour le calcul nous admettons l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison nous allons calculer le débit spécifique  $q_{\text{sp}}$  par la formule V.02.

$$q_{\text{sp}} = \frac{Q_r}{\sum l_i} \text{ (l/s/ml)} \quad (\text{V.02})$$

Avec :

$Q_r$  : Débit en route [L/s]

$\sum l_i$  : Somme des longueurs des tronçons qui assure débit en route [m].

Pour notre zone on a :  $\sum l_i = 5211,19\text{m}$

**Tableau V-01 : Détermination de débit spécifique :**

Heure de pointe	$Q_{\text{Pointe}}$ (l/s)	6,75
	$\sum_{i=1}^{n=100} L_i$ (m)	5211,19
	$q_{\text{sp}}$ (l/s/m)	0,00129529

## Chapitre V : RESEAU DE DISTRIBUTION

### V.5.1.3. Le débit en route pour chaque tronçon :

Pour calculer le débit en route de chaque tronçon on utilise la relation suivante :

$$Q_{route, i} = q_{sp} \times l_i \quad (V.03)$$

Avec :

$q_{sp}$  : Débit spécifique en l/s/ml.

$l_i$  : Longueur du tronçon de l'ordre  $i$ .

**Tableau V-02 : Détermination du débit de routes :**

Tronçons	Qrt(L/s/ml)	Tronçons	Qrt(L/s/ml)
42—40	0,23	21—22	0,09
41—40	0,08	21—23	0,09
40—37	0,07	16—20	0,06
38—37	0,06	16—17	0,04
39--37	0,18	17—18	0,18
37--35	0,30	17—19	0,26
35--36	0,15	16—10	0,24
35--33	0,11	10—11	0,15
34--33	0,06	11—12	0,32
33--31	0,17	11—13	0,01
31--32	0,18	13—14	0,25
31--29	0,10	13—15	0,25
29--30	0,24	10—8	0,35
29--27	0,17	9—8	0,28
28--27	0,16	8—6	0,12
27--25	0,12	6—7	0,50
25--26	0,18	6—4	0,08
25--20	0,08	4—5	0,18
20--24	0,21	4—2	0,16
20--21	0,08	2—3	0,22

### V.5.1.4. Les débits nodaux :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud pour alimenter la population répartie autour de la moitié du tronçon de conduite ayant en commun les nœuds considérés. Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{route} + \sum Q_{conc} \text{ (l/s)} \quad (V.04)$$

**Chapitre V :**  
**RESEAU DE DISTRIBUTION**

Avec:

$Q_{ni}$ : le débit au nœud "i".

$\Sigma Q_{route}$  : Somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i.

$\Sigma Q_{conc}$  : La somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré.

Pour notre cas :  $\Sigma Q_{conc} = 0 \text{ l/s}$

Ce qui donne :  $Q_{ni} = 0.5 \Sigma Q_{route}$  (V.05)

Les calculs sont donnés par le tableau V.03.

**Tableau V.03 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).**

N° de Nœud	Tronçon	Longueur(m)	Débit en route (l/s)	Débit nodale (l/s)
2	2--3	135	0,222	0,191
	2--4	97	0,160	
3	2--3	135	0,222	0,111
4	4--2	97	0,160	0,207
	4--5	107	0,176	
	4--6	47,59	0,078	
5	4--5	107	0,176	0,088
6	6--4	47,59	0,078	0,348
	6--7	303,2	0,499	
	6--8	71,63	0,118	
7	6--7	303,2	0,499	0,250
8	8--6	71,63	0,118	0,373
	8--9	168,1	0,277	
	8--10	214,1	0,352	
9	8--9	168,1	0,277	0,138
10	10--8	214,1	0,352	0,374
	10--11	94,13	0,155	
	10--16	146	0,240	
11	11--10	94,13	0,155	0,242
	11--12	180	0,318	
	11--13	7,15	0,012	
12	11--12	180	0,318	0,159
13	13--11	7,15	0,012	0,255
	13--14	150,6	0,248	
	13--15	152	0,250	
14	13--14	150,6	0,248	0,124
15	13--15	152	0,250	0,125
16	16--10	146	0,240	0,168
	16--17	22,91	0,038	
	16--20	35,79	0,059	

**Chapitre V :**  
**RESEAU DE DISTRIBUTION**

**(Suite)TableauV.03 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).**

N° de Nœud	Tronçon	Longueur(m)	Débit en route (l/s)	Débit nodale (l/s)
17	17--16	22,91	0,038	0,238
	17--18	108	0,178	
	17--19	158,31	0,261	
18	18--17	108	0,178	0,089
19	19--17	158,31	0,261	0,130
20	20--16	65	0,059	0,211
	20--21	47,5	0,078	
	20--24	125,82	0,207	
	20--25	47,73	0,079	
21	21--20	47,5	0,078	0,129
	21--22	52	0,086	
	21--23	57,39	0,094	
22	21--22	52	0,086	0,043
23	23--21	57,39	0,094	0,047
24	20--24	125,82	0,207	0,104
25	25--20	47,73	0,079	0,191
	25--26	111	0,183	
	25--27	72,8	0,120	
26	25--26	111	0,183	0,091
27	27--25	72,8	0,120	0,226
	27--28	97	0,160	
	27--29	105	0,173	
28	27--28	97	0,160	0,080
29	29--27	105	0,173	0,25
	29--30	144	0,237	
	29--31	60,66	0,100	
30	29--30	144	0,237	0,119
31	31--29	60,66	0,100	0,227
	31--32	110	0,181	
	31--33	105	0,173	
32	31--32	110	0,181	0,09
33	33--31	105	0,173	0,17
	33--34	38,13	0,063	
	33--35	64,76	0,107	
34	34--33	38,13	0,063	0,031
35	35--33	64,76	0,107	0,278
	35--36	93,49	0,154	
	35--37	179,4	0,295	

**Chapitre V :  
RESEAU DE DISTRIBUTION**

**(Suite)TableauV.03 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).**

N° de Nœud	Tronçon	Longueur(m)	Débit en route (l/s)	Débit nodale (l/s)
37	37--35	179,4	0,295	0,302
	37--38	35	0,058	
	37--39	112	0,184	
	37--40	40	0,066	
38	37--38	35	0,058	0,029
39	37--39	112	0,184	0,092
40	40--37	40	0,066	0,190
	40--41	51	0,084	
	40--42	140	0,230	
41	40--41	51	0,084	0,042
42	40--42	140	0,230	0,115
				6,750

**V.5.1.5.Débits de dimensionnement :**

On a établi tableau ci-dessous sachant que tous les tronçons assurent un service en route sauf un (1-R), pour ce le débit de dimensionnement doit être déterminé à partir de la relation suivante :  $Q_{dim}=0.55*qr_{n-1, n}$  (V.6)

**TableauV.04 tableau récapitulatif des débits de dimensionnement**

Tronçons	Q dim(L/s)	Tronçons	Q dim(L/s)
42--40	0,13	21--23	0,05
41--40	0,05	16--20	3,06
40--37	0,35	16--17	0,46
38--37	0,03	17--18	0,10
39--37	0,10	17--19	0,14
37--35	0,78	16--10	3,49
35--36	0,08	10--11	0,91
35--33	1,06	11--12	0,17
34--33	0,03	11--13	0,50
33--31	1,34	13--14	0,14
31--32	0,10	13--15	0,14
31--29	1,27	10--8	5,06
29--30	0,13	9--8	0,15
29--27	2,03	8--6	5,56
28--27	0,09	6--7	0,27

**Chapitre V :  
RESEAU DE DISTRIBUTION**

**(Suite) Tableau V.04 tableau récapitulatif des débits de dimensionnement**

Tronçons	Q dim(L/s)	Tronçons	Q dim(L/s)
27--25	2,33	6—4	6,16
25--26	0,1	4—5	0,1
25--20	2,61	4—2	6,46
20--24	0,11	2—3	0,12
20--21	0,22	R—2	6,75
21--22	0,05		

