

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable de la zone d'El Mrdja a partir de la conduite DN1500 <<SPIK>>commune de Rouiba.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0030-17

APA Citation ( APA توثيق ):

Benali, Adnane (2017). Alimentation en eau potable de la zone d'El Mrdja a partir de la conduite DN1500 <<SPIK>>commune de Rouiba[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception Des Systèmes D'Alimentation En Eau Potable**

**THEME :**

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA ZONE D'EL  
MRDJA A PARTIR DE LA CONDUITE DN1500  
<<SPIK>>COMMUNE DE ROUIBA**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> BENALI ADNANE**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY :**

<b>Nom et prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>me</sup> H.MEDDI	M.C.A	Président
M <sup>r</sup> Y.DERNOUNI	M.A.A	Membre
M <sup>r</sup> A.HACHEMI	M.C.B	Membre
M <sup>mer</sup> C.SALHI	M.A.A	Membre
M <sup>me</sup> W.MOKRANE	MAA	promotrice

**Septembre-2017**

# REMERCIEMENT

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

*Mes remerciements à ma mère et mon père... Je remercie fortement ma promotrice : M<sup>me</sup> W. Mokrane de m'avoir orientée par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*

*Par la même occasion je remercie :*

*Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.*

*Mes remerciements vont également à : mon frère et tous mes amis .*

*À celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider, et m'encourager*

*Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.*

*Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

*BEAUJOURNE*

# DÉDICACE

## Je Dédie ce modeste travail

*Spécialement à ma très chère mère pour ces Sacrifices, son amour, son*

*Aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce*

*Que je suis devenu aujourd'hui.*

*À mon très cher père ;*

*À mon très cher frère*

*À mon grand père et ma grand mère*

*À mes oncles maternelle et paternelle ;*

*À mes tantes maternelle et paternelle;*

*et tous le groupe de 5<sup>eme</sup> année*

*À tout mes ami (es) de l'école.*

## ملخص:

لتلبية الحاجيات من المياه الصالحة للشرب مع مراعاة عدم الإسراف في الموارد المتاحة، ركزت في مشروع نهاية الدراسة على التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمنطقة المرجة ولاية الجزائر على فرضيات محددة و ذلك باستبدال الشبكة القديمة الفرعية بشبكة حلقيه مع الأخذ بعين الاعتبار العناصر الحالية والمستقبلية لإيصال التدفقات التي نحتاجها لأفاق الدراسة (2042), اعتمادا على الأنابيب البلاستيكية.

## Résumé :

Pour satisfaire les besoins en eau potable tout en évitant le gaspillage des ressources disponibles, notre objectif consiste à faire une étude d'alimentation en eau potable de la zone d'EL MERDJA(W .ALGER). Celle-ci est basée sur les hypothèses précises telles que remplacer les anciennes branches du réseau existant par un réseau maillé et prendre compte des éléments actuels et prospectifs rationnels déterminés afin de véhiculer les débits nécessaires à l'horizon d'étude (2042). Précisons que les conduites utilisées sont en polyéthylène haute densité (PEHD).

## Abstract:

To satisfy the needs in potable water and avoid the wasting of the available resources our project aims at studying drinking water supply in the district of EL MERDJA (W.ALGIERS), by replacing the existing network branches with a mesh network. The study takes into account the current given elements and rational perspectives to convey the necessary flows to the horizon of (2042), while using high density polyethylene conduits (PEHD).

# Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

## Chapitre I

### Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I.Présentation de la zone d'étude.....	2
I.1.Situation géographique .....	3
I.2.Situation climatique.....	3
I.3.Situation géologique .....	4
I.4.Situation topographique.....	4
I.5.la sismicité.....	5
I.6.Les caractéristiques hydrogéologiques.....	5
I.7.La situation hydraulique.....	5
Conclusion.....	6

## Chapitre II

### Estimation des besoins

Introduction.....	7
II.1.Estimation de la population future.....	7
II.2.Le calcul de la consommation moyenne journalière.....	8
II.3.Besoins en eau par catégorie.....	8
II.4.Etude des variations de la consommation.....	12
II.5.Détermination des débits journaliers.....	14
Conclusion.....	19

## Chapitre III

### Etude de l'adduction

Introduction.....	20
III.1. Choix du tracé.....	20
III.2. Choix du type de conduite.....	21
III.3. Dimensionnement de la conduite d'adduction.....	22
III.4. Equipement en ligne.....	25
Conclusion.....	27

## Chapitre IV

### Etude du stockage

Introduction.....	28
IV.1. Fonctions technique des réservoirs existants.....	28
IV.2. Fonctions économiques des réservoirs.....	28
IV. 3. Classification des réservoirs .....	28
IV.4. Emplacement des réservoirs .....	29
IV.5. Calcul de la capacité total nécessaire pour la ville d'EL MERDJA .....	30
IV.6. Entretien des réservoirs.....	32
IV.7. Hygiène et sécurité .....	32
Conclusion.....	33

## Chapitre V

### Etude du réseau de distribution

Introduction.....	34
V.1. Les différents types de réseaux.....	34
V.2. Conception d'un réseau.....	35
V.3. Principe du tracé du réseau maillé.....	35

V.4. Calcul hydraulique du réseau maille.....	36
V.5. Simulation par le logiciel EPANET.....	43
V.6.Équipement du réseau de distribution.....	51
Conclusion.....	52

## Chapitre VI

### Protection des conduites contre le coup de bélier

VI. I.1.Généralités.....	53
VI. I.2.Interprétation physique du coup de bélier .....	53
VI. I.3.Moyen de protection contre le coup de bélier.....	54
VI.4 I.Etude du coup de bélier.....	55
VI. I.5.1.Calcul du temps d'aller retour de l'onde.....	57
VI. I.5.2.Calcul du coup de bélier.....	57

### Protection des conduites contre la corrosion

Introduction.....	58
VI. II.1.Les facteurs de la corrosion.....	58
VI. II.2.La corrosion électrochimique.....	59
VI. II.3.Mécanisme de la corrosion.....	59
VI. II.4.Fonctionnement d'une pile de corrosion.....	59
VI. II.5.Protection contre la corrosion externe.....	61
VI. II.6.Corrosion interne des canalisations.....	62
Conclusion.....	63

## Chapitre VII

### Organisation du chantier

Introduction.....	64
-------------------	----

VII.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.....	64
VII.2.Excavation des tranchées.....	64
VII.3.Pose des conduites.....	65
VII.4.Epreuve de joint et de la canalisation.....	66
VII.5.Remblaiement de la tranchée.....	66
VII.6.Calcul des volumes des travaux de réseau et l'adduction.....	66
VII.7.Devis total de projet.....	69
Conclusion.....	70
Conclusion générale .....	71

# Liste Des Tableaux

Tableau I.1	:	Températures moyennes mensuelles.....	4
Tableau I.2	:	Pluies moyennes mensuelles.....	4
Tableau II.1	:	Besoins domestiques .....	9
Tableau II.2	:	les besoins de administratifs .....	9
Tableau II.3	:	Les besoins scolaires .....	10
Tableau II.4	:	Les besoins sanitaires .....	10
Tableau II.5	:	Evaluation des besoins socioculturels.....	10
Tableau II.6	:	Les besoins commerciaux .....	11
Tableau II.7	:	Evaluation des besoins d'arrosage .....	11
Tableau II.8	:	Récapitulation des besoins en eaux de la ville .....	12
Tableau II.9	:	$\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitants .....	13
Tableau II.10	:	$\beta_{\min}$ en fonction du nombre d'habitants .....	14
Tableau II.11	:	Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau II.12	:	Variation des débits horaires .....	17
Tableau IV	:	Détermination de la capacité de réservoir .....	31
Tableau V.1	:	Récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe .....	38
Tableau V.2	:	Calcul de débits aux nœuds : cas de pointe .....	38
Tableau V.3	:	Calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie.....	40
Tableau V.4	:	Calcul des diamètres .....	41
Tableau V.5	:	Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques cas de pointe.....	44
Tableau V.6	:	Résultat au niveau des nœuds .....	45
Tableau V.7	:	Résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques cas de pointe + incendie.....	46
Tableau V.8	:	Résultat au niveau des nœuds .....	48
Tableau V. I.1	:	Valeurs du coefficient $k_m$ .....	61
Tableau VII.1	:	Calcul du volume du lit de pose .....	67
Tableau VII.2	:	Calcul du volume à excaver .....	68
Tableau VII.3	:	Calcul du volume du remblai .....	69
Tableau VII.4	:	Frais des travaux .....	69
Tableau VII.5	:	Frais de pose des conduites .....	70
Tableau VII.6	:	Frais total .....	70



# Liste des figures

Figure I.1	: Localisation de la commune de Rouïba.....	03
Figure I.2	: Coupe interprétative de la Mitidja dans le bassin du Mazafran.....	05
Figure II.1	:Tracée du graphique de consommation.....	18
Figure II .2	:La courbe de consommation totale.....	18
Figure V.5.1	:Schéma des vitesses et pressions pour le ca de pointe.....	49
Figure V.5.2	:Schéma des débits et pressions pour le cas de pointe.....	49
Figure V.5.3	: Schéma des vitesses et pressions pour le ca de pointe+incendie..	50
Figure V.5.4	: Schéma des débits et pressions pour le cas de pointe +incendie..	50
Figure VI. II.1	: le fer est protéger, Le Mg est attaqué .....	60
Figure VI. II.2	: corrosion par formation de pile.....	61
Figure VI. II.3	: protection cathodique par anode réactive.....	61
Figure VI. II.4	: schéma de protection par soutirage de courant.....	62

# *Liste Des Planches*

- 1- Plan de masse avec réseau d'aep de la ville d'EL MERDJA
- 2- Levée topographique avec réseau d'aep de le ville d'EL MERDJA.
- 3- Profil en long du tronçon(N1-N1)du reseau de la ville d'EL MERDJA.
- 4- Profil en long du tronçon de l'adduction de la ville D'EL MERDJA.

## **Introduction générale**

L'existence de la vie est tributaire de la disponibilité des ressources en eau, c'est pourquoi on disait que "L'eau, c'est la vie".

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile, en tant raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré et des techniques industrielles modernes.

Devant de telles situations il est impératif de concevoir un réseau d'eau potable de standard international en utilisant des outils de travail puissant tel que Epanet, Autocad, Surfer...etc. Pour avoir un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande et de pallier aux pertes et aux gaspillages.

C'est dans ce cadre que s'inscrit mon mémoire de fin d'étude "alimentation en eau potable de la zone d'EL MERDJA".

Dans un premier temps (chapitre I), il est nécessaire de savoir la situation de la ville de Tiaret tel que la situation géographique, topographique, hydraulique, Géologique, hydrogéologique ...etc.

Le Chapitre II : Décrit précisément les besoins en eau de l'agglomération ainsi la consommation moyenne journalière de l'agglomération. Après on passera directement à la détermination des débits horaire pour tracer le graphique de consommation.

Le chapitre III : Etude consiste à déterminer le diamètre optimal de l'adduction, en se basant sur la loi de DARCY-WEISBACH.

Le chapitre IV: Décrit précisément le calcul de la capacité de réservoir

Le chapitre V : Une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer des diamètres adéquats pour le dimensionnement de réseau de distribution.

Le chapitre VI : A travers ce chapitre nous avons vu comment protéger les conduites contre les phénomènes de coup de bélier et la corrosion .

Enfin, on passe à la réalisation du chantier.

## **Introduction :**

Se propose dans cette introduction de donner une représentation générale de la zone d'EL MERDJA.

L'objet de cette étude est de collecter l'ensemble des données de base nécessaires et utiles pour l'élaboration de distribution d'eau potable de la ville. Et aussi pour précise l'aperçu général sur les caractéristiques de la commune et qu'est les situations de la ville pour connaître comment alimenter en eau potable. Ces situations sont :

- La situation géographique ;
- La situation climatique;
- La situation topographique ;
- La situation géologique ;
- La sismicité;
- Les caractéristiques hydrogéologiques ;
- La situation hydraulique ;

## **I. Présentation de la zone d'étude :**

### **I.1. La situation géographique :**

la zone d'EL MERDJA est une partie de la commune de Rouïba qui se trouve au niveau de chef-lieu de la daïra de Rouïba, exactement dans la partie sud-ouest de cette daïra :

Elle est limitée :

- Au Nord par la commune Rouïba;
- Au Sud par la commune de Haouch Rouïba;
- A l'Est par la commune de la zone industrielle Rouïba ;
- A l'Ouest par la commune d'EL Hamiz



Figure I.1 : Localisation de la commune de Rouïba (W.Alger)

## I.2. Situation climatique :

### I.2.1. climat :

Le climat de la commune de Rouïba est un climat méditerranéen, chaud et sec en été, doux et humide en hiver.

### I.2.2. Température :

La température de la région est maximale en été et elle atteint son pic au mois de Juillet et Aout, et elle est minimale en hiver, ou la température moyenne annuelle est environ 18°C

Tableau I.1 :Températures moyennes mensuelles : (2001-2016)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
T(C°)	23.7	21.1	15.7	12.5	11.8	11.4	13.8	15.7	18.6	22.9	25.7	26.3

Source : (ONM)

### **I.2.3. la pluviométrie de la région :**

La pluviométrie moyennes mensuelles est représentée par le tableau ci-dessous :

Tableau I.2 :Pluies moyennes mensuelles : (2001-2015)

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
P(mm)	28.3	58.8	89.6	91.9	81.4	72.7	55.0	58.4	41.9	8.5	4.5	8.2

Source : (ONM)

La pluie moyenne interannuelle est de 559.2(mm), elle est proche de la pluie moyenne interannuelle pour la wilaya d'ALGER(600mm) .