**V.5.1.6. Détermination des diamètres du réseau et les vitesses d'écoulements à partir des débits de dimensionnement :**

1. On a repéré le point le plus défavorable comme étant le point 42 et on a lui imposé une pression de service égale à 10 m soit 1 bar.
2. Donc on aura une cote piézométrique au point 42 égale a :

$$C_{pd} = C_{td} + P_d = 415 + 10 = \mathbf{425 \text{ mètre.}}$$

3. Comme la cote du radier du réservoir alimentant l'agglomération est imposé et égal à 492 m alors on obtient une charge disponible le long de la conduite R -42 :

$$\Delta H_d = C_R - C_{pd} = 492 - 425 = \mathbf{67 \text{ mètres}}$$

4. Puis on calcul la pente hydraulique moyenne :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H_d}{\sum L_i} = \frac{61}{2551.0118 * 1.15} = \mathbf{0.0228 \text{ m/m}}$$

Avec :  $J_{moy}$  : la pente moyenne

$\Delta H$  : la charge disponible (m)

$\sum l_i$  : la somme des longueurs géométriques (m) ( $L_g = 1.15 L$ )

5. Puis on a calculé les diamètres des tronçons de la conduite principale selon la formule suivante :

$$D_i = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot Q^{\beta}}{I_{moy}}} \quad (\text{V.7})$$

Avec :

D : diamètre de tronçon.

$\beta$  : exposant tenant compte du régime d'écoulement.

## Chapitre V : RESEAU DE DISTRIBUTION

m : exposant tenant compte du type de matériau.

Dans notre cas :  $K^2 = 0,001052$ ,  $B = 2$ ,  $m = 4,772$

Et la perte de charge de chaque tronçon donne par la formule :

$$\Delta H = \frac{K^2 L_g Q^B}{D^m} \quad (V.08)$$

Avec :  $L_g$  : Longueur géométrique ( $L_g = 1.15 L_{Normalisé}$  tous les diamètres qu'on a obtenu par les calculs (PEHD) et afin de les valider on a vérifié les pressions dans chaque nœud tel qu'elle doit être supérieur ou égale à 8-10 mètres.

**Tableau V.05 : Les résultats des calculs**

Tronçons	Longueurs (m)	Qdim (l/s)	D(m)	Dext (mm)	Dint(mm)	V (m/s)
42—40	140	0,13	12,3	20	16	0,63
41—40	51	0,05	8,2	20	16	0,23
40—37	40	0,35	15,1	25	19	0,71
38—37	35	0,03	9,1	20	16	0,15
39—37	112	0,10	11,06	20	16	0,5
37—35	179,4	0,78	26	40	34	0,87
35—36	93,49	0,08	11,2	20	16	0,33
35—33	64,76	1,06	34,1	40	34	1,17
34—33	38,13	0,03	9,2	20	16	0,24
33—31	105	1,34	33,01	50	42,6	0,94
31—32	110	0,10	11,3	20	16	0,5
31—29	60,66	1,27	41,5	50	42,6	0,9
29—30	144	0,13	15,4	20	16	0,65
29—27	105	2,03	40,6	63	58,3	0,76
28—27	97	0,09	11,7	20	16	0,45
27—25	72,8	2,33	41,36	75	65	0,67
25—26	111	0,10	11,08	20	16	0,5
25—20	47,73	2,61	44,3	75	65	0,78
20—24	125,82	0,11	11,5	20	16	0,56
20—21	47,5	0,22	15	20	16	0,57
21—22	52	0,05	8,3	20	16	0,25
21—23	57,39	0,05	8,4	20	16	0,26
16—20	35,79	3,06	46,4	75	65	0,92
16—17	22,91	0,46	21,7	32	26	0,87
17—18	108	0,10	11	20	16	0,49
17—19	158,31	0,14	12,8	20	16	0,7
16—10	146	3,49	51,33	75	65	1,05



**Chapitre V :  
RESEAU DE DISTRIBUTION**

**(Suite) Tableau V.05 : Les résultats des calculs :**

<b>Tronçons</b>	<b>Longueurs (m)</b>	<b>Qdim (l/s)</b>	<b>D(m)</b>	<b>Dext (mm)</b>	<b>Dint (mm)</b>	<b>V (m/s)</b>
11–12	180	0,17	13,8	20	16	0,87
11–13	7,15	0,5	21,7	32	26	0,95
13–15	152	0,14	12,2	20	16	0,7
10–8	214,1	5,06	57,3	90	76,8	1,09
9–8	168,1	0,15	13,1	20	16	0,75
8–6	71,63	5,56	79,56	110	96,8	0,76
6–7	303,2	0,27	15,4	20	16	1,3
6–4	47,59	6,16	82,14	110	96,8	0,84
4–5	107	0,10	11,2	20	16	0,48
4–2	97	6,46	83,6	110	96,8	0,88
2–3	135	0,12	12,1	20	16	0,61
R–2	1110	6,75	84,7	110	96,8	0,92

**V.5.2 .Cas de pointe +incendie :**

Comme le débit d'incendie (17l/s) est supérieur au débit de pointe, on propose comme solution la projection d'une bache d'incendie au niveau du point le plus défavorable (N42) dans notre réseau de distribution en eau potable.

**V.5.3. Résultats de simulation du réseau suivant logiciel Epanet :**

Le dimensionnement du réseau de distribution se fait à la base d'un logiciel appelé EPANET.

La perte de charge ou charge hydraulique perdue à cause du frottement de l'eau avec les parois du tuyau peut être calculée en utilisant une de ces trois formules :

- Formule de Hazen-Williams
  - Formule de Darcy-Weisbach
  - Formule de Chezy-Manning
- La formule de Hazen-Williams ne peut pas être utilisée pour des liquides autres que l'eau et a été initialement développée uniquement pour les écoulements turbulents.
  - La formule de Chezy-Manning est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts et pour les grands diamètres.
  - La formule de Darcy-Weisbach est théoriquement la plus correcte et est la plus largement utilisée en Europe. Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

Pour notre cas on utilise la formule de Darcy-Weisbach.

**Chapitre V :  
RESEAU DE DISTRIBUTION**

**V.5.4. Paramètres hydrauliques du réseau :**

**Tableau V.06 : Etats des nœuds de réseau**

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (L/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud n2	456	0,19	483,76	27,76
Noeud n4	456	0,21	482,7	26,7
Noeud n6	455	0,35	482,22	27,22
Noeud n7	450	0,25	432,91	17,09
Noeud n8	458	0,37	481,62	23,62
Noeud n9	452	0,14	472,08	20,08
Noeud n10	451	0,37	477,06	26,06
Noeud n11	447,9	0,24	471,85	23,95
Noeud n16	445	0,17	472,06	27,06
Noeud 17	446,5	0,24	470,97	24,47
Noeud n19	447,5	0,13	462,88	15,38
Noeud n20	444	0,21	471,18	27,18
Noeud n21	446	0,13	465,08	19,08
Noeud n23	445	0,05	464,58	19,58
Noeud n25	441,5	0,19	470,34	28,84
Noeud n26	437	0,09	467,3	30,3
Noeud n27	439	0,23	469,3	30,3
Noeud n28	444	0,08	467,17	23,17
Noeud n29	436	0,25	466,58	30,58
Noeud n30	430	0,12	460,28	30,28
Noeud n31	434	0,23	463,27	29,27
Noeud n32	431	0,09	460,31	29,31
Noeud n33	430,5	0,17	458,33	27,83
Noeud n35	428,5	0,28	453,03	24,53
Noeud n34	429,5	0,03	458,23	28,73
Noeud n36	424	0,08	451,11	27,11
Noeud n37	421	0,3	445,61	24,61
Noeud n39	424	0,09	442,48	18,48
Noeud n40	419	0,19	441,38	22,38
Noeud n24	440	0,1	466,83	26,83
Noeud n22	446,5	0,04	464,72	18,22
Noeud n18	450	0,09	468,12	18,12
Noeud n15	444	0,12	464,2	20,2
Noeud n5	455	0,09	479,93	24,93
Noeud n3	460	0,11	478,53	18,53

**Chapitre V :  
RESEAU DE DISTRIBUTION**

**(Suite)Tableau V.06 : Etats des nœuds de réseau :**

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (L/s)	Charge	Pression (m)
Noeud n38	423	0,03	445,53	22,53
Noeud n42	415	0,12	435,61	20,61
Noeud n41	419	0,04	441,01	22,01
Noeud n14	444	0,12	464,37	20,37
Noeud n12	447	0,16	457,81	10,81
Réservoir 1	495	-6,74	497	2

**Tableau V.07 : Etats des arcs du réseau**

ID Arc	Longueur (m/s)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge(m)
Tuyau 4--6	47,59	6,15	0,97	1,08
Tuyau 6--8	71,63	5,55	0,87	8,38
Tuyau 8--9	168,1	0,14	0,74	5,71
Tuyau 8--10	214,1	5,04	1,25	21,3
Tuyau 10--11	94,13	0,9	1,2	5,27
Tuyau 11--13	7,15	0,5	1,04	0,9
Tuyau 16--17	22,91	0,46	0,95	4,78
Tuyau 20--16	35,79	3,13	1,18	24,6
Tuyau 20--21	47,5	0,22	1,18	2,38
Tuyau 21--23	57,39	0,05	0,25	8,69
Tuyau 25--20	47,73	2,6	0,98	17,55
Tuyau 27--25	72,8	2,32	0,87	1,27
Tuyau 31--29	60,66	1,64	1,39	4,63
Tuyau 35--33	64,76	1,13	1,49	4,86
Tuyau 33--34	38,13	0,03	0,17	2,68
Tuyau 35--36	93,49	0,08	0,41	5,54
Tuyau 37--35	179,4	0,77	1,02	12,35
Tuyau 42--40	140	-0,12	0,62	8,21
Tuyau 40--37	40	-0,35	1,22	1,78
Tuyau 37--38	35	0,03	0,16	2,33
Tuyau 2--4	97	-6,44	1,01	0,98
Tuyau 4--5	107	0,09	0,47	2,87
Tuyau 2--3	135	0,11	0,6	3,74
Tuyau 6--7	303,2	0,25	1,34	20,63
Tuyau 11--12	193	0,16	0,85	20,76
Tuyau 13--14	150,6	0,12	0,67	22,01
Tuyau 13--15	152	-0,12	0,67	9,67
Tuyau 16--10	146	-3,76	1,41	4,22

## Chapitre V : RESEAU DE DISTRIBUTION

### (Suite) Tableau V.07 : Etats des arcs du réseau

ID Arc	Longueur (m/s)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge(m)
Tuyau 17--18	108	0,09	0,48	26,39
Tuyau 17--19	158,31	0,13	0,7	6,06
Tuyau 21--22	52	0,04	0,23	6,88
Tuyau 20--24	125,82	0,1	0,56	3,58
Tuyau 25--26	111	-0,09	0,49	2,42
Tuyau 27--28	97	0,08	0,43	21,94
Tuyau 29--30	144	0,12	0,64	6,74
Tuyau 31--32	110	0,09	0,48	26,9
Tuyau 33--31	105	-1,33	1,12	7,01
Tuyau 40--41	51	0,04	0,23	7,2
Tuyau 29--27	105	-2,01	1,08	25,92
Tuyau R--2	1110	-6,74	1,06	11,93
Tuyau 37--39	112	0,09	0,49	7,95

### V.5. Les Accessoires D'un Système D'alimentation En Eau Potable : [7]

#### V.5.1. Type De Canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD qui résiste à une pression PN=10bar, les diamètres utilisés varient entre 20mm et 110mm

#### V.5.2. Appareils Et Accessoires Du Réseau :

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

#### V.5.3. Robinets Vannes :

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

#### V.5.4. Bouches Ou Poteau D'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

## **Chapitre V : RESEAU DE DISTRIBUTION**

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

### **V.5.5. Clapets :**

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

### **V.5.6. Ventouses :**

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

### **V.5.7. Vannes de décharge :**

Dans le cas d'intervention sur les conduites, des vannes de vidange sont prévues au point bas afin d'évacuer les eaux de la conduite.

La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie d'accès facile.

### **V.5.8. Conduite by-pass :**

La conduite by-pass est utilisée pour :

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

### **V.5.9. Bouche D'arrosage :**

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

### **V.5.10. Organes de raccordement :**

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

### **V.5.11. Coude :**

## **Chapitre V : RESEAU DE DISTRIBUTION**

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

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtement et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle  $\alpha$  de :  $\frac{1}{4}$  ( $90^\circ$ ),  $\frac{1}{8}$  ( $45^\circ$ ),  $\frac{1}{16}$  ( $22^\circ30'$ ),  $\frac{1}{32}$  ( $11^\circ15'$ ).

### **V.5.12. Cônes :**

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

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;

### **V.5.13. Les Compteurs :**

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

### **V.6.Conclusion :**

Après simulation avec le logiciel EPANET, nous avons obtenus des pressions et des vitesses acceptables sur les pluparts de tronçons dans le réseau de distribution. Ces résultats trouvés nous permettent de satisfaire la demande sans avoir des problèmes de fonctionnement dans le réseau de distribution.

# **Chapitre VI**

## **Protection anti-bélier**

## Chapitre VI

### Protection anti-bélier

#### VI.1 Introduction :

Les conduites, en général sont posées en terre, ou en galeries, d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celle de distribution d'ailleurs, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles. Dans ce suivant chapitre nous allons établir le phénomène de coup de bélier et la corrosion ainsi que leurs remèdes.

#### VI.2. Protection des conduites contre le coup de Bélier :

##### VI.2.1 Définition :

Le coup de bélier est un phénomène de surpression qui apparaît au moment de la variation brusque de la vitesse d'un liquide, par suite d'une fermeture/ouverture rapide d'une vanne, d'un robinet ou du démarrage/arrêt d'une pompe.

Les conduites gravitaires doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier .Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne. [4] [5]

Les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de ce robinet vanne sont connue.

##### VI.2.2 Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants:

###### VI.2.2.1 Risque de forte pression

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des joints.

###### VI.2.2.2 Pression négative

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantanée d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créés dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.



## Chapitre VI

### Protection anti-bélier

#### VI.2.2.3 Fatigues des conduites

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites ; ce phénomène est très compliquée dans le cas où les conduites sont enterrées.

#### VI.2.3 Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti- bélier devront avoir pour effet :

- Réduire la pression de l'alimentation en eau, par l'installation d'un régulateur de pression ;
- Réduire la vitesse du fluide dans la tuyauterie. Afin de réduire l'importance du coup de bélier, certains guides de dimensionnement recommandent une vitesse égale ou inférieure à 1,5 m/s ;
- Installer des robinets avec une vitesse de fermeture lente ;
- Utiliser des procédures d'ouverture et de fermeture sur une installation ;
- L'installation d'une bouteille anti-coup de bélier, également appelée le réservoir d'air ;

Installer un volant d'inertie sur la pompe qui intervient dans la protection contre les dépressions.

##### VI.2.3 .1 Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

##### VI.2.3 .2 Les soupapes de décharge :

Ces appareils sont un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur la conduite au point à protéger.

##### VI.2.3.3 Les réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement.

## Chapitre VI

### Protection anti-bélier

#### VI.2.3.4 Les cheminées d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

Dans notre étude, comme tout est gravitaire on va installer une vanne a fermeture lente a l'extrémité de la conduite d'adduction

#### VI.2.4 Analyse physique du phénomène du coup de bélier

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

##### VI.2.4.1 Phase 01

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

##### VI.2.4.2 Phase 02

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

##### VI.2.4.3 Phase 03

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

## Chapitre VI

### Protection anti-bélier

#### VI.2.4.4 Phase 04

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{c}$  c'est-à-dire à  $\frac{4L}{c}$  depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

#### VI.2.5 Analyse mathématique du coup de bélier

##### VI.2.5 .1 Calcul de la célérité d'ondes

La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$c = \frac{A}{\sqrt{B + K \frac{D}{e}}} (m/s) \quad (VI.01)$$

Où:

c : célérité d'onde.