### **I.2.4. les vents :**

les vents de cette région ont une vitesse moyenne mensuelle qui varie entre 2 et 2.7m/s, et une vitesse moyenne annuelle de 2.5m/s .

les vents dominants de cette région proviennent en général du secteur Nord-Est et Ouest .

L'intensité des vents est considérée moyenne par rapport a l'intensité dans de la wilaya d'ALGER .

### **I.3.La situation géologique :**

la constitution géologique est consistée de trois entités lithologiques, parmi ces entités il y'a deux qui forment des réservoirs aquifères :

- Alluvions d'âge quaternaire .
- Grés et grés calcaire de l'Astien .
- Marne séparant les deux entités précédentes .

### **I.4.La situation topographique :**

La topographie de site est caractérisée par un relief pratiquement plat, et une pente qui est entre 0% et 0,2% , ce qui facilite l'installation du réseau .

**I.5. La sismicité :**

La zone d'étude est caractérisée par une sismicité continue . Ces séismes sont superficiels et causent des dégâts surtout dans la frange littorale selon le zonage sismique réalisé par le CRAAG .

**I.6. Les caractéristiques hydrogéologiques :**

L'horizon aquifère de Rouïba correspond essentiellement à la tranche comprise entre 20 m et 60m . Le niveau statique moyen se situe à 10 m de profondeur.

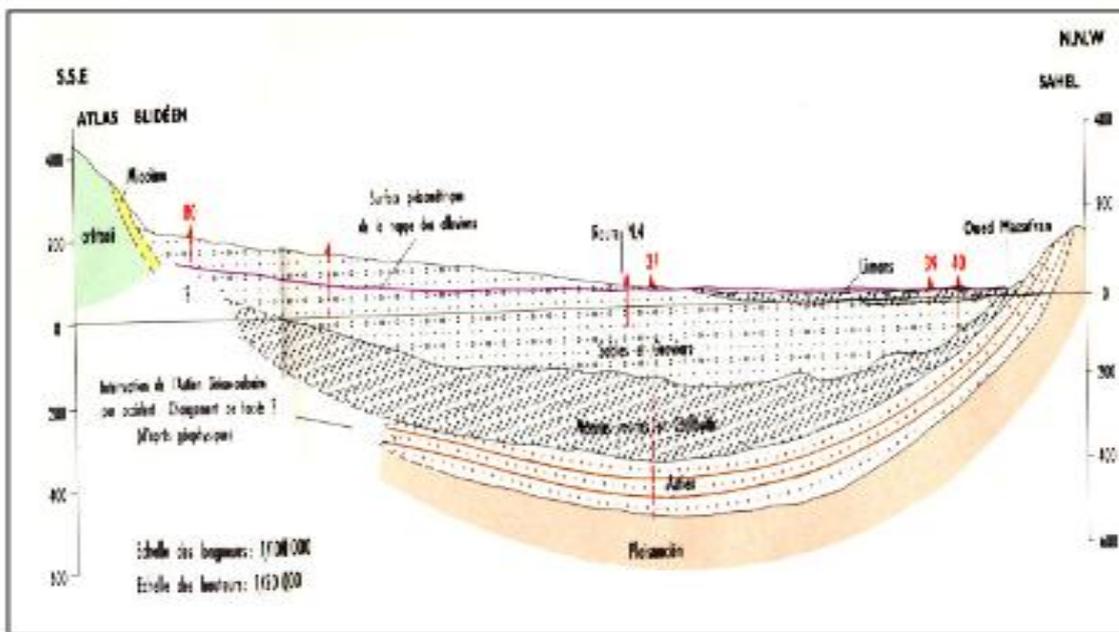


Figure I.2: Coupe interprétative de la Mitidja dans le bassin du Mazafran (Achie 1971)

**I.7. La situation hydraulique :**

Selon la DRE de la WILAYA d'ALGER L'agglomération de la zone d'EL MERDJA est desservie actuellement par un réservoir R1000 m3 alimenté par un forage (DBS1), un débit d'exploitation est de 30,76 l/s, ces débits est à prendre en considération pour notre balance « source – besoin ».

Il y'a un Système de production et de distribution.

### **I.7.1. Système de production :**

Selon la DRE de la WILAYA d'ALGER le système de production alimentant la zone d'EL MERDJA est constitué d'un DBS1 mobilisant un débit d'exploitation DBS1: 30,76 l/s

Par le biais de la station de reprise, un transfert de 2214.5 m<sup>3</sup>/j soit 30,76 l/s est destiné pour EL MERDJA tous les jours.

### **I.7.2. Réseau de distribution :**

Selon la DRE de la WILAYA d'ALGER le réseau est alimenté directement à partir du réservoir 1000 m<sup>3</sup> implanté à la cote 59.85 NGA au moyen d'une conduite Ø 315 PEHD .

Le réseau de distribution alimentant la zone d'EL MRDJA est du type maillé .

### **I.7.3. Stockage**

L'agglomération d'EL MERDJA dispose d'un stockage de 1000 m<sup>3</sup> jouant le rôle d'alimentation implanté à la cote 59,85 NGA. Ce réservoir en béton armé de forme circulaire.

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la ville, connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de la zone d'EL MEDJA .

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui la conception d'un nouveau réseau de distribution pour la zone d'EL MEDJA afin de résoudre tous les problèmes de l'agglomération .

## **Introduction :**

Pour estimer les besoins en eau de l'agglomération nous avons besoins de calculer l'estimation de la consommation pour chaque catégorie de consommateur, par l'utilisation des normes unitaire et le nombre de consommateur pour chaque catégorie .

Cette estimation des besoins dépend de plusieurs facteur( l'évolution de nombre d'habitant, des équipements sanitaires, et de niveau de confort .....) .

L'estimation est influencée aussi par la période de la journée .

### **II.1. Estimation de la population future :**

La population de la ville était en 2008 de 5370 habitants .

Etant donné que la ville est en pleine extension, nous travaillons pour un horizon de 25 ans

$$P_n = P_0 \cdot (1+T)^n$$

Avec :

- $P_n$  : population située à l'horizon prévu ;
- $P_0$  : population de base ou de l'année de référence ;
- $n$  : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ;
- $T$  : le taux d'accroissement annuel de la population en (%) dépend de plusieurs facteurs :
  - Du niveau de vie de la population ;
  - Du développement socioculturel ;

Le taux d'accroissement national varie de 2,8 à 4%, d'après l'A.P.C de Rouïba ce taux est de 3,5%.

On calcul le nombre d'habitants de l'année 2017 :

$$P_{2017} = 7319 \text{habitants}$$

Et on calcul le nombre d'habitants pour l'horizon de calcul, après on lui ajoute le nombre d'habitants des immeubles qui sont en train d'être réalisés en considérant que chaque appartement va être habité par 5 personne, donc pour un nombre d'appartement de 194, on ajoute un nombre d'habitant de 970 :

$$P_{2042} = 18267 \text{ habitants}$$

## **II.2. Le calcul de la consommation moyenne journalière :**

La consommation moyenne journalière se calcul par :

$$Q_{\text{moy},j} = (Q_i \cdot N_i) / 1000 \quad [\text{m}^3/\text{j}]$$

Avec :

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

## **II.3. Besoins en eau par catégorie :**

### **II.3.1. Besoins domestiques :**

Cette catégorie dépend essentiellement de développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 80 à 100  $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$  et de 150 à 200  $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$  pour les grandes agglomérations.

l'agglomération de notre projet est grande, les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 150  $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ .

Tableau II.1 : Besoins domestiques :

<b>Horizon</b>	<b>Population</b>	<b>Dotation (l/j/hab)</b>	<b>Q<sub>moy,j</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>
2017	7319	150	1097.85
2042	18267	150	2740.05

**II.3.2. Besoins administratifs :**

Tableau II.2 : Les besoins administratifs.

<b>Equipement</b>	<b>Unité</b>	<b>Nombre</b>	<b>Dotation (l/j/unité)</b>	<b>Q<sub>moy,j</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>
Siège A.P.C	employé	30	15	0.45
Annex A.P.C	employé	20	15	0.30
Sonalgaz	employé	10	15	0.15
Banque	employé	50	15	0.75
Service agricole	employé	10	15	0.15
ETHR	employé	10	15	0.15
S.A.P	employé	10	15	0.15
CASORAL	employé	20	15	0.3
Gendarmerie	agent	40	25	1
Total				3.4

**II.3.3. Besoins scolaires :**

Les besoins scolaires seront calculés en prenant la dotation égale à 15 l/j/unité .

Le tableau N°II.3.3 résume les résultats.

Tableau II.3 : Les besoins scolaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Ecole primaire	élève	400	15	6
C.E.M	élève	320	15	4.8
Lycée	élève	200	15	3
Crèche	enfant	110	15	1.65
Total				15.45

**II.3.4. Besoins sanitaires :**

Tableau II.4 : Les besoins sanitaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Centre de santé	Patient	50	20	1
Polyclinique	Patient	100	20	2
totale				3

**II.3.5. Besoins socioculturels :**

Tableau II.5 : évaluation des besoins socioculturels

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Mosquée	fidèle	2000	20	40
Stade	unité	1	10000	10
Total				50

**II.3.6. Besoins commerciaux :**

Tableau II.6 : Les besoins commerciaux

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Marché	m <sup>2</sup>	400	5	2
Restaurant	repas	4500	30	135
Cafés	client	900	10	9
Boutique	m <sup>2</sup>	1120	3	3.36
Hôtel	lit	60	150	9
Boulangerie	unité	8	500	4
Boucherie	unité	10	50	0.5
Douche publique	unité	1	28000	28
Toilette publique	unité	3	14	0,04
Abattoir	unité	1	5000	5
Station service	unité	1	6000	6
Total				202

**II.3.7. Besoins d'arrosage :**

Tableau II.7 : évaluation des besoins d'arrosage

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoy,j (m3/j)
Jardin publique	m <sup>2</sup>	400	5	2

**II.3.8. Récapitulation des besoins en eaux :**

Les différents types des besoins en eau de la ville sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau II.8 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Categorie des besoins	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
Domestiques	2740.05
Administratifs	3.4
Scolaires	15.45
Sanitaires	3
Commerciaux	202
Socioculturels	50
Arrosage	2
Total	3015.9

pour prendre compte des fuites ,on va majorer le  $Q_{moy,j}$  dans le reste de l'étude :  
 $Q_{moy,j} = 1.15 Q_{moy,j} = 3468.29 \text{ m}^3/\text{j}$

#### **II.4. Etude des variations1 de la consommation :**

Au sein d'une agglomération, le débit d'eau appelée à la consommation varie dans le temps, cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuel ou annuel et dépend du mode de vie de la population

Par ailleurs, il faut noter l'existence de fuite et gaspillage occasionnée au niveau du réseau en fonction de l'état de ce dernier pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation liée à tous les facteurs, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficients d'irrégularité.

##### **II.4.1Variation des débits de consommation dans le temps :**

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

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

### II.4.2. Coefficient d'irrégularité maximale ( $K_{max,j}$ ) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j}$$

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

La valeur de  $K_{max,j}$  varie entre **1,1** et **1,3**. Pour notre cas on prend  **$K_{max,j} = 1,3$**

### II.4.3. Coefficient d'irrégularité minimale ( $K_{min,j}$ ) :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j}$$

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

### II.4.4. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ( $K_{max,h}$ ) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré de confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :  $\alpha_{max}$  et  $\beta_{max}$  ; tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max}$$

Avec :

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

Tableau II.9 :  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants

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 a un nombre d'habitants de **18267 hab**, donc  $\beta_{\max} = 1,3$ , d'où la valeur de  $K_{\max,h}$  sera :

$$K_{\max,h} = 1,2 \cdot 1,3 = 1,56$$

$$K_{\max,h} = 1,56$$

#### II.4.5. Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{\min,h}$ ) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min}$$

Avec :

- $\alpha_{\min}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend  $\alpha_{\min} = 0,4$ .
- $\beta_{\min}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°IV-2 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau II.10:  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitants

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

Donc pour notre cas on prend  $\beta_{\min} = 0,4$  ; d'où la valeur de  $K_{\min,h}$  sera :

$$K_{\min,h} = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16$$

$$K_{\min,h} = 0,16$$

#### II.5. Détermination des débits journaliers :

##### II.5.1. Consommation minimale journalière ( $Q_{\min,j}$ ) :

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

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \cdot Q_{\text{moy},j}$$

On prend  $K_{\min,j} = 0,8$  d'où  $Q_{\min,j} = 0,8 \cdot 3468,29 = 2774,63 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{\min,j} = 2774,63 \text{ m}^3/\text{j}$$

##### II.5.2. Consommation maximale journalière ( $Q_{\max,j}$ ) :

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

Ce débit est donné ainsi :  $Q_{\max,j} = K_{\max,j} \cdot Q_{\text{moy},j}$ , avec :

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

$$Q_{\max,j} = 1,3 \cdot 3468,29 = 4508,78\text{m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\max,j} = 4508,78\text{m}^3/\text{j}$$

### **II.5.3.Détermination des débits horaires :**

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

#### **II.5.3.1.Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j}/24 \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

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

Donc :  $Q_{\text{moy},h} = 4508,78/24 = 187,87\text{m}^3/\text{h}$  .

$$Q_{\text{moy},h} = 187,87\text{m}^3/\text{h}$$

#### **II.5.3.2.Détermination du débit maximum horaire :**

Le débit horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max,h} = \frac{K \cdot Q_{\max,j}}{100} (\text{m}^3/\text{h})$$

Les résultats de la répartition horaire sont portés dans le tableau **II.5.3.3.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :**

Le débit horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max,h} = \frac{K \cdot Q_{\max,j}}{100} (\text{m}^3/\text{h})$$

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau II.5.3.3.1:

Tableau II.11: répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures	Nombre d'habitants				
(h)	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

**Remarque :**

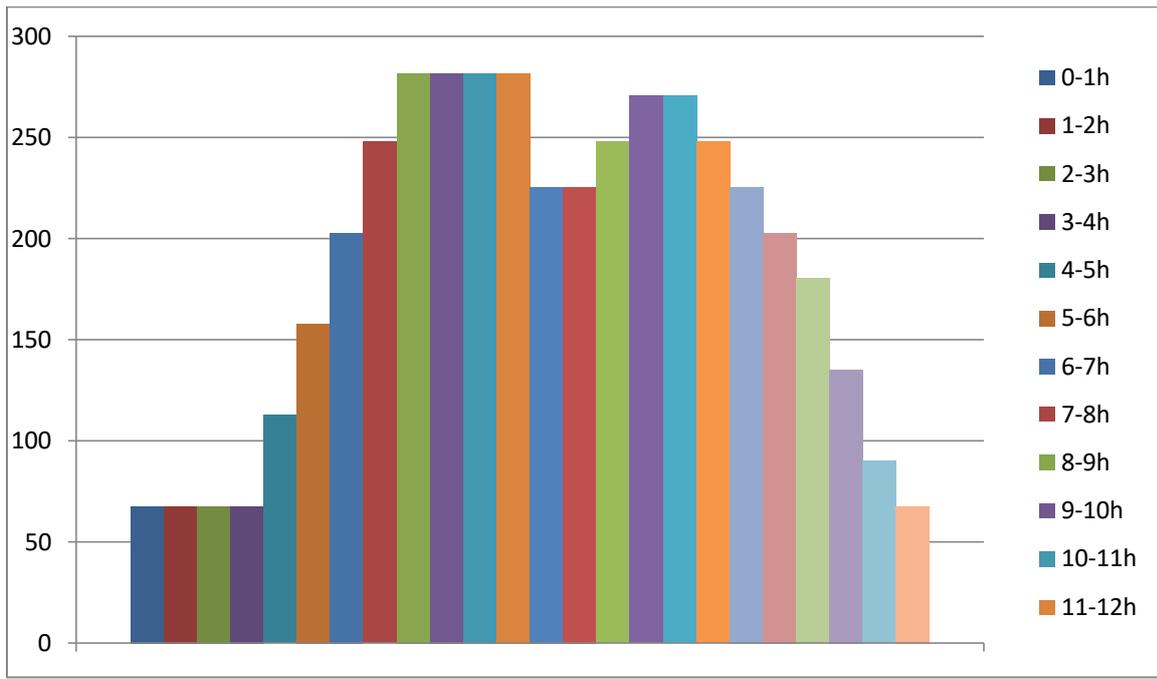
Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas on choisie la répartition variant entre 10001 et 50000 hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année 2042 sera 18267 hab.), dont la partition est indiquée dans le tableau II.5.3.3.2:

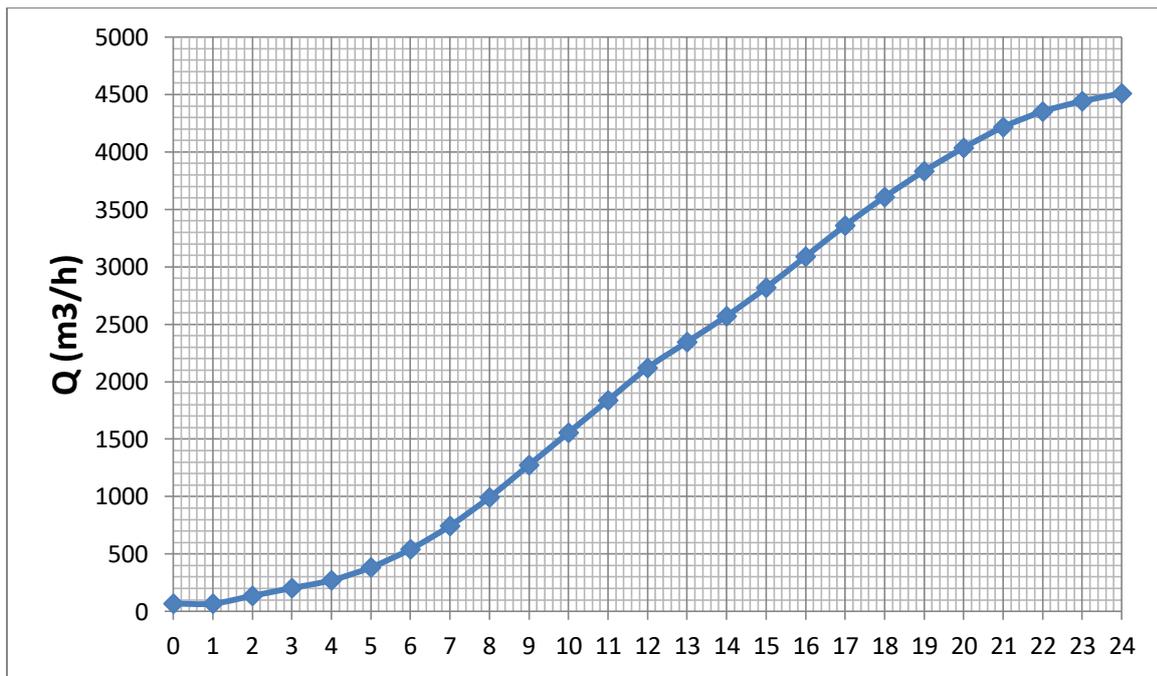
Tableau II.12: variation des débits horaires

Heures	Consommation total $Q_{max} \cdot j = 4508.78 \text{ m}^3/\text{J}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	$\text{M}^3/\text{h}$	%	$\text{M}^3/\text{h}$
0-1	1.5	67.63	1.5	67.63
1-2	1.5	67.63	3	135.27
2-3	1.5	67.63	4.5	202.90
3-4	1.5	67.63	6	270.54
4-5	2.5	112.72	8.5	383.26
5-6	3.5	157.81	12	541.08
6-7	4.5	202.90	16.5	743.98
7-8	5.5	247.99	22	991.98
8-9	6.25	<b>281.81</b>	28.25	1273.79
9-10	6.25	<b>281.81</b>	34.5	1555.60
10-11	6.25	<b>281.81</b>	40.75	1837.41
11-12	6.25	<b>281.81</b>	47	2119.23
12-13	05	225.45	52	2344.68
13-14	05	225.45	57	2570.13
14-15	5.5	247.99	62.5	2818.12
15-16	06	270.54	68.5	3088.66
16-17	06	270.54	74.5	3359.20
17-18	5.5	247.99	80	3607.20
18-19	05	225.45	85	3832.65
19-20	4.5	202.90	89.5	4035.55
20-21	04	180.36	93.5	4215.91
21-22	03	135.27	96.5	4351.18
22-23	02	90.18	98.5	4441.36
23-24	1.5	67.63	100	4508.78
total	100	4508.78		

Les données du tableau sont représentées aux diagramme ci-dessous :



**Figure II.1 :Tracé du graphique de consommation**



**Figure II.2 : La courbe de consommation totale (cumulée)**

**CONCLUSION :**

En comparant le débit maximum journalier caractérisant la consommation aux débits disponibles .

On remarque que :

$$Q_{\text{source}} = 2214.5 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{max.j}} = 4508.78 \text{ m}^3/\text{j}$$

$Q_{\text{source}}$  : débit du forage DBS1.

. Le deficit est :

$$D = Q_{\text{max.j}} - Q_{\text{ressource}} = 2294.28 \text{ m}^3/\text{j}$$

On peut constater que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par la mobilisation d'autres ressources, ce qu'il sera dans notre cas la réalisation d'une autre adduction en faisant un piquage a partir de la conduite spik (système de production issere kedara ) .

## **Introduction :**

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées de la station, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

De part leur fonctionnement les adductions peuvent être classées selon leurs charges :

- Soit en adduction par refoulement ;
- Soit en adduction gravitaire.

### **III.1. Choix du tracé**

Le choix de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter.

1. Le tracé doit être le plus court possible entre le lieu de piquage et le réservoir d'accumulation par le réseau économique ;
2. Aux points hauts du tracé, peuvent se conformés des contentements d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigés ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes ;
3. Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement ;
4. Il serait préférable de suivre les accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement du matériaux ;
5. L'examen des conditions dans lesquelles, devrait être établi cette canalisation, aussi bien au point de vue technico-économique..

### **III.2. Choix du type de conduite ;**

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

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

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

- Très économiques ;
- Disponibilité sur le marché ( production locale) ;
- Résistance à des grandes pressions ( >à 20 bars) ;
- Permettre une pose simple et adéquate ;
- Réduction des pièces spéciales ;
- Les frais d'amortissement de la conduite varient dans le même sens que le diamètre de celle ci, et dans les mêmes conditions du débit véhiculé ;
- Les frais d'exploitation qui seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.

### **III.3. Dimensionnement de la conduite d'adduction :**

#### **III.3.1. Perte de charge :**

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction.

- Pertes de charge linéaires ;
- Pertes de charge singulières.

Les premières sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H = J.L$$

Où

L : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

J : Gradient de perte de charge.

La formule de DARCY- WEISBACH : 
$$j = \frac{1.1 * 8 * \lambda}{(D_{calculé})^5} \frac{Q^2}{\Pi^2 g} \quad (III.1)$$

Où :

D : Diamètre hydraulique de la conduite qui est (m) ;

V : Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (m/s) ;

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

$\lambda$ : Coefficient de frottement qui dépend de la nature du régime d'écoulement.

En régime turbulent  $\lambda$  est donné par la formule de NIKURADSE

$$\lambda = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \quad (III.2)$$

avec :

$\varepsilon$  : rugosité de la conduite en mm.

D : diamètre de la conduite (mm)

Au régime transitoire  $\lambda$  est déterminé à partir de l'abaque de MOODY.(annex n°1)

A la première approximation  $\lambda$  est donné par la formule de NIKURADSE.

### **III.3.2. Vérification du régime ( nombre de REYNOLDS) :**

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante:

$$R = \frac{VD}{\nu} \quad (\text{III.3})$$

Où :

R : Nombre de REYNOLDS ;

$v = \frac{4Q}{\pi D}$  : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

Q: le débit maximum journalier (le déficit D)

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau  $\nu=10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s à une température de 20°C.

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section ...etc.

En ca d'adduction les p.d.c singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires, les pertes de charge totale le long de la conduite sont :

$$\Delta h_t = \Delta H_L + \Delta H_S = \Delta H_L + 0,10\Delta H_L = 1,10\Delta H_L$$

$$j = \frac{1.1 * 8 * \lambda}{(D_{calculé})^5} \frac{Q^2}{\Pi^2 g}$$

### **III.3.3. Etude de la rugosité :**

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha t$$

Où :

$\varepsilon_0$  : Rugosité absolue à l'état neuf (  $10^{-4}$  pour l'acier) ;

$\alpha$  : Coefficient de vieillissement ;

Pour la zone de faible agressivité de l'eau  $\alpha = 0,03$  mm/an. Tiré de l'abaque PETER LAMONT ;

t : Temps de service en année (50 ans).

$$\varepsilon = 16 * 10^{-4} \text{ m}$$

### **III.3.4. Calcul du diamètre de la conduite d'adduction :**

#### **III.3.4.1. Méthode de calcul:**

Les étapes du calcul de diamètre sont :

.On pose une valeur de  $\lambda$  (0.021).

.On remplace la valeur de  $\lambda$  posée dans la formule de DARCY-WEISBACH pour calculer le diamètre.\*

.On utilise ce diamètre pour calculer le nombre de Reynolds, et aussi pour calculer  $\frac{\varepsilon}{D}$ .

.En projetant la valeur du nombre et de Reynolds et de  $\frac{\varepsilon}{D}$  dans le diagramme de Moody (annex n°1), nous allons trouver une nouvelle valeur de  $\lambda$ .

En répète ces procédés jusqu'à trouver que la valeur de  $\lambda$  restera la même, et on prend le diamètre associé à cette valeur de  $\lambda$ .

### **III.3.4.1. Données de base nessecaire pour le calcul du diamètre :**

Les données de base :

$$Q = 2294.28 \text{ m}^3/\text{J} = 26.55 \text{ l/s}$$

Longueur de la conduite d'adduction  $L = 4332.5 \text{ m}$  ;

Cote de trop-plein de château d'eau  $C_{tp} = 59.85 \text{ m}$

Cote piézométrique de point amont de la conduite d'adduction

$$C_{p1} = 68 \text{ m} ;$$

$$\Delta h_t = 8.15 \text{ m}$$

$$\text{Rugosité absolue } \varepsilon = 16 * 10^{-4} \text{ m}$$

Après plusieurs itérations on a trouver le diamètre calculé :

$$D_{\text{calculé}} = 234 \text{ mm}$$

Donc, pour notre conduite d'adduction on va prendre

$$D_{\text{normalisé intérieure}} = 234.6 \text{ mm} ; D_{\text{normalisé extérieure}} = 250 \text{ mm}$$

La vitesse de l'eau dans la conduite d'adduction pour le diamètre 250 mm est de : 0.62 m/s, donc elle est acceptable car elle est comprise entre 0.5 et 1.5 m/s .