A: constante déterminé après expérience d'Allievi. A = 9900

B: constante déterminé après expérience d'Allievi. B = 48.3

D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

e : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

**Tableau (VI.01) :** coefficient k pour divers matériaux.

Matériau	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	AC	PVC	PEHD
K	0.5	1	0.59	5	4	33	83

$$A.N : C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 83 \times \frac{110}{10}}} = 319,31 \text{ m/s}$$

##### VI.2.5.2 Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

## Chapitre VI

### Protection anti-bélier

- **Cas de la fermeture brusque :**

T : inférieur à  $\frac{2L}{c}$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{c \times V_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI.02})$$

Où:

$V_0$  : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

$g$  : accélération de la pesanteur  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

- **Cas de la fermeture lente :**

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à  $\frac{2L}{c}$  c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde, la valeur du coup de bélier est donné par la formule de **MICHAUD** :

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m}) \quad (\text{VI.03})$$

L : la longueur de la conduite (m).

#### VI.2.5 Calcul du temps de fermeture de la vanne à fermeture lente

Soit :  $T = \frac{2L}{c} \quad (\text{VI.04})$

Tels que :

- T : le temps de fermeture de la vanne
- L : la longueur de la conduite d'adduction

C : la Célérité d'onde

$$T = \frac{2 \times 1573}{319,31} = 9,85 \text{ s.}$$

## Chapitre VI

### Protection anti-bélier

#### VI.2.6 Calcul de la valeur du coup de bélier

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m})$$

$$\text{AN : } b = \frac{2 \times 1573 \times 0,86}{9,81 \times 9,85} = 28\text{m}$$

#### VI.4 Conclusion

Dans ce chapitre on a pu étudier l'influence du coup de bélier tout sur les conduite dont l'écoulement est gravitaire on a calculé les temps suffisant pour la fermeture des vannes pour prévenir les conduites gravitaires.

.

**CHAPITRE VII :**  
**DEVIS ESTIMATIF ET**  
**QUANTITATIF**

## CHAPITRE VII :

### DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF

#### **VII.1.Introduction :**

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain, on multiplie le volume des travaux par le prix unitaire.

#### **VII.2.Les opérations pour la réalisation du réseau :**

- Travaux de découpage de la tranchée.
- Fourniture et pose du lit de sable.
- Pose des conduites.
- Travaux de remblaiement de la tranchée.

#### **VII.2. Les différents travaux de mises en place des canalisations :**

##### **VII.2.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :[8]**

###### **VII.2.1.1. Matérialisation :**

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

###### **VII.2.1.2. Nivellement :**

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

###### **VII.2.2.3. Excavation des tranchées :**

Cette opération se divise en deux étapes :

- Enlèvement de la couche végétale : Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un dozer.
- Réalisation des fouilles : La réalisation de la tranchée et le remblaiement dépendent des paramètres suivants :
  - Environnement ;
  - Caractéristiques de la conduite (type de joint et diamètre) ;
  - Nature du terrain (avec ou sans eau) ;
  - Profondeur de pose.

**CHAPITRE VII :**  
**DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF**

**NB :** on choisit d'utiliser la pelle hydraulique pour la réalisation des fouilles.

**a. Largeur de la tranchée :**

Elle doit être au minimum 0.60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci. La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) \text{ en (m)} \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m).

**b. La profondeur de la tranchée : (H<sub>tr</sub>) :**

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

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

Avec :

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieure de conduite à la surface du sol, elle est variée entre 80 et 120cm. Dans notre projet on prend : h=1m

e : épaisseur du lit de pose (e = 0,2 m).  $\Rightarrow H_{tr} = D+1,2 \text{ (m)}$ .

**c. Section tranchée (S<sub>tr</sub>) :**

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

$$S_{tr} = H_{tr} \times b \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

H<sub>tr</sub> : profondeur totale de la tranchée (m).

b : largeur du fond de la tranchée (m).



**CHAPITRE VII :**  
**DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF**

**VII.2.2. Calcul des volumes des travaux :[8]**

**VII.2.2.1. Calcul du volume du déblai de notre étude :**

Le volume d'excavation est donné par la relation suivante :

$$V_d = L_{tr} \times S_{tr} = L_{tr} \times b_{tr} \times H_{tr} \quad (\text{VII-4}).$$

- $L_{tr}$  : Longueur de la tranchée en (m).
- $S_{tr}$  : Section de la tranchée en (m<sup>2</sup>).
- $H_{tr}$  : Profondeur de la tranchée en (m).

**Tableau VII.01 : Calcul du volume du déblai de l'étude.**

<b>D (mm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>H tr (m)</b>	<b>SD (m2)</b>	<b>V D (m3)</b>
20	2434,54	0,62	1,22	0,7564	1841,48606
25	179,4	0,625	1,225	0,76563	137,354022
32	30,06	0,632	1,232	0,77862	23,4053172
40	338,29	0,64	1,24	0,7936	268,466944
50	165,66	0,65	1,25	0,8125	134,59875
63	105	0,663	1,263	0,83737	87,92385
75	302,32	0,675	1,275	0,86063	260,185662
90	214,1	0,69	1,29	0,8901	190,57041
110	1692,22	0,71	1,31	0,9301	1573,93382
<b>Volume totale</b>					<b>4517,92483</b>

**VII.2.2.2. Lit de sable :**

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

$$V_s = b * e * L \quad (\text{VII.05})$$

**Avec :**

$V_s$  : volume du lit de sable (m3).

$e$  : épaisseur du lit de sable,  $e = 15$  cm.

$L$  : longueur de la tranchée (m).

$b$  : Largeur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VII.02)

## CHAPITRE VII :

### DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF

**Tableau VII.02: Calcul du volume du lit de sable.**

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V (m <sup>3</sup> )
20	2434,54	0,62	0,15	226,41222
25	179,4	0,625	0,15	16,81875
32	30,06	0,632	0,15	2,849688
40	338,29	0,64	0,15	32,47584
50	165,66	0,65	0,15	16,15185
63	105	0,663	0,15	10,44225
75	302,32	0,675	0,15	30,6099
90	214,1	0,69	0,15	22,15935
110	1692,22	0,71	0,15	180,22143
<b>Volume total</b>				<b>538,14128</b>

#### VII.2.2.3 Volume de la conduite :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais. Le volume d'une conduite est donné comme suit :

$$V_c = S_c \times L_c \quad (\text{VII.06})$$

- $S_c$  : Section du lit de sable en (m<sup>2</sup>).

Avec :  $S_c = \frac{\pi D^2}{4}$  (VII.07)

- $D$  : diamètre des conduites à poser en (m).

**Tableau VII.03 : Calcul du volume des conduites.**

D (mm)	L (m)	S <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>c</sub> (m <sup>3</sup> )
20	2434,54	0,00031	0,7547074
25	179,4	0,00049	0,087906
32	30,06	0,0008	0,024048
40	338,29	0,00126	0,4262454
50	165,66	0,00196	0,3246936
63	105	0,00312	0,3276
75	302,32	0,00442	1,3362544
90	214,1	0,00636	1,361676
110	1692,22	0,0095	16,07609
<b>Volume total</b>			<b>20,719221</b>

**CHAPITRE VII :**  
**DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF**

**VII.2.2.4. Remblai compacté :**

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

$$V_r = V_{exc.} - V_s - V_c \quad (VII.08)$$

$V_r$  : volume du remblai.

$V_{exc.}$  : volume du déblai (volume excavé).

$V_c$  : volume occupé par la conduite.

$V_s$  : volume du lit de sable.