### **III.4. Equipement en ligne :**

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

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations.

Les décharges servent à protéger les conduites. Elles sont placées aux points bas et sont constituées d'une canalisation piquée sur la génératrice inférieure, aboutissant à un regard maçonnerie.

### **III.4.1. Les ventouses :**

Elles sont installées aux points hauts du réseau d'adduction, les ventouses ont trois fonctions :

- De chasser en permanence l'air contenu dans les conduites ;  
Chasser l'air à grands débits au cours des opérations de remplissage des conduites ;
- De laisser pénétrer l'air à grand débit lors de vidange involontaire de la conduite afin d'éviter la mise en dépression ;

Les ventouses sont installées à la génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet et elles sont distancées de 1000 entre elle .

Le dimensionnement des ventouses se fait en prenant en compte deux paramètres :

- La pression de fonctionnement ;
- La taille de la ventouse déterminée par celle du circuit d'évacuation de l'air dépend lui-même de débit d'air qui doit être chassé au introduit dans la conduite.

### **III.4.2. Les vannes :**

#### **III.4.2.1. Robinet vanne :**

Seront placés à la fin de chaque tronçon, ce sont des vannes dites à fermeture lente, leur manœuvre n'apporte généralement pas de perturbations sensibles dans le réseau (vanne de sectionnement )

#### **III.4.2.2. Robinet papillon :**

Les robinets à papillon sont également prévues sur la ligne de notre adduction en vue de faciliter les réparations, on éventuelle ces robinets à papillons seront installées avec les vidanges. Ces

appareils permettent une fermeture beaucoup plus rapide que les robinets ordinaires.

### **III.4.3.Les joints des conduites en frites béton :**

Les joints effectués sont :

- Disposés à cheval sur les tuyaux à assemblées, une couronne plate striée en acier ; ou matte, allant dans l'intervalle de la corde goudronnée et du plomb cordé, une bague armée et bétonnée entoure l'ensemble qui est coulé sur le chantier de pose. Tout cet ensemble peut aussi être remplacé par joint GIBLAULT spécial.
- Ou bien le raccordement effectuer par mâle et femelle avec un anneau de joint en caoutchouc. Voir annexe.

### **Conclusion :**

D'après notre étude nous avons abouti à une conduite de diamètre  $D=250$  mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'aux réservoirs projeté de stockage  $1000\text{m}^3$  avec une hauteur géographique de 59.85N.G.A .

**Introduction :**

Les réservoirs sont des ouvrages hydraulique leurs rôle a sensiblement changé au cours du temps, servant tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle principal fut ensuite de parer à un incident survenu dans l'adduction.

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples.

**IV.1.Fonctions techniques des réservoirs existants :**

1. régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux
- 2.pompes un refoulement constant ;
- 3.sécurité d'approvisionnement ;
- 4.régulation de la pression ;
- 5.simplification de l'exploitation ;

Ils doivent être :

- 1.Etanches
- 2.Construits avec des matériaux qui ne soit pas susceptibles d'altérer l'eau
- 3.A l'abri de toute contamination d'eau susceptible
- 4.Etablir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température

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

Puisque les trois réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête, donc il y à réduction des dépenses d'énergie.

**IV.3.Classification des réservoirs :**

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :

- 1.Enterrés
- 2.Semi enterres
- 3.Surélevés

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- 1.Circulaires
- 2.Carrés
- 3.Rectangulaires

#### **IV.4.Emplacement des réservoirs :**

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème.

Lorsque les habitations d'une agglomération se trouvent pratiquement sur un terrain plat, la pression de service nécessaire n'est assurée que par un réservoir dont la cote du radier est beaucoup plus élevée que toute cote du réseau urbain.

On doit donc assurer cette pression que par un réservoir surélevé dont la cote est déterminée ainsi que son emplacement. On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau, mais ça se n'est pas vérifié pour notre château d'eau (remplissage par pompage) ;

- ▶ l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ; ce qui est vérifié pour MERDJA ;
- ▶ lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation, dans notre cas le château d'eau est placé au Est de MERDJA, la zone de la plus grande consommation.
- ▶ la cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville ;
- ▶ l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante ;

### **IV.5.Calcul de la capacité total nécessaire pour la ville d'EL MERDJA :**

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits 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 variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution.

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique.

Le volume de régulation est calculé par la formule :

$$V_r = P_{\max} \cdot Q_{\max,j} \quad (m^3) \quad (IV.1)$$

$P_{\max}$  : résidu maximal en %

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

La réserve d'incendie est par définition, la réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un sinistre moyen d'une durée de deux heures avec un débit moyen de  $60m^3/h$ , en conséquence cette réserve minimale à prévoir est de  $120 m^3$ . Le volume du réservoir serait donc :

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

$$V_{inc} = 120 m^3$$

Tableau IV: Détermination de la capacité de réservoir

Heure	Consommation horaire	$Q_{spp e} +$ $Q_{c.adduction}$	Stockage	distribution	Résidus
1	%	%	%	%	%
0-1	1.5	2.125	0.625	–	8.5
1-2	1.5	2.125	0.625	–	9.125
2-3	1.5	2.125	0.625	–	9.75
3-4	1.5	2.125	0.625	–	10.375
4-5	2.5	4.575	2.075	–	12.45
5-6	3.5	4.575	1.075	–	13.525
6-7	4.5	4.575	0.075	–	<b>13.6</b>
7-8	5.5	4.575	–	0.925	12.675
8-9	6.25	4.575	–	1.675	11
9-10	6.25	4.575	–	1.675	9.325
10-11	6.25	4.575	–	1.675	7.65
11-12	6.25	4.575	–	1.675	5.975
12-13	05	4.575	–	0.425	5.55
13-14	05	4.575	–	0.425	5.125
14-15	5.5	4.575	–	0.925	4.2
15-16	06	4.575	–	1.425	2.775
16-17	06	4.575	–	1.425	1.35
17-18	5.5	4.575	–	0.925	0.425
18-19	05	4.575	–	0.425	0
19-20	4.5	4.575	0.075	–	0.075
20-21	04	4.575	0.575	–	0.65
21-22	03	4.575	1.575	–	2.225
22-23	02	4.575	2.575	–	4.8
23-24	1.5	4.575	3.075	–	7.875
Somme	100	100			

Alors le volume du réservoir sera :

$$V_T = \frac{13.6 \times 4508.78}{100} = 613.19 \text{ m}^3$$

$$V_T = 613.19 + 120 = 733.19 \text{ m}^3$$

$$V_T = 733.19 \text{ m}^3$$

On prend  $V_T = 740 \text{ m}^3$

**Remarque :**

La capacité du château d'eau est de  $1000\text{m}^3$ , au niveau de la ville de MEDJA, alors que le volume régularisé d'après les calculs est estimé à  $V_T = 740\text{ m}^3$

Donc le stockage est assuré pour la ville de MERDJA pour le long terme.

**IV.6. Entretien des réservoirs :**

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve et élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés et Remise en service ;

L'entretien au niveau du châteaux d'eau de MERDJA est existant mais il est irrégulier.

**IV.7. Hygiène et sécurité :**

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, le châteaux d'eau EST :

- couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer

L'eau ;

**Conclusion :**

La ville de MERDJA a des ouvrages de stockage d'eau suffisants jusqu'à l'an 2042 assurant les conditions hydrauliques. A cet effet il est inutile de réaliser un autre réservoir qui ne sera que gaspillage du fait que dans les calculs et par mesure de sécurité les paramètres ont été largement surdimensionnés (taux d'accroissement, débit d'incendie,...).

## **Introduction :**

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués en vue de satisfaire les consommateurs. Toute fois, une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins (domestiques, d'arrosage, industriels ou agricoles etc.....).

## **V.1. Les différents types de réseaux :**

On distingue trois types de réseaux :

- Réseau ramifié.
- Réseau étagé.
- Réseau maillé.

### **V.1.1. Le réseau ramifié :**

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) branchées tout le long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent.

C'est un réseau qui n'assure aucune distribution du retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale et que toute la population à l'aval sera privée d'eau.

### **V.1.2. Le Réseau étagé :**

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

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

### **V.1.3.Le réseau maillé :**

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés ; le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon.

Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associés à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

**NB :** Pour notre étude, nous avons choisi un réseau maillé car c'est un réseau qui présente les avantages suivants :

- une alimentation de retour
- isolation du tronçon en cas d'une panne par un simple manœuvre robinetterie.

### **V.2. Conception d'un réseau :**

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

- L'emplacement des quartiers
- l'emplacement des consommateurs
- le relief
- le souci d'assurer un service souple et précis.

### **V.3. Principe du tracé du réseau maillé :**

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple l'usine) ;
- repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;

- déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;
- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
- pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

#### **V.4. Calcul hydraulique du réseau maille :**

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau maillé s'effectuent de la manière suivante :

Tout d'abord nous déterminons

- la longueur de chaque tronçon du réseau maillé
- les débits routes pendant les heures considérées
- les débits spécifiques en considérant les débits routes
- les débits supposés concentrés aux nœuds.

##### **V.4.1.détermination des débits :**

##### **a. Le débit route :**

Il est défini comme étant le débit reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

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

Avec

$\sum Q_r$  : Le débit route global

$Q_{cons}$  : le débit consommé

$\sum Q_{conc}$  : Somme de débits concentrés

##### **b.Le débit spécifique :**

Le débit spécifique est définie comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons.

$$Q_{\text{spe}} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i}$$

$Q_{\text{spe}}$  : débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$  : somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

### **c. Le débit au nœud :**

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{\text{conc}} \text{ Avec}$$

$Q_{n,i}$  : débit au nœud i

$\sum Q_{ri-k}$  : somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

$\sum Q_{\text{conc}}$  : somme des débits concentrés au nœud.

**NB :** Ces débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution dans les deux cas : cas de pointe et cas de pointe +incendie.

### **V.4.2. Calcul des débits :**

#### **a. Cas de pointe :**

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation entre 8 heures et 12 heures.

Nous avons :

$$Q_{\text{cons}} = 281.81 \text{ m}^3/\text{h} = 78.28 \text{ l/s}$$

L'absence des débits concentrés car il n'y a pas de grands consommateurs donc :

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

$$\text{Donc } Q_{\text{route}} = Q_{\text{cons}} = 78.28 \text{ l/s}$$

$$\sum L_i = 4415.2 \text{ m}; \text{ donc } : Q_{\text{spe}} = 78.28 / 4415.2 = 0.0177 \text{ l/s/m}$$

Finalement on a donc :  $Q_{\text{spe}} = 0.0177 \text{ l/s/m}$

Tableau V.1 : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.

$Q_{\text{cons}}$ (l/s)	78.28
$Q_{\text{conc}}$ (l/s)	0 (pas d'usine)
$Q_{\text{route}}$ (l/s)	78.28
$\Sigma Li$ (m)	4415.2
$Q_{\text{spc}}$ (l/s/m)	0.0177

Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du chaque nœud du réseau

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessus.

Tableau V.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

nœuds	tançons	Longueur(m)	q SP (l/s/m)	Qtrançon (l/s)	Qnodaux(l/s)	Cote Terrain ( m)
1	1-2	200.0	0.0177	3.54	3.01	18.32
	1-19	140.2		2.48		
2	2-1	200.0		3.55	3.39	18.67
	2-3	182		3.23		
3	3-2	182		3.23	3.14	19.83
	3-4	171.3		3.04		
4	4-3	171.3		3.04	4.27	16.90
	4-5	310.3		5.50		
5	5-4	310.3		5.50	4.30	19.51
	5-6	174.6		3.10		
6	6-5	174.6		3.10	3.84	15.04
	6-7	258.4		4.57		
7	7-6	258.4		4.57	4.17	18.00
	7-8	212.5		3.77		
8	8-7	212.5		3.77	7.63	18.75
	8-9	379.3		6.71		
	8-16	270.0	4.78			
9	9-8	379.3	6.71	4.8	16.31	
	9-10	163.1	2.89			
10	10-9	163.1	2.89	4.53	15.81	
	10-11	348.6	6.17			

Suite du Tableau V.2 : calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

nœuds	tançons	Longueur(m)	q SP (l/s/m)	Qtranchon (l/s)	Qnœuds(l/s)	Cote Terrain ( m)
11	11-10	348.6	0.0177	6.17	5.24	15.59
	11-12	243.2		4.30		
12	12-11	243.2		4.30	3.96	16.74
	12-13	204.7		3.62		
13	13-12	204.7		3.62	3.31	18.05
	13-14	168.6		2.99		
14	14-13	168.6		2.99	3.10	18.47
	14-15	180.0		3.20		
15	15-14	180.0		3.21	3.52	17.75
	15-16	216.5		3.84		
16	16-15	216.5		3.84	6.55	20.60
	16-17	252.9		4.48		
	16-8	270.0		4.78		
17	17-16	252.9		4.48	4.44	18.02
	17-18	248.3		4.39		
18	18-17	248.3		4.39	3.43	17.06
	18-19	139.1		2.46		
19	19-18	139.1		2.46	2.47	18.37
	19-1	140.2		2.48		