**A.N :**  $V_r = 4517,92483 - 538,14128 - 20,719221 = 3959,064 \text{ m}^3$

**VII.2.2.5. Volume des Déblais foisonné ( $V_{df}$ ) :**

Il est donné par la relation suivante :

$$V_{df} = K_j \times V_d \quad (VII.09)$$

$V_{df}$  : Volume du sol foisonné.

$K_j$  : coefficient de foisonnement déterminé selon la nature du sol.

Puisque le sol de notre région est considéré Limoneux argileux :  $K_j = (1,14 \div 1,28)$

Donc on prend :  $K_j = 1,20$  Alors :  $V_{df} = 1,2 \times V_d$

**AN :**  $4517,92483 \times 1,2 = 4750,88 \text{ m}^3$

**VII.2.2.6. Volume excédentaire ( $V_{Exc}$ ) :**

Il est calculé comme suit :

$$V_{Exc} = V_d - V_R \quad (VII.10)$$

$V_d$  : Volume des déblais en ( $\text{m}^3$ ).

$V_R$  : Volume des remblais en ( $\text{m}^3$ ).

**AN :**  $4517,92483 - 3959,064 = 558,86 \text{ m}^3$

## CHAPITRE VII :

### DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF

**Tableau VII.04 : Récapitulation des travaux.**

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m <sup>3</sup>	4517,92483
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	538,14128
3	Les conduites	MI	20,719221
4	Remblais	m <sup>3</sup>	3959,064
5	Déblais foisonné	m <sup>3</sup>	4750 ,88
6	Excédentaire	m <sup>3</sup>	558,86

**Tableau VII.05 : Devis estimatif et quantitatif du projet.**

	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
<b>Terrassement</b>	déblai en terrain	m3	4517,9248	200	8097529.5
	lit de sable	m3	538,14128	1500	3020755.5
	remblaiement de la tranchée	m3	3959,064	170	5848568
<b>Fourniture transport et pose des conduites</b>	20 PN10	ml	2434,54	39,78	96846,0012
	32 PN10	ml	30,06	45,63	1371,6378
	40 PN10	ml	338,29	76,05	25726,9545
	50 PN10	ml	165,66	115,83	19188,3978
	75 PN16	ml	302,32	180,18	54472,0176
	90 PN10	ml	214,1	380,25	81411,525
	110 PN10	ml	119,22	456,3	54400,086
	110 PN16	ml	1573	678,6	1067437,8
	<b>Somme</b>				18367707,4
	<b>T.V.A 17%</b>				3122510,6
	<b>Coût Total</b>				21490218

NB : les prix unitaires sont fournis par la DHW BLIDA (année 2013).

## **CHAPITRE VII :**

### **DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF**

#### **VII.3.Planification des travaux :**

La planification consiste à chercher la meilleure façon d'utiliser avec économie sur la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

#### **VII.3.1.Construction du réseau :**

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches
- Détermination des tâches antérieures
- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels-Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- Construction finale

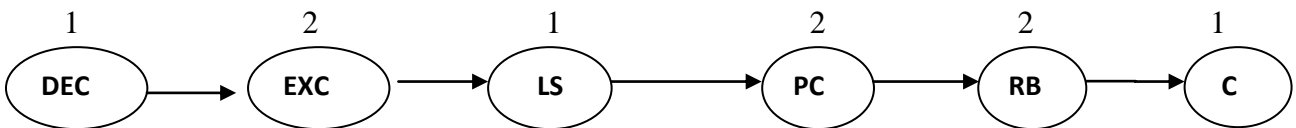
#### **VII.3.2.Planification de La pose des conduites :**

Les tâches de planification sont dans le tableau suivant:

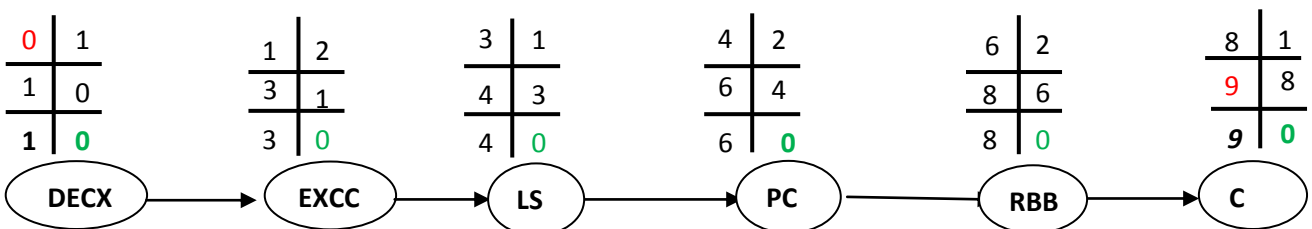
**CHAPITRE VII :**  
**DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF**

**Tableau VII.6:** Les taches de planification de La pose des conduites

Taches	Durée
Décapage de la terre végétale - DEC	1 semaines
Excavation de la tranchée - EXC	2 semaines
Préparation de lit de sable – LS	1 semaines
pose des conduites – PC	2 semaines
Remblais des tranches - RB	2 semaines
Compactage des tranches des conduites –C	1 semaines



**Figure VII.1** Réseau à nœuds pour la pose des conduites



## CHAPITRE VII :

### DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF

#### **Figure VII.2.**calcul du temps de la pose des conduites

Le temps de la pose des conduites est donc: **T = 9 semaines**

#### **Conclusion :**

A travers ce chapitre, nous avons défini toutes les quantités et les opérations nécessaires pour le calcul du coût ainsi que le temps de réalisation de notre projet sur le terrain. Pour notre projet on a les travaux suivants :

- Pose de canalisations de l'adduction
- Pose de canalisation pour le réseau de distribution.

Avec un temps de réalisation de 9 semaines et un montant de 21490218DA.

**CHAPITRE VIII:**  
**POSE DE CANALISATION**



## **CHAPITRE VIII:**

### **POSE DE CANALISATION**

#### **VIII-1.Introduction :**

La longévité d'un réseau d'adduction et de distribution d'eau potable et son bon fonctionnement reposent à la fois sur une bonne mise en place des conduites et de leurs équipements accessoires, à savoir : les vannes, clapets anti-retour,...etc. Ainsi qu'une meilleure protection contre d'éventuelles causes de destruction.

Afin de répondre aux critères de bonne mise en œuvre, il existe plusieurs variantes de pose de conduites et cela en fonction du tracé, de l'importance du réseau et de la nature du sol.

#### **VIII-2.Pose de canalisation :**

##### **VIII-2-1.Principe de pose de canalisation :**

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

Le choix du type de pose est essentiellement conditionné par la topographie du terrain, la disposition des lieux et la position des différents obstacles qui peuvent être rencontrés.

##### **VIII.2.2.Pose en terre :**

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0.60 m permettant aux ouvriers d'y accéder.

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suite :

- On laisse une distance suffisante au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les charges. Cette distance peut varier de 0.80 à 1.20 m, suivant que les régions sont exposées aux gels importants ou non.
- On recouvre ensuite le fond de la fouille d'un lit de pose de 0.15 à 0.20 m d'épaisseur bien pilonné et aussi bien nivelé, suivant les côtes du profil en long.