### **b.Cas de pointe + incendie :**

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve au point le plus défavorable ou le point plus haut qui est le nœud n°9 ,

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.3 : calcul de débit aux nœuds : cas de pointe +incendie

nœuds	tançons	Longueur(m)	q SP (l/s/m)	Qtrançon (l/s)	Qconc (l/s)	Qnodaux (l/s)	Cote Terrain ( m)
1	1-2	200.0	0.0177	3.54	0	3.01	18.32
	1-19	140.2		2.48			
2	2-1	200.0		3.55	0	3.39	18.67
	2-3	182		3.23			
3	3-2	182		3.23	0	3.14	19.83
	3-4	171.3		3.04			
4	4-3	171.3		3.04	0	4.27	16.90
	4-5	310.3		5.50			
5	5-4	310.3		5.50	0	4.30	19.51
	5-6	174.6		3.10			
6	6-5	174.6		3.10	0	3.84	15.04
	6-7	258.4		4.57			
7	7-6	258.4		4.57	0	4.17	18.00
	7-8	212.5		3.77			
8	8-7	212.5		3.77	0	7.63	18.75
	8-9	379.3		6.71			
	8-16	270.0		4.78			
9	9-8	379.3		6.71	17	21.8	16.31
	9-10	163.1		2.89			
10	10-9	163.1		2.89	0	4.53	15.81
	10-11	348.6	6.17				
11	11-10	348.6	6.17	0	5.24	15.59	
	11-12	243.2	4.30				
12	12-11	243.2	4.30	0	3.96	16.74	
	12-13	204.7	3.62				
13	13-12	204.7	3.62	0	3.31	18.05	
	13-14	168.6	2.99				
14	14-13	168.6	2.99	0	3.10	18.47	
	14-15	180.0	3.20				
15	15-14	180.0	3.21	0	3.52	17.75	
	15-16	216.5	3.84				
16	16-15	216.5	3.84	0	6.55	20.60	
	16-17	252.9	4.48				
	16-8	270.0	4.78				
17	17-16	252.9	4.48	0	4.44	18.02	
	17-18	248.3	4.39				
18	18-17	248.3	4.39	0	3.43	17.06	
	18-19	139.1	2.46				
19	19-18	139.1	2.46	0	2.47	18.37	
	19-1	140.2	2.48				

### **V.4.3.répartition arbitraire des débits :**

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons donc faire la répartition arbitraire des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon.

### **V.4.4.Choix du matériau des conduites :**

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.). Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation du matériau PEHD vu les avantages qu'il présente :

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

### **V.4.5. Détermination des diamètres :**

Le dimensionnement se fait selon le débit maximal véhiculé, la détermination des diamètres est fondée sur le principe du débit limite (annex n°2):

Tableau V.4: calcul des diamètres

Tronçons	Q <sub>pte</sub> (l/s)	Q <sub>pte+inc</sub> (l/s)	Q <sub>max</sub> (l/s)	Diamètre normalisé EXT (mm)	Diamètre normalisé INT (mm)
R-1	78,28	95,28	95,28	315	277,6
1-2	56,76	43,74	56,76	315	277,6
2-3	53,37	40,35	53,37	315	277,6
3-4	50,23	37,21	50,23	315	277,6
4-5	45,96	32,94	45,96	315	277,6

suite du Tableau V.4: calcul des diamètres

Tronçons	Q <sub>pte</sub> (l/s)	Q <sub>pte+inc</sub> (l/s)	Q <sub>max</sub> (l/s)	Diamètre normalisé EXT (mm)	Diamètre normalisé INT (mm)
5-6	41,66	28,64	41,66	280	246,8
6-7	37,82	24,80	37,82	280	246,8
7-8	33,05	20,63	33,05	280	246,8
8-9	23,39	17	23,39	225	198,2
9-10	18,62	4,80	18,62	200	176,2
10-11	14,06	9,33	14,06	180	158,6
11-12	8,82	14,57	14,57	140	123,4
12-13	4,86	18,53	18,53	110	96,8
13-14	1,55	21,84	21,84	75	66
14-15	1,55	24,94	24,94	75	66
15-16	5,06	28,46	28,46	90	79,2
16-17	8,99	39,01	39,01	110	96,8
16-8	2,63	4	4	75	66
17-18	13,43	43,45	43,45	180	158,6
18-19	16,86	46,88	46,88	160	141
19-1	19,33	49,35	49,35	200	176,2

Le tableau ci-dessus montre les diamètres déterminés à partir des abaques (voir l'annexe ) (Débits en fonctions des diamètres de PEHD), Les diamètres précédents ne sont pas les diamètres définitifs du dimensionnement, car ces

derniers seront déterminés après vérification des vitesses et pressions dans le réseau.

### **V.5. simulation par le logiciel EPANET :**

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. IL calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une modulation propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).

-Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

**NB :** pour le calcul de perte de charge, nous avons utilisé la formule de Darcy-Weisbach.

Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes des pressions et des vitesses, voici les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres, dans le tableau suivant:

### **1. Cas de pointe :**

Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques.

TableauV.5 : résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques cas de pointe.

tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m)
R-1	64,5	277,6	78,32	1,29	4,42
1-2	200	277,6	56,15	0,93	2,15
2-3	364	277,6	52,80	0,87	2,15
3-4	171,3	277,6	49,69	0,82	1,92
4-5	310,3	277,6	45,47	0,75	1,64
5-6	174,6	246,8	41,21	0,86	2,42
6-7	258,4	246,8	37,41	0,78	2,03
7-8	212,5	246,8	33,28	0,70	1,64
8-9	379,3	198,2	23,36	0,76	2,49
9-10	163,1	176,2	18,61	0,76	2,91

suite du Tableau V.5 : résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques.

tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m)
10-11	348,6	158,6	14,13	0,72	2,94
11-12	243,2	123,4	8,94	0,75	4,32
12-13	204,7	96,8	5,02	0,68	4,93
13-14	168,6	66	1,75	0,51	4,70
14-15	180,8	66	-1,32	0,39	2,86
15-16	216,5	79,2	-4,80	0,98	11,98
16-17	252,9	96,8	-8,92	1,21	13,92
8-16	270	66	2,37	0,69	8,10
17-18	248,3	158,6	-13,31	0,67	2,64
18-19	139,1	141	-16,70	1,07	7,04
19-1	140,2	176,2	-19,15	0,79	3,06

**Remarque :** Le signe (-) désigne : du nœud au nœud

Résultat au niveau des nœuds :

Tableau V.6: résultat au niveau des nœuds

nœud	Altitude (m)	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
1	18,3	2,98	54,69	36,39
2	18,7	3,35	54,28	35,58
3	19,8	3,11	53,42	33,62
4	16,9	4,23	53,12	36,22
5	19,5	4,26	52,60	33,10
6	15,0	3,80	52,15	37,15
7	18,0	4,13	51,67	33,67

suite du Tableau V.6: résultat au niveau des nœuds

nœud	Altitude (m)	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
8	16,3	7,55	51,31	35,01
9	15,8	4,75	50,36	34,56
10	15,6	4,48	49,91	34,31
11	16,7	5,19	48,84	32,14
12	18,0	3,92	47,78	29,78
13	18,4	3,28	46,75	28,35
14	17,8	3,07	46,07	28,27
15	20,6	3,48	46,54	25,94
16	18,0	6,48	49,11	31,11
17	18,8	4,39	52,60	33,90
18	17,1	3,39	53,35	36,25
19	18,4	2,44	54,32	35,92

## **2 . Cas de pointe+incendie :**

Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques.

Tableau V.7: résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques cas de pointe + incendie.

tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m)
R-1	64,5	277,6	95,11	1,57	6,33
1-2	200	277,6	71,54	1,18	3,75
2-3	364	277,6	68,18	1,13	3,43

suite du Tableau V.7: résultat des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques cas de pointe + incendie.

tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (LPS)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge (m)
3-4	171,3	277,6	65,08	1,08	3,15
4-5	310,3	277,6	60,85	1,01	2,79
5-6	174,6	246,8	56,59	1,18	4,32
6-7	258,4	246,8	52,79	1,10	3,80
7-8	212,5	246,8	48,67	1,02	3,28
8-9	379,3	198,2	39,42	1,28	6,47
9-10	163,1	176,2	17,85	0,73	2,70
10-11	348,6	158,6	13,36	0,68	2,66
11-12	243,2	123,4	8,18	0,68	3,67
12-13	204,7	96,8	4,26	0,58	3,66
13-14	168,6	66	0,98	0,30	1,70
14-15	180,8	66	-2,08	0,61	6,43
15-16	216,5	79,2	-5,57	1,13	15,65
16-17	252,9	96,8	-10,35	1,41	18,28
8-16	270	66	1,70	0,50	4,45
17-18	248,3	158,6	-14,75	0,75	3,18
18-19	139,1	141	-18,14	1,16	8,18
19-1	140,2	176,2	-20,59	0,84	3,50

**Remarque :** Le signe (-) désigne : du nœud au nœud

Résultat au niveau des nœuds :

Tableau V.8: résultat au niveau des nœuds

nœud	Altitude (m)	Demande Base (LPS)	Charge (m)	Pression (m)
1	18,3	2,98	54,57	36,27
2	18,7	3,35	53,87	35,17
3	19,8	3,11	52,56	32,76
4	16,9	4,23	52,05	35,15
5	19,5	4,26	51,18	31,68
6	15,0	3,80	50,39	35,39
7	18,0	4,13	49,45	31,45
8	16,3	7,55	48,74	32,44
9	15,8	4,75	46,39	30,49
10	15,6	4,48	45,87	30,27
11	16,7	5,19	44,89	28,19
12	18,0	3,92	43,99	25,99
13	18,47	3,28	43,29	24,82
14	17,8	3,07	43,05	25,25
15	20,6	3,48	44,16	23,56
16	18,0	6,48	47,53	29,53
17	18,8	4,39	52,22	33,42
18	17,1	3,39	53,00	35,90
19	18,4	2,44	54,13	35,73

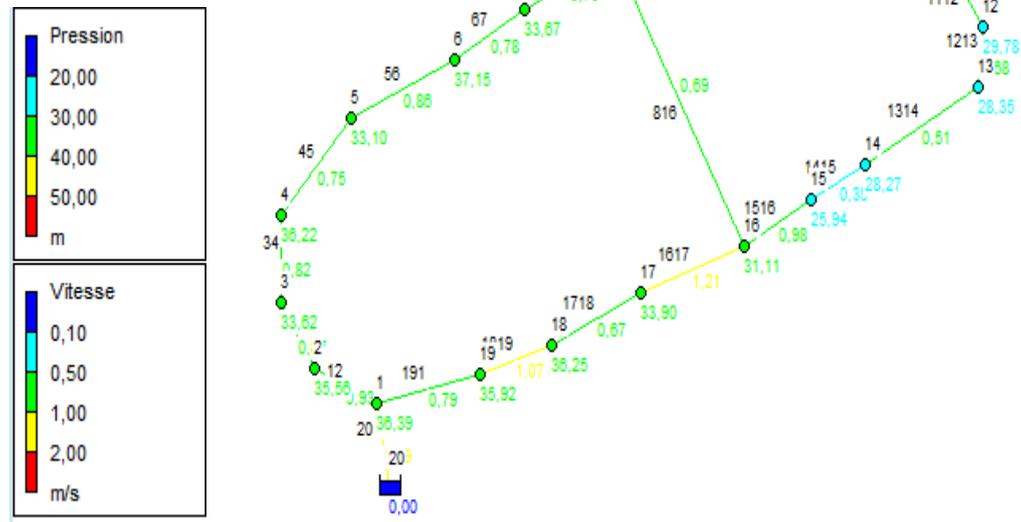


Figure V.5.1 : Schéma des vitesses et pressions pour le cas de pointe

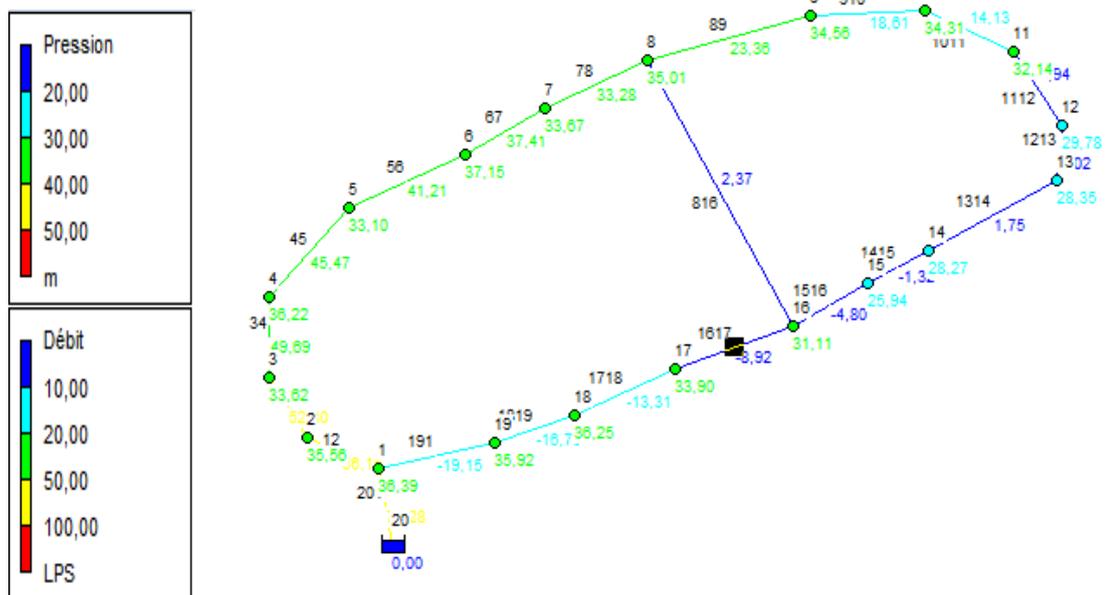


Figure V.5.2 : Schéma des débits et pressions pour le cas de pointe

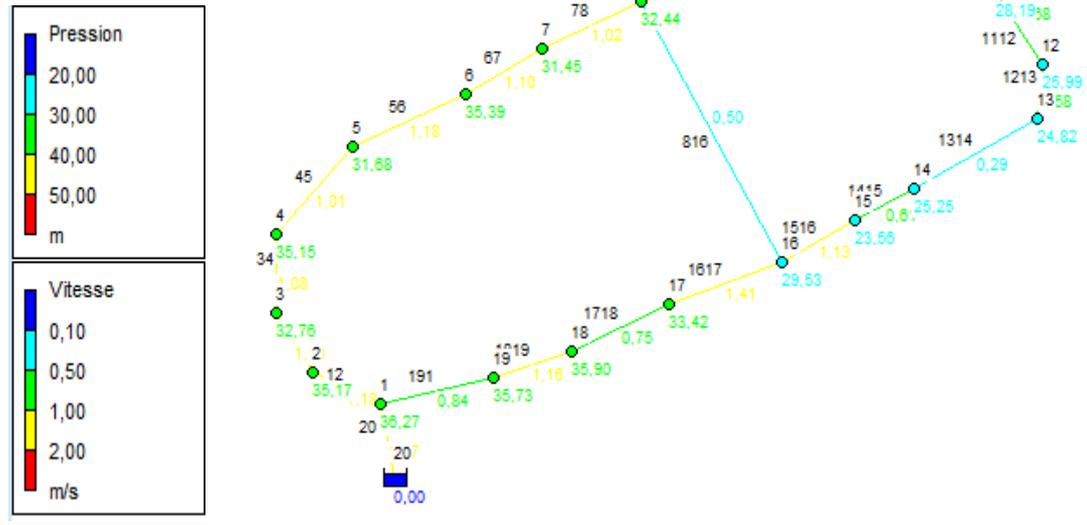


Figure V.5.3 : Schéma des vitesses et pressions pour le cas de pointe + incendie

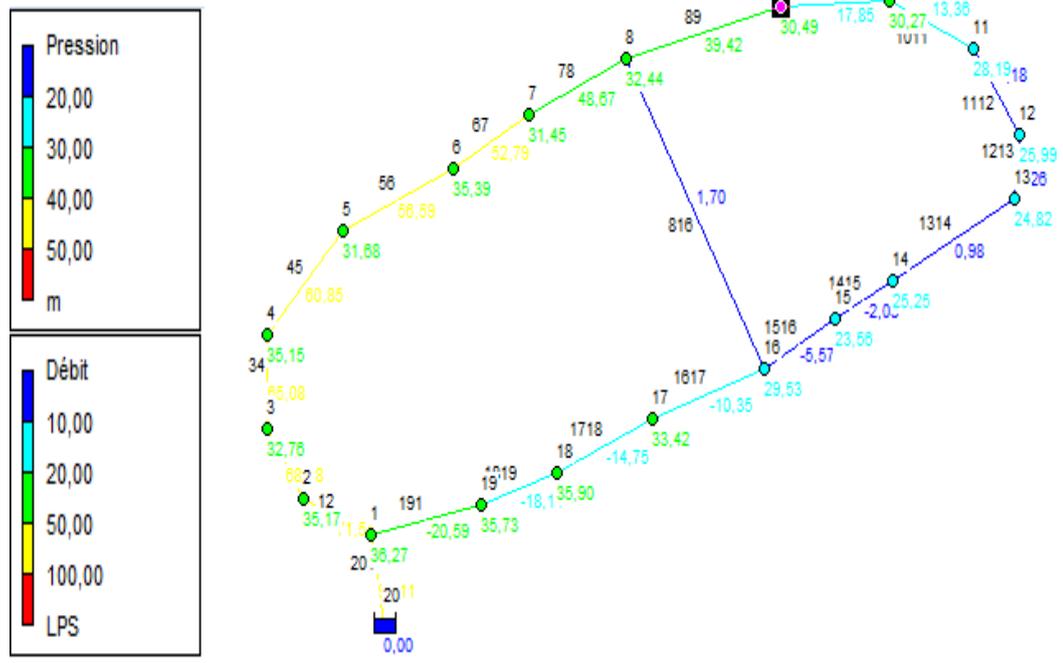


Figure V.5.4 : Schéma des débits et pressions pour le cas de pointe + incendie

**Remarque:** Les vitesses et les débits sont représentés au niveau des arcs tandis que les pressions sont représentés au niveau des neouds .

## **V.6.Équipement du réseau de distribution :**

### **V.6.1- 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 63mm et 315 mm.

### **V.6.2- Appareils et accessoires du réseau :**

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

#### **V.6.2.1- Robinets vannes :**

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

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle ci est introduite dans une bouche a clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

#### **V.6.2.2- 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).

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

#### **V.6.2.3- Clapets :**

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

#### **V.6.2.4- Ventouses :**

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le 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.6.2.5- Robinets de vidange :**

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

#### **V.6.2.6- Bouche d'arrosage :**

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

#### **V.6.2.7- pièces spéciales de raccord :**

- a) **les Tés** : ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- b) **les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.
- c) **les cônes**: ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
- d) **les croix de jonction**: ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
- e) **les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.
- f) **Les compteurs** : Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

#### **Conclusion :**

A travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau avec le logiciel EPANET qui donne un résultat très clair.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 66 mm et 277.6 mm et les pressions varient entre 25,94m et 37,15m.

## **VI. I. Protection contre le coup de bélier :**

### **VI. I.1. Généralité :**

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire qui se manifeste dans des conduites en charge à écoulement gravitaire ou en refoulement. Ce phénomène peut être provoqué par diverses causes à savoir :

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou brusque d'une vanne placée au bout d'une conduite.

Le coup de bélier est caractérisé par des surpressions et des dépressions dont leurs variations peuvent provoquer des dommages pour la conduite.

Compte tenu de ces facteurs il faut prévoir des appareils qui nous permettent d'atténuer la variation de ces pressions.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les réservoirs d'air et le chemin d'équilibre ;
- les soupapes de décharge ;
- les volants d'inertie.

### **VI. I.2. Interprétation physique du coup de bélier :**

Nous considérons dans un système analogue à notre système, c'est-à-dire une adduction par refoulement de la pompe jusqu'au réservoir avec une vitesse donnée.

Supposons qu'il se produit un arrêt brusque de la pompe ; cet arrêt provoque un phénomène oscillatoire qui peut être décrit en quatre phases :

#### **1<sup>ière</sup> phase**

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression.

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance ( $l$ ) avec une célérité ( $c$ ).

Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est  $(l/c)$ .

### **2<sup>ème</sup> phase**

La conduite reprend alors son diamètre primitif vu qu'elle a une certaine élasticité. Au bout d'une certaine période  $(l/c)$  ce qui fait au total  $(2l/c)$  depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêté par le clapet de la pompe qui s'est fermé entre temps.

### **3<sup>ème</sup> phase**

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimer, entraînant une dilatation de la conduite.

Au bout d'une nouvelle période  $(l/c)$  ce qui fait  $(3l/c)$  depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée immobile.

### **4<sup>ème</sup> phase**

Grâce à l'élasticité de la conduite, cette dernière reprend de proche en proche sa forme initiale allant du réservoir vers la pompe. au bout d'un nouveau temps  $(l/c)$  ce qui fait  $(4l/c)$  depuis l'origine, nous retrouvons dans la même situation qu'au début de l'étude du phénomène. Ce phénomène se produirait indéfiniment s'il n'est pas freiné par les pertes de charge

## **VI. I.3. Moyen de protection contre le coup de bélier :**

Nous disons qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite de refoulement ou autres.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

Mais pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

➤ **Remarque :** pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection un réservoir d'air pour la conduite de refoulement

#### **VI. I.4. Etude du coup de bélier :**

##### **V. I.4.1 Détermination de la valeur de surpression et de dépression :**

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g}$$

➤ **La surpression**

$$H_s = H_g + \Delta H_{\max}$$

➤ **La dépression:**

$$H_d = H_g - \Delta H_{\max}$$

$V_0$  : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;

$g$  : accélération de la pesanteur (9,81 m<sup>2</sup>/s)

$c$  : Célérité en (m/s).

$H_g$  : la hauteur géométrique (m).

##### **VI. I.4.2. Détermination de la célérité :**

On choisi de faire l'étude du coup de bélier avec du sol pour l'hypothèse de son raideur, c'est-à-dire que la conduite ne se déforme pas librement sous l'effet des contraintes engendrées par le coup de bélier. Pour ce faire on calculera la célérité de propagation d'onde pour une conduite mince à caractéristiques unique par la formule donnée par M. **SALAH. B**

Donc pour notre cas, on fait l'étude pour l'adduction

-Le type de matériau est l'acier, la célérité est calculée par la formule suivante  
(SALAH. B) :

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

Avec :

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

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

$E_m$  : module de Young du matériau de la conduite ;  $E_m = 2.1 \cdot 10^{11}$  pour l'acier.

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

$\nu_m$  : coefficient de poisson du matériau.  $\nu_m = 0.288$  pour l'acier.

$\nu_s$  : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.  $\nu_s = 0.33$

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m),  $e_m = 0,0077$  m

a : rayon inférieur de la conduite (m).

### -application

$$c = \frac{\left(2.07 \cdot \frac{10^9}{1000}\right)^{1/2}}{\left(\frac{2.07 \cdot 10^9 \cdot 2 \cdot 0.2346 \cdot (1 - 0.288^2)(1 - 0.33)}{(1 - 0.45^2) \cdot 0.2346 \cdot 2 \cdot 10^8 + 2.1 \cdot 10^{11} \cdot 0.0077 \cdot (1 - 0.33)} + 1\right)^{1/2}} = 1162.23 \text{ m/s}$$

On calcul la vitesse en régime permanent  $V_0 = Q/S$  tel que  $Q = 26.55$  l/s ; et  
 $S = 0.043 \text{ m}^2$

Donc  $V_0 = 0.62$  m/s et  $H_g = 59.85 - 27 = 32.85$  m

### **VI. I.5.1.Calcul du temps d'aller retour de l'onde :**

Puisque on a pas une station de pompage, on va se limiter a calculer le temps que fait l'onde pour aller jusqu'au bout de la conduite d'adduction pour qu'elle retourner jusqu'au point initiale .

$$\text{L'aller retour de l'onde fait un temps : } T = 2 \cdot \frac{L}{C} = 2 \cdot \frac{4332.5}{1162.23} = 7.46 \text{ s}$$

On propose, pour éviter l'effet du coup de bélier de choisir un temps de fermeture de la vanne inférieure à celui du temps d'aller retour de l'onde de choc.

### **VI. I.5.2.Calcul du coup de bélier :**

Dans le cas d'absence de pompage, on utilise la formule de Michoud pour le calcul de la valeur de coup de bélier .

$$\text{Formule de Michoud : } b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{VI.2})$$

Les caractéristiques de la conduite d'adduction sont représentés dans le tableau ci-dessous :

tableau VI :caractéristiques de la conduite d'adduction

Tronçon	D (mm)	L (m)	V <sub>0</sub>	C (s/m)
Piquage-réservoir	250	4332.5	0.614	1162.23

$$\text{Application numérique: } b = \frac{2 \cdot 4332.5 \cdot 0.614}{9.81 \cdot 7.46} = 72.70 \text{ m}$$

## **VI. II. Protection des conduites contre la corrosion :**

### **Introduction :**

La corrosion est une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs et Intérieurs en liaisons, le plus souvent soit avec la nature du sol, soit avec les Installations électriques à courant continu situées au voisinage des réseaux d'alimentation en eau. Soit avec la nature de l'eau transportée.

Les phénomènes de corrosion sont des réactions chimiques ou électrochimiques qui se posent à la surface de séparation métal-milieu ambiant.

En général, ce sont des réactions d'oxydation des métaux.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation.

Donc, il y a lieu d'attacher une grande importance à ce phénomène, en ce qui concerne plus particulièrement les conduites en acier, lesquelles ordinairement sont plus vulnérables, pour cela ; nous allons considérer la protection externe et interne des conduites d'adduction et de distribution.

### **VI. II .1. Les facteurs de la corrosion :**

a- **L'eau** : elle même, n'a pas un caractère corrosif, par contre certains éléments qui peuvent lui conférer, ont des effets importants sur la corrosions.

b- **PH** : une eau de pH dépend de la teneur en gaz dissous tels que  $\text{CO}_2$  et les  $\text{H}_2\text{S}$ .

On remarque dans la pratique, que si le pH de l'eau est inférieur à 10, elle a un effet corrosif envers l'acier, donc pour diminuer la corrosion on a intérêt à augmenter le pH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.