Ce lit de pose est assuré :

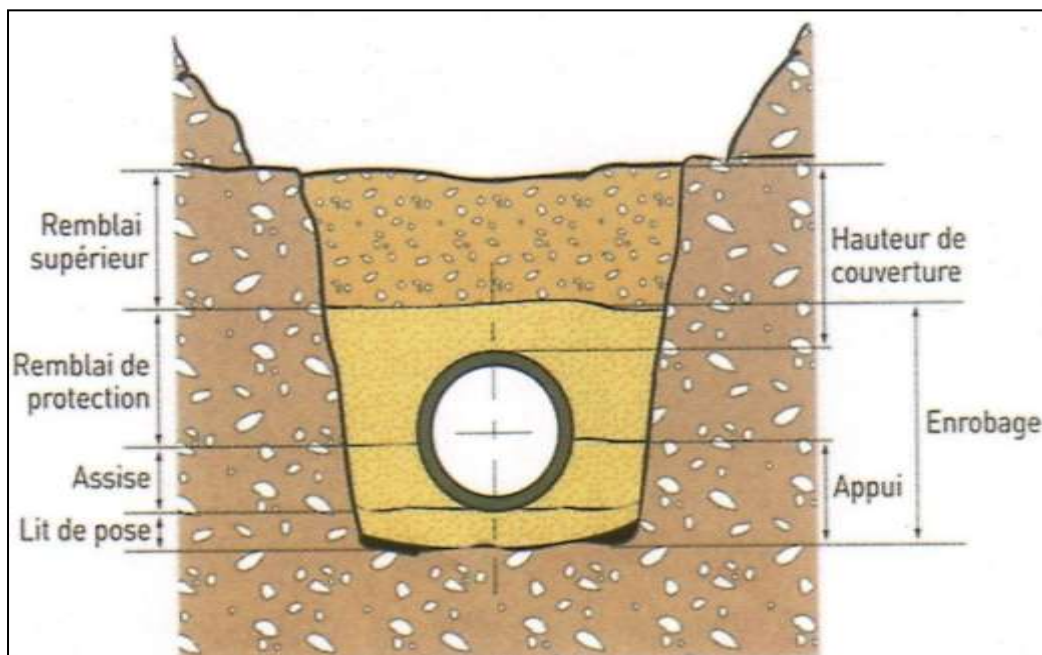
- Par du gravier dans les terres ordinaires ;

## CHAPITRE VIII: POSE DE CANALISATION

- Par des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;
- Par un lit en béton maigre, dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

Avant la descente en fouille, on examine les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subis des chocs.

Finalement, on passe au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées en dessous et sur les flancs du tuyau avec une terre purgée de pierres.



**Figure VIII-1** : Pose de canalisation

### VIII.2.3. Pose en aérien (traversée d'un oued) : [4]

Poser en aérien une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre le supportée, l'absorption des dilatations thermiques et l'ancrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques.

Lors de pose de canalisations en aérien, les éléments suivants doivent être prévus :

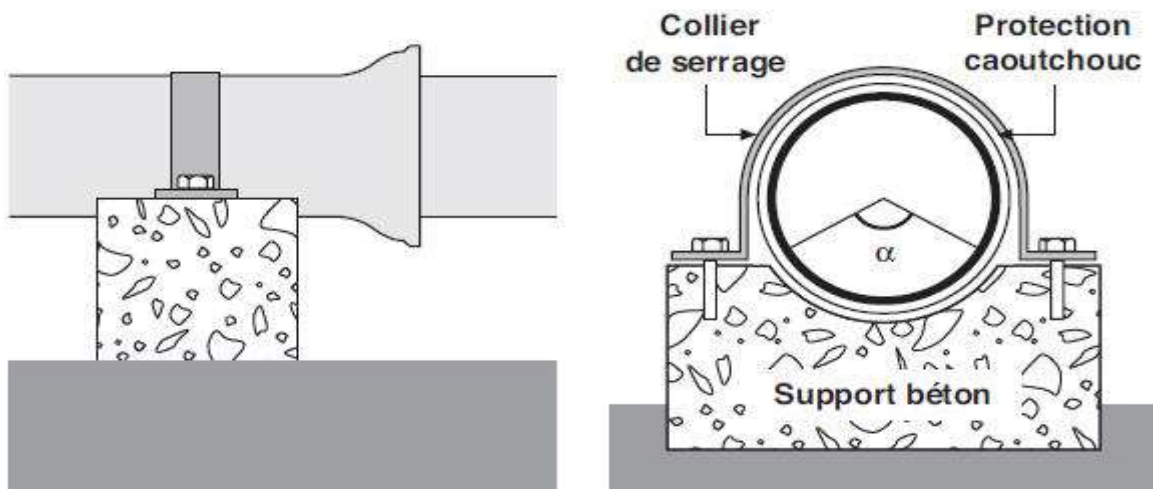
- un support par tuyau,

## CHAPITRE VIII: POSE DE CANALISATION

- un berceau d'appui ( $\alpha = 120^\circ$ ),
- un collier de fixation équipé d'une protection en élastomère.

Chaque élément soumis à une poussée hydraulique (coudes, tés, cônes) doit être stabilisé par un massif d'ancrage.

Des changements de direction à grand rayon de courbure peuvent être réalisés par simple déviation des joints.



**Figure (VIII.02) :** conduite posée sur des supports en béton.

## **CHAPITRE VIII:**

### **POSE DE CANALISATION**

#### **VIII.3.Conclusion :**

La maîtrise de la pose de canalisation est primordiale dans une étude d'alimentation en eau potable. Une pose mal faite sera à l'origine des fuites excessives dans le réseau qui entraîneront par la suite des infiltrations nocives et une dégradation de tout le réseau. Des essais d'étanchéités et de pressions seront obligatoires pour détecter d'éventuelles fuites au niveau des joints ou des conduites avant le remblaiement définitif.

Dans ce chapitre, les différentes poses de canalisation utilisées dans notre mémoire ont été considérées.

## **Conclusion générale :**

Dans ce travail nous avons étudié l'alimentation en eau potable d'un village, sachant que notre projet est estimé à une durée de fonctionnement atteint 25 ans.

Après l'étude de la consommation des différents composants de l'agglomération on a pu déterminer le débit maximum horaire pour le dimensionnement de notre réseau, et on a déterminé encore les débits des tronçons ainsi que les débits nodaux avec des formules qu'on a déjà vues en cours.

En se basant sur les données et les calculs faits on a pu aussi déterminer le dimensionnement du réservoir et son état pendant la journée.

Il faut parler aussi de l'économie du projet : un projet qu'a une grande durée de vie et un moindre coût. Et le moindre coût rentre dans le dimensionnement des diamètres des conduites sans oublier la fourchette de la vitesse et la pression a respecté dans l'étude. Donc on est tenaillé par l'efficacité et le prix.

Finalement on espère que ce modeste travail pourra apporter un plus dans la réalisation du projet sur le terrain, et qu'il sera utile pour ceux qui auraient à traiter des sujets similaires.

## **Références bibliographiques :**

[1]:**PDAU** de Bechloul Edition Finale et **DRE** wilaya de Bouira.

[2]:**B.SALAH** «Polycopie d'Alimentation en Eau Potable» (ENSH) septembre 2014, cinquième année, p.16, 17, 18,20, 70, 67, 95 ,

[3] :**F.AISSAOUI** « Alimentation en eau potable de la commune de Bouderbala de la wilaya de Bouira », (Mémoire de fin d'étude, université de Mouloud Maamri –W.de Tizi-Ouzou , 2011-2012) .

[4] :**A.CHIHATI**, « Alimentation en eau potable de la zone des parcs de la wilaya de Bouira à partir d'un piquage», (Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2008-2009)

[5]:**A.Dupont**: Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977 ;

[6] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972.

[7] **B.SALAH** : Cours d'alimentation en eau potable,2015

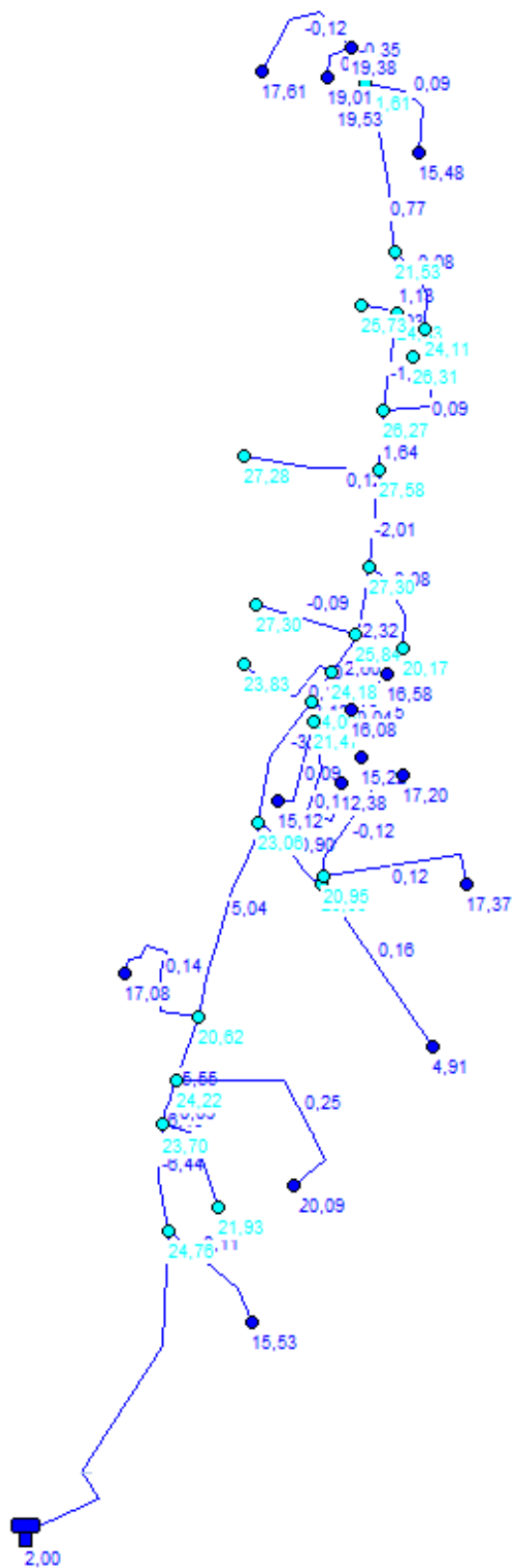
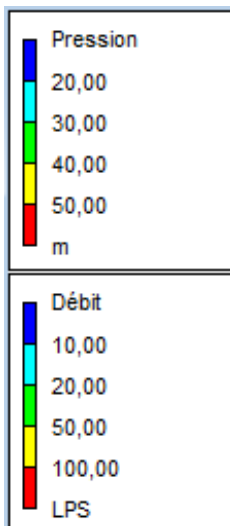
# **ANNEXES**

**Tableau II.13 :La variation horaire de la consommation en eau dans divers centre d'agglomération [3].**

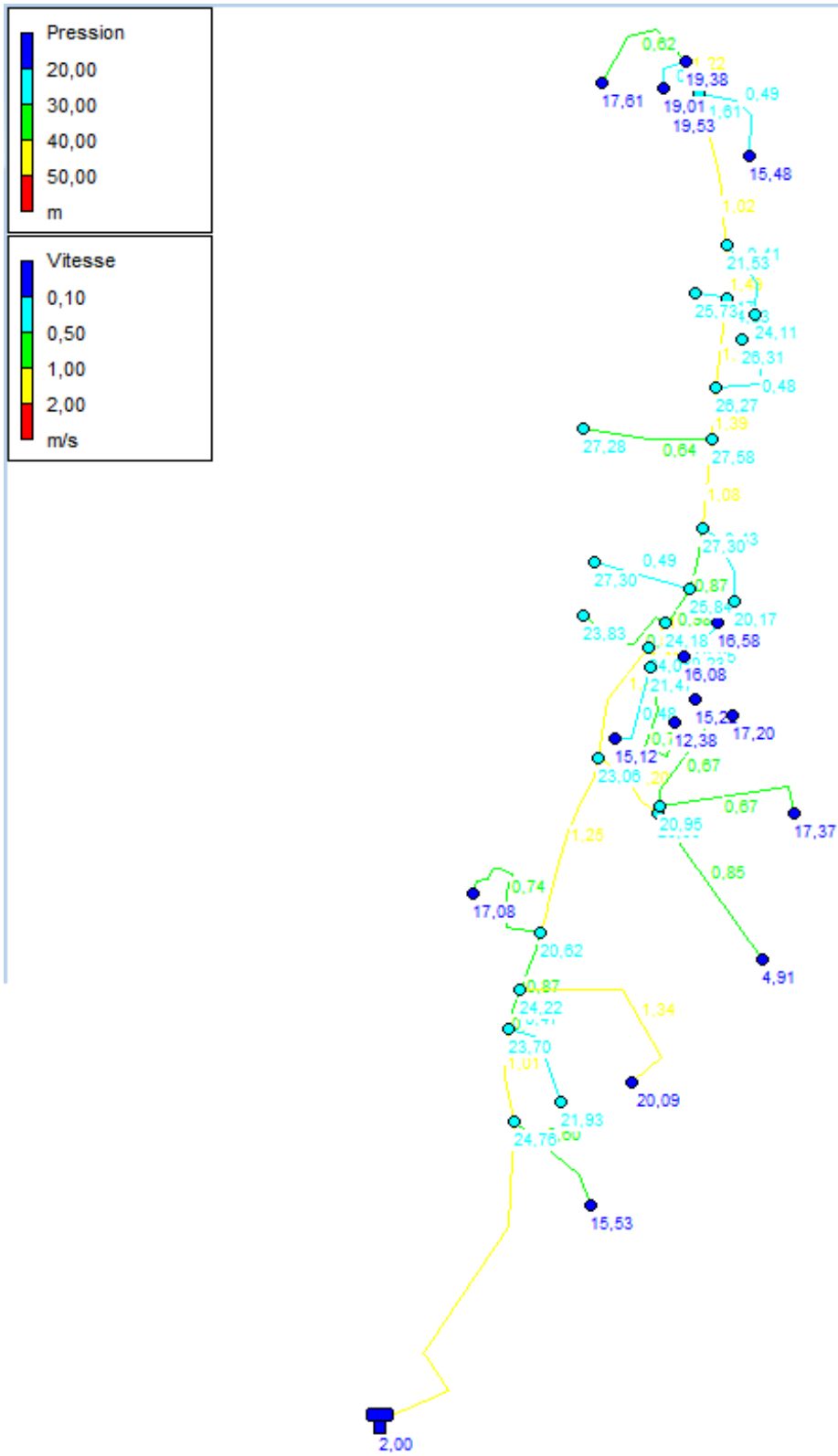
Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération type rural
0-1	1.0	1.5	3	3.3	0.75
1-2	1.0	1.5	3.2	3.2	0.75
2-3	1.0	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1.0	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2.0	2.5	3.5	3.2	3
5-6	3.0	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.0	4.5	4.5	3.8	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.4	5.5
8-9	6.5	6.2	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.2	4.6	5.0	3.5
10-11	4.5	6.2	4.8	4.8	6
11-12	5.5	6.2	4.7	4.6	8.5
12-13	7.0	5.0	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.5	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.7	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.6	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.3	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.7	3
22-23	2	2	4.6	3.7	2

Source : (polycop d'A.E.P de Pr : Salah Boualem).





Annexe 02: Débit et pression pour le cas de (pointe).



Annexe .03: vitesse et pression pour le cas de pointe. Chapitre distribution

**TABLEAU DES PRIX DU TUBE PEHD**  
Polyethelene Haute Densite Pression 10 Bars

TUBE PEHD PN 10					
DIAMETRES ( Ext )	TYPE matière	Ep./mm	P.H.T/ML	P.T.T.C/ML	OBS
Ø 020	80	2.00	34.00	39.78	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 025	80	3.00	39.00	45.63	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 032	80	3.00	65.00	76.05	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 040	80	3.00	99.00	115.83	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 050	80	3.70	154.00	160.18	Rx de 100 Mètres
Ø 063	80	4.70	230.00	269.10	Rx de 100 Mètres
Ø 075	80	5.50	325.00	390.25	Rx de 100 Mètres
Ø 090	100	6.60	390.00	456.30	Longueur de 12 Mètres & Rx de 100 Mètres
Ø 110	100	6.60	580.00	676.60	Longueur de 12 Mètres & Rx de 50 Mètres
Ø 125	100	7.40	748.00	875.16	Longueur de 12 Mètres ou 5 Mètres
Ø 160	100	9.50	1 200.00	1 404.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 200	100	11.90	1 830.00	2 141.10	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 250	100	14.80	2 950.00	3 451.50	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 315	100	18.70	4 550.00	5 323.50	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 400	100	23.70	7 500.00	8 775.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 450	100		11 000.00	12 870.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 500	100	23.70	11 550.00	13 613.50	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 630	100		17 700.00	20 709.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres
Ø 800	100		32 500.00	38 025.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres

OBS : \* Du Diamètre 20 au Diamètre 110 : En Rouleaux  
\* Du Diamètre 110 au Diamètre 400 : En Barres de 6 ou 12 Mètres à Souder

LES PRIX SONT DONNÉS À TITRE INDICATIF, ILS PEUVENT VARIER EN FONCTION  
DU PRIX DU COÛT DE LA MATIÈRE PREMIÈRE ET DE LA FLUCTUATION DES COURS  
DU DINAR.