- c- **Température** : Les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion, on admet pour une variation de 30°C le taux de corrosion est multiplié par 2 jusqu'à 3.
- d- **Métal** : L'acier dans notre cas ; qui était couplé dans un milieu de potentiels différents sera constamment attaqué si une protection ne sera envisagée.

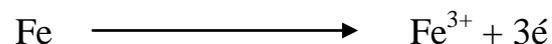
### VI. II.2. La corrosion électrochimique :

La corrosion électrochimique est caractérisée par la circulation d'un courant électronique corrosion par électrolytes.

### VI. II.3.Mécanisme de la corrosion :

La corrosion d'un métal se produit par oxydation, c'est à dire, par perte d'électrons, le métal devient alors ions positifs entre une solution et va se combiner avec un autre ion négatif rencontré dans cette solution.

La réaction d'oxydation du fer peut être schématisée de la manière suivante :



Et elle peut se poursuivre sous la forme :



### VI. II. 4. Fonctionnement d'une pile de corrosion :

La corrosion de la conduite peut être comparée à ce qui se passe dans un bac électrolyte lorsqu'on plonge deux métaux différents, on considère par exemple le fer et le magnésium. Ces deux métaux à potentiels d'équilibre différents, relier électriquement et plonger dans un électrolyte forment une pile ;

le métal dans le potentiel est plus négatif [anode] se dissout, l'autre métal [cathode] se trouve protégé, voir (figure VIII.1)

Le potentiel de magnésium est de [-1,49 volts] (anode)[1]

Le potentiel de fer est de [-0,34 volts] (cathode)

Donc :

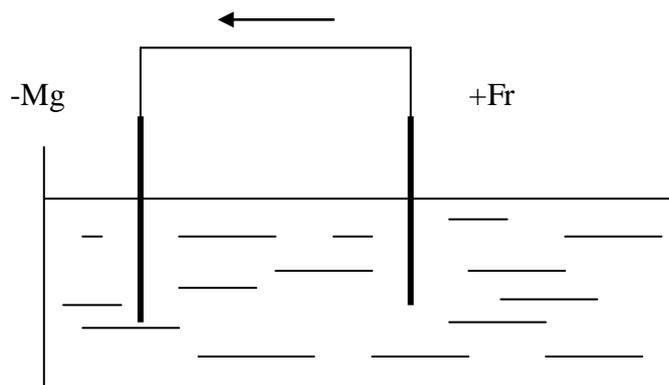
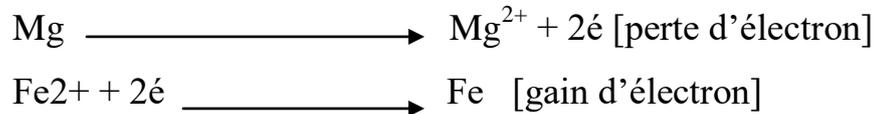


Figure VI. II.1:le fer est protégé, Le Mg est attaqué

- **Pile de concentration :** (Pile géologique)

Elle s'obtient quand on plonge deux électrodes de même métal dans un électrolyte à concentrations différentes.

En terme d'illustration nous citons l'exemple suivant :

Les terres argileuses, marécageuses, sableuses, sèches et bien aérées sont cathodiques.

Ceci représente un électrolyte à des concentrations différentes

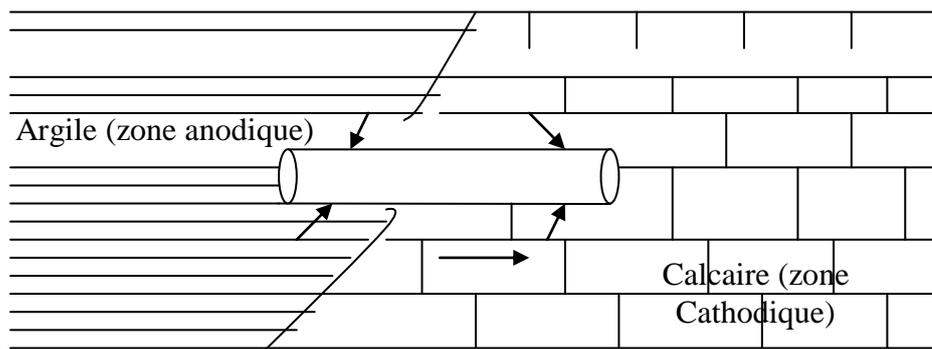


Figure VI. II.2: corrosion par formation de pile

### **VI. II .5. Protection contre la corrosion externe :**

Le dispositif qu'il faut prendre en vue d'éviter les cas de corrosion cités précédemment, est de procéder nécessairement à une protection cathodique.

Elle consiste :

- Soit à constituer, avec un métal plus électronégatif que le fer, une pile ou le fer jouera le rôle de la cathode.
- Soit à relier la conduite d'une porte, à une source d'énergie électrique extérieure et d'autre part, à une anode enfouie dans le sol et destinée à se corroder.

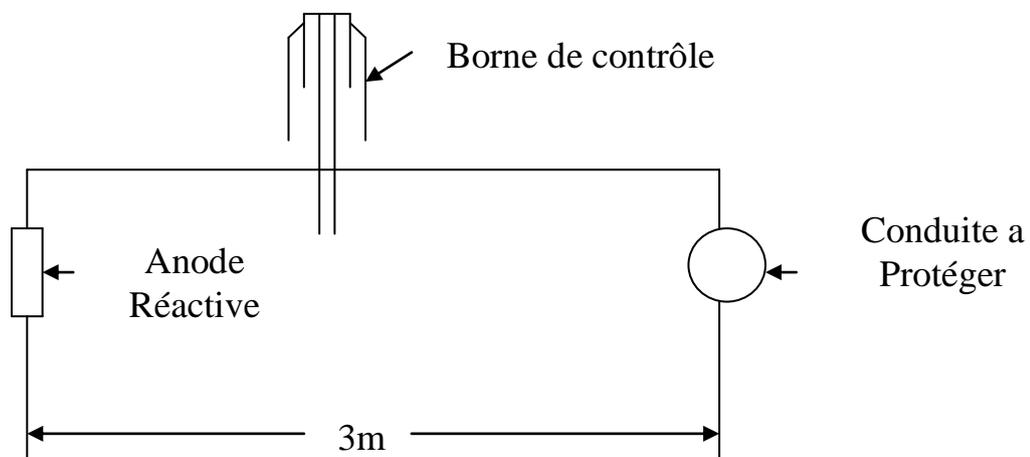


Figure VI. II.3: protection cathodique par anode réactive

- **Domaine d'application de la protection cathodique :**

Elle vise principalement les conduites en acier, la canalisation en acier avec ses joints soudés supportera facilement à la protection cathodique.

La protection des conduites par soutirage de courant est représentée dans la figure suivante.

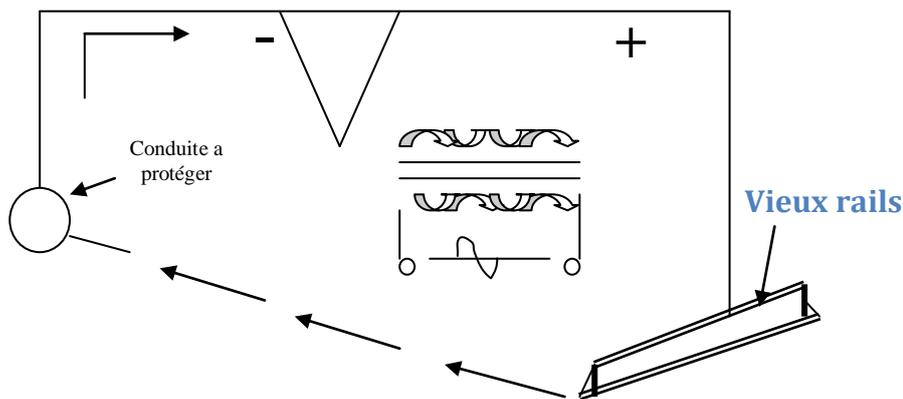


Figure VI. II.4: schéma de protection par soutirage de courant

### VI. II .6. Corrosion interne des canalisations :

Il arrive que des eaux fortement minéralisées provoquent dans la canalisation des dépôts se fixant sur les parois, surtout si la vitesse de l'eau est faible. Ces dépôts constituent alors autant de petites piles dans un milieu bon conducteur et en résulte des attaques locales du métal et notamment des perforations.

Le fer qui se présente dans l'eau même à de petites doses [0,10 mg/l] peut également être la cause de perforation en flocculant sous forme d'oxyde. Il constitue des dépôts, donc des piles très actives, et il apparaît sous chaque concrétion une diminution rapide d'épaisseur du métal de la conduite.

Il faudra prendre garde aux eaux présentant à la fois une faible résistivité [ $< 2000 \Omega\text{-cm}$ ] et une teneur en fer faible.

Ces eaux toutes capables de détériorer rapidement un réseau.

Il faut éviter toutes entrées d'air on dégagement gazeux (aspiration défectueuse des pompes), toutes les tourbillons...etc.

En vue de remédier aux inconvénients :

- Exiger un revêtement intérieur en interposant un film entre l'eau et le métal constitué d'un enduit bitumineux.
- Eviter les faibles vitesses.
- L'exécution des travaux devra être ensuite suivie attentivement, la pose de canalisations en particulier les (joints correctement exécutés).

### **Conclusion :**

A travers ce chapitre nous avons vu la description physique du phénomène de coup de bélier ainsi que la corrosion, et en fin nous avons vu comment calculer le temps d'aller retour de l'onde de choc pour éviter l'impacte de cette onde au niveau de point amont de la conduite d'adduction en choisissant un temps de fermeture de la vanne inférieure à celle d'aller retour, et on a vu les méthodes avec laquelle on peut lutter contre la corrosion des conduites .

## **Introduction :**

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes à utiliser sur les chantiers pour la réalisation d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont :

- Implantation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

### **VII.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :**

#### **a) Matérialisation :**

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacées de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixes où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités est ainsi bien déterminée.

#### **b) 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.Excavation des tranchées :**

Cette opération se divise en deux étapes :

#### **VII.2.1.Enlèvement de la couche végétale :**

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un anglodozer.

### **VII.2.2. Excavation :**

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excavée doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

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

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

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eau d'infiltrations.

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

La profondeur de la tranchée «  $H_{tr}$  »

La largeur de la tranchée «  $b$  »

### **VII.2.3. Aménagement du lit de pose des conduites :**

Avant la pose des conduites, on procèdera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable , ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

### **VII.3. Pose des conduites :**

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de

pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement.

#### **VII.4. Epreuve de joint et de la canalisation :**

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

#### **VII.5. Remblaiement de la tranchée :**

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée doit être effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu).

#### **VII.6. Calcul des volumes des travaux de réseau et l'adduction :**

##### **VII.6.1. Déblais d'excavation :**

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

Sachant que :

$$V_{exc} = S * L_{exc} = (b * h) * L_{exc}$$

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

L : distance entre deux coupes consécutives.

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

##### **VII.6.1.1. La profondeur de la tranchée :**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

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

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

D : diamètre de la conduite (m).

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

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

### VII.6.1.2. Largueur de la tranchée :

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

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

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

Tableau VII.1: calcul du volume du lit de pose

D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	S (m)	V (m3)
75	270	0,675	0,15	0,10125	27,338
90	565,9	0,690	0,15	0,1035	58,571
110	457,6	0,710	0,15	0,1065	48,734
140	243,2	0,740	0,15	0,1110	26,995
160	139,1	0,760	0,15	0,1140	15,857
180	596,9	0,780	0,15	0,1170	69,837
200	316,4	0,800	0,15	0,1200	37,968
225	379,3	0,825	0,15	0,12375	46,938
250(adduction)	4332,5	0,860	0,15	0,129	558,893
280	645,5	0,880	0,15	0,1320	85,206
315	1110,1	0,915	0,15	0,13725	152,361
Volume total					<b>1128,698</b>

**Tableau VII.2:** calcul du volume à excaver

D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	S (m)	V (m3)
75	270	0,675	1,225	0,826875	223,256
90	565,9	0,690	1,24	0,855600	484,184
110	457,6	0,710	1,26	0,894600	409,369
140	243,2	0,740	1,29	0,954600	232,159
160	139,1	0,760	1,31	0,995600	138,488
180	596,9	0,780	1,33	1,037400	619,224
200	316,4	0,800	1,35	1,080000	341,712
225	379,3	0,825	1,38	1,138500	431,833
250(adduction)	4332.5	0,860	1,40	1,204	5216.330
280	645,5	0,880	1,43	1,258400	812,297
315	1110,1	0,915	1,465	1,340475	1488,061
Volume total					<b>10396,603</b>

**VII.6.2.Remblais compacté :**

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

$$V_r = V_D - V_s - V_c$$

$V_r$  : volume du remblai

$V_D$  : volume du déblai (volume excavé)

$V_{cond}$  : volume occupé par la conduite.

$V_s$  : volume du lit de sable.