B.P. 110 - El Ghazal - 31000 Oran - ALGERIE - Tél : 041 27 43 46 47 - 27 45 66 69 - Djazzy : (070) 26.05.02/03  
E-mail : info@tubex.com - tubex@tubex.com - artubex@gmail.com

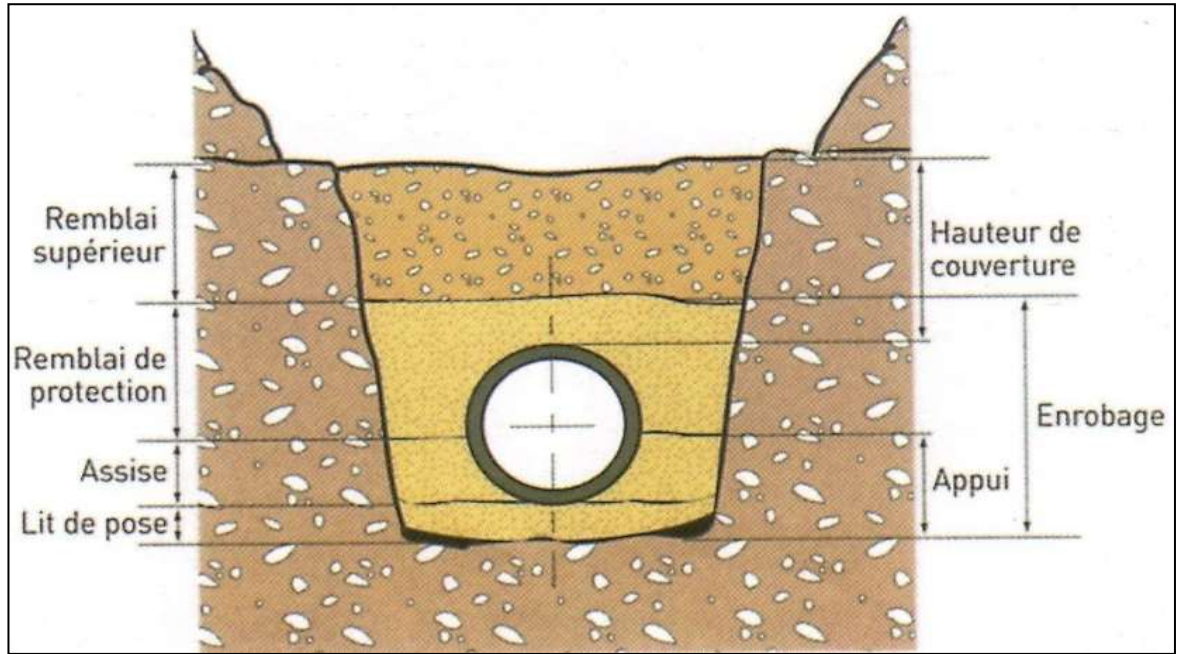
TABLEAU DES PRIX DU TUBE PEHD  
Polyethelene HauteDensite Pression 16 Bars  
A PARTIR DU 05/05/13

TUBE PEHD PR 16					
DIAMETRES ( Ext )	TYPE DE matière	Ep./mm	PRIX.H.T/ML	P.T.T.C/ML	OBS
Ø 020	80	2.30	36.00	42.12	Rx de 200 à 100 Mètres
Ø 025	80	3.00	57.00	65.29	Rx de 200 à 100 Mètres
Ø 032	80	3.00	91.00	106.47	Rx de 200 à 100 Mètres
Ø 040	80	3.70	144.00	168.48	Rx de 200 à 100 Mètres
Ø 050	80	4.60	215.00	251.55	Rx de 100 Mètres
Ø 063	80	6.80	340.00	397.80	Rx de 100 Mètres
Ø 075	80	6.80	495.00	578.15	Rx de 100 Mètres
Ø 090	100	8.20	590.00	690.20	Longueur de 12 Mètres à Rx de 100 Mètres.
Ø 110	100	10.00	860.00	1 006.20	Longueur de 12 Mètres à Rx de 50 Mètres.
Ø 125	100	11.40	1 080.00	1 263.60	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 160	100	14.60	1 781.00	2 072.60	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 200	100	16.20	2 863.00	3 348.20	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 250	100	22.70	4 400.00	5 145.30	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 315	100	28.60	6 700.00	7 839.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 400	100	36.30	10 903.00	12 753.60	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 450	100		16 300.00	19 305.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 500	100	45.40	17 000.00	19 890.00	Longueur de 16 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 630	100		26 200.00	30 634.00	Longueur de 16 Mètres ou 6 Mètres.

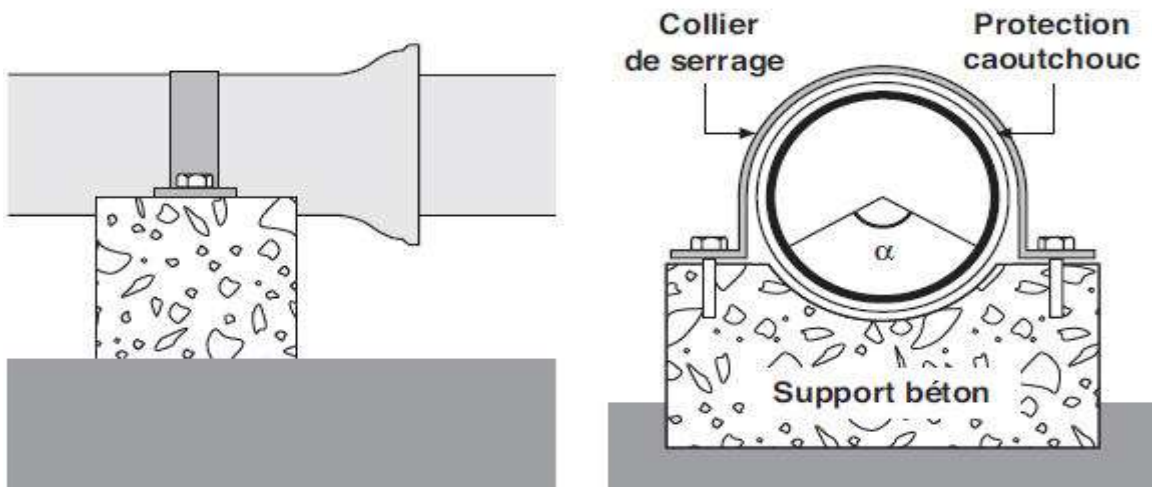
\* Du Diamètre 20 au Diamètre 110 : En Rouleaux 200-100&50ml

\* Du Diamètre 110 au Diamètre 400 : En Barres de 6 ou 12 Mètres à Souder

LES PRIX SONT DONNÉS À TITRE INDICATIF, ILS PEUVENT VARIER EN FONCTION DU PRIX DU COÛT DE LA MATIÈRE PREMIÈRE OU DE LA FLUCTUATIONS DES COURS DU DINAR.



**Annexe06** : Pose de canalisation en terre



**Annexe07** : conduite posée sur des supports en béton.