**Tableau VIII.3:** calcul du volume du remblai

D (mm)	L (m)	S <sub>cond</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>cond</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>s</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>D</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>r</sub> (m <sup>3</sup> )
75	270	0,004	1,080	27,338	223,256	194,838
90	565,9	0,006	3,395	58,571	484,184	422,218
110	457,6	0,009	4,118	48,734	409,369	356,517
140	243,2	0,015	3,648	26,995	232,159	201,516
160	139,1	0,020	2,782	15,857	138,488	119,849
180	596,9	0,025	14,923	69,837	619,224	534,464
200	316,4	0,031	9,808	37,968	341,712	293,936
225	379,3	0,040	15,172	46,938	431,833	369,723
250(adduction)	4332.5	0,049	212,293	558.893	5216.330	4445,144
280	645,5	0,062	40,021	85,206	812,297	687,070
315	1110,1	0,078	86,587	152,361	1488,061	1249,113
Volume total						8874,391

**VII.6. Devis total de projet :**

Tableau VII.4. : Frais des travaux

Travaux	Quantité (m3)	prix unitaire(DA)	prix total (DA)
Déblai	10396,603	348	3618018
remblai	8874,391	400	3549756
lit de pose	1128,698	1000	1128698
prix Total			<b>8296472</b>

Tableau VII.5. : Frais de pose des conduites

D (mm)	unité	prix unitaire DA	volume total	montant DA
75	ML	330,68	1,080	357
90	ML	387,50	3,395	1316
110	ML	577,28	4,118	2377
140	ML	936,53	3,648	3417
160	ML	1204,65	2,782	3351
180	ML	1517,24	14,923	22642
200	ML	1829,83	9,808	17947
225	ML	2360,12	15,172	35808
250(acier)	ML	3172,75	212,293	673553
280	ML	3684,96	40,021	147476
315	ML	4479,51	86,587	387867
TOTAL				1296111

Tableau VII.6. : Frais total

Désignation	Montant DA
frais des travaux	8296472
frais des conduites	1296111
Total	9592583

### **Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur un chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

On distingue un volume des travaux total de l'ordre 20399,692 m<sup>3</sup>, avec un devis de 9592583DA.

## Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'étude a été consacré à l'étude de l'alimentation en potable de la zone d'EL MERDJA cette étude est faite pour l'horizon 2042 dont la population de La commune atteindra 18267 habitants, et pour atteindre cet objectif il était nécessaire de :

- Faire une présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau qui ont permis d'identifier les ouvrages et les ressources hydrauliques existants .

- Calculer le volume du réservoir de capacité nécessaire pour notre agglomération.

- Projeter une conduite d'adduction en acier a une longueur de 4332.5 et un diamètre normalisé de 250mm .

- Projeter des conduites de réseau en PEHD a une longueur totale égale a 4415.2 m avec des diamètres variés de 66 mm et 277.6 mm.

- Protéger les conduites contre le phénomène de coup de bélier par le calcul du temps d'aller retour de l'onde de choc pour choisir un temps de fermeture de la vanne inférieure à ce dernier, on a cité les moyens de préservation des conduites contre la corrosion .

- Calculer les volumes des travaux du projet ainsi que leurs couts estimatifs.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

**ABRAMOV.N** .Alimentation en eau potable, Édition MOSCOU 1982,6P

**Dupont.** Hydraulique urbaine. Tome II. Éditions Eyrolles paris 1979,7P

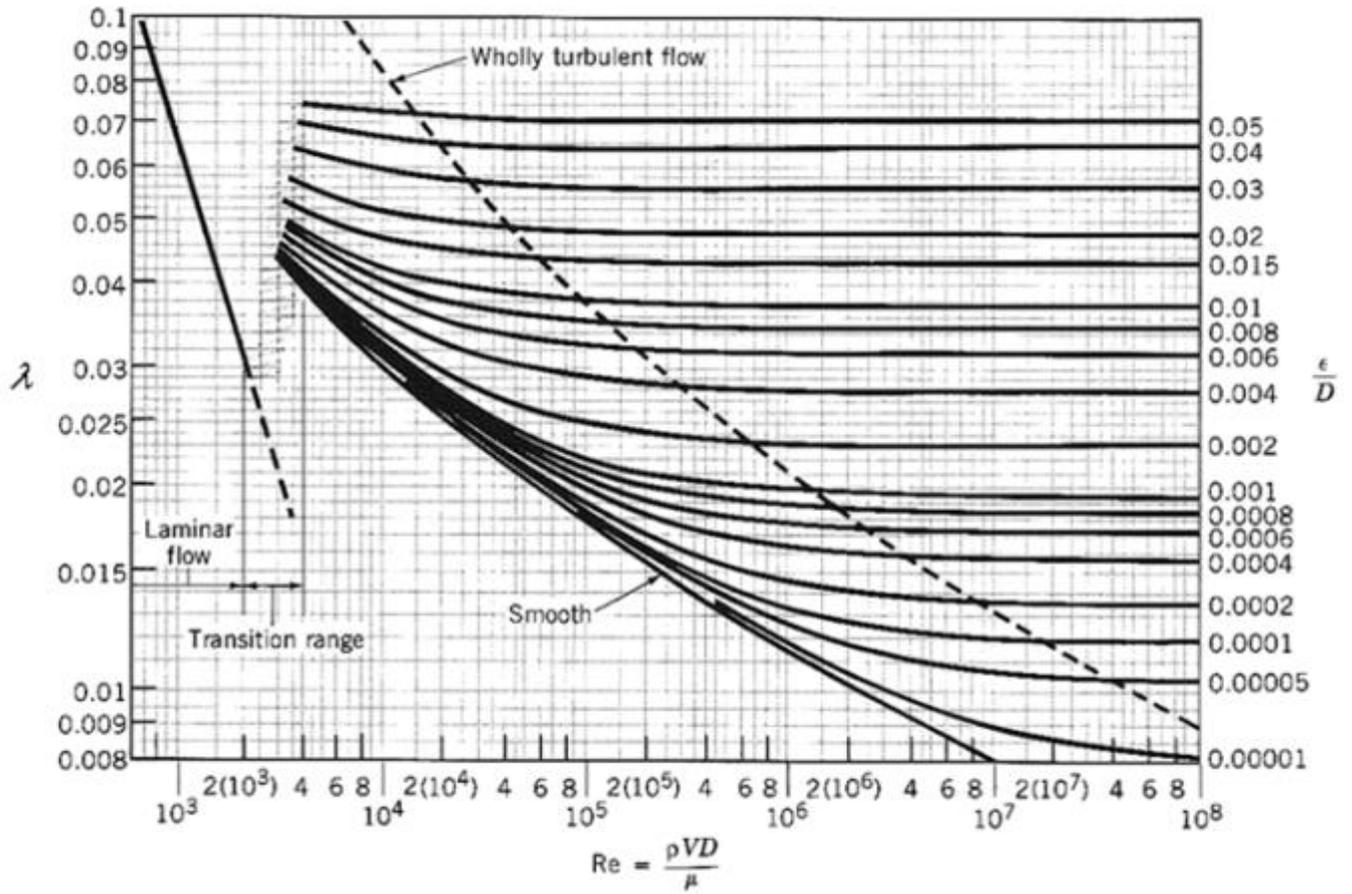
**J. BONIN** .Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine, Editions Eyrolles Paris  
1982 ,11P

**MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU.** Tome I. Deuxième édition 1952,5P

# **ANNEXES**

# Annexe n°1 :

## Diagramme de Moody



## Annexe n°2 :

### Tableau des pertes de charge pour les tube en PEHD selon TUBEX

**Tableau de pertes de charge K=0,015 mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white.**

D = 75 mm s = 4,5 mm. Di = 66 mm			D = 90 mm s = 5,4 mm. Di = 79,2 mm			D = 110 mm s = 6,6 mm. Di = 96,8 mm			D = 125 mm s = 7,4 mm. Di = 110,2 mm		
Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)
0,20	0,68	0,92	0,20	0,98	0,73	0,20	1,47	0,58	0,20	1,91	0,47
0,30	1,03	1,75	0,30	1,48	1,5	0,30	2,21	1,13	0,30	2,86	0,93
0,40	1,37	3,19	0,40	1,97	2,51	0,40	2,94	1,97	0,40	3,81	1,61
0,50	1,71	4,51	0,50	2,46	3,47	0,50	3,68	2,87	0,50	4,77	2,45
0,60	2,05	6,03	0,60	2,95	4,87	0,60	4,41	3,92	0,60	5,72	3,34
0,70	2,39	8,37	0,70	3,45	6,49	0,70	5,15	5,30	0,70	6,67	4,35
0,80	2,74	10,35	0,80	3,94	8,32	0,80	5,88	6,66	0,80	7,63	5,62
0,90	3,08	13,28	0,90	4,43	10,35	0,90	6,62	8,39	0,90	8,58	7,04
1,00	3,42	15,71	1,00	4,92	12,80	1,00	7,36	10,05	1,00	9,53	8,44
1,10	3,76	18,32	1,10	5,42	15,02	1,10	8,09	11,85	1,10	10,49	10,13
1,20	4,10	22,08	1,20	5,91	17,65	1,20	8,83	14,08	1,20	11,44	11,77
1,30	4,45	25,12	1,30	6,40	20,48	1,30	9,56	16,17	1,30	12,39	13,53
1,40	4,79	29,46	1,40	6,89	23,51	1,40	10,30	18,73	1,40	13,35	15,62
1,50	5,13	32,92	1,50	7,39	26,07	1,50	11,03	21,11	1,50	14,30	17,62
1,60	5,47	36,56	1,60	7,88	29,45	1,60	11,77	23,62	1,60	15,25	19,97
1,70	5,81	41,69	1,70	8,37	33,02	1,70	12,50	26,62	1,70	16,21	22,20
1,80	6,16	45,75	1,80	8,86	36,78	1,80	13,24	29,46	1,80	17,16	24,82
1,90	6,50	51,44	1,90	9,36	40,73	1,90	13,98	32,82	1,90	18,11	27,29
2,00	6,84	55,91	2,00	9,85	44,87	2,00	14,71	35,91	2,00	19,07	30,17
2,10	7,18	60,56	2,10	10,34	49,20	2,10	15,45	39,12	2,10	20,02	32,87
2,20	7,52	67,03	2,20	10,83	53,00	2,20	16,18	42,95	2,20	20,97	36,00
2,30	7,86	72,09	2,30	11,33	57,20	2,30	16,92	46,44	2,30	21,93	38,94
2,40	8,21	79,10	2,40	11,82	58,43	2,40	17,65	50,59	2,40	22,88	42,33
2,50	8,55	84,56	2,50	12,31	63,32	2,50	18,39	54,36	2,50	23,83	45,85
2,60	8,89	90,20	2,60	12,80	67,37	2,60	19,12	58,25	2,60	24,79	49,14
2,70	9,23	97,98	2,70	13,29	72,60	2,70	19,86	62,86	2,70	25,74	52,92
2,80	9,57	104,03	2,80	13,79	78,02	2,80	20,60	67,04	2,80	26,69	56,44
2,90	9,92	112,36	2,90	14,28	83,63	2,90	21,33	71,96	2,90	27,65	60,06
3,00	10,26	118,78	3,00	14,77	89,42	3,00	22,07	76,41	3,00	28,60	64,21

**Tableau de pertes de charge K=0,015 mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white.**

D = 160 mm s = 9,5 mm. Di = 141 mm			D = 200 mm s = 11,9 mm. Di = 176,2 mm			D = 250 mm s = 14,8 mm. Di = 220,4 mm			D = 315 mm s = 18,7 mm. Di = 277,6 mm		
Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse(m/s)	Débit(l/sec)	J(m/1000m)
0,20	3,12	0,34	0,20	4,87	0,27	0,20	7,63	0,20	0,20	12,10	0,15
0,30	4,68	0,72	0,30	7,31	0,54	0,30	11,44	0,42	0,30	18,15	0,31
0,40	6,24	1,18	0,40	9,75	0,92	0,40	15,25	0,70	0,40	24,20	0,53
0,50	7,80	1,79	0,50	12,19	1,37	0,50	19,07	1,04	0,50	30,25	0,78
0,60	9,36	2,51	0,60	14,62	1,89	0,60	22,88	1,45	0,60	36,30	1,10
0,70	10,92	3,28	0,70	17,06	2,52	0,70	26,69	1,92	0,70	42,35	1,45
0,80	12,49	4,20	0,80	19,50	3,20	0,80	30,51	2,46	0,80	48,39	1,85
0,90	14,05	5,16	0,90	21,93	3,99	0,90	34,32	3,04	0,90	54,44	2,30
1,00	15,61	6,29	1,00	24,37	4,82	1,00	38,13	3,69	1,00	60,49	2,79
1,10	17,17	7,52	1,10	26,81	5,73	1,10	41,95	4,39	1,10	66,54	3,32
1,20	18,73	8,77	1,20	29,25	6,71	1,20	45,76	5,15	1,20	72,59	3,90
1,30	20,29	10,19	1,30	31,68	7,80	1,30	49,57	5,98	1,30	78,64	4,52
1,40	21,85	11,62	1,40	34,12	8,97	1,40	53,39	6,85	1,40	84,69	5,18
1,50	23,41	13,24	1,50	36,56	10,16	1,50	57,20	7,78	1,50	90,74	5,89
1,60	24,97	14,96	1,60	38,99	11,42	1,60	61,01	8,76	1,60	96,79	6,63
1,70	26,53	16,66	1,70	41,43	12,82	1,70	64,82	9,80	1,70	102,84	7,42
1,80	28,09	18,57	1,80	43,87	14,22	1,80	68,64	10,92	1,80	108,89	8,26
1,90	29,65	20,45	1,90	46,31	15,76	1,90	72,45	12,06	1,90	114,94	9,12
2,00	31,21	22,55	2,00	48,74	17,31	2,00	76,26	13,26	2,00	120,99	10,04
2,10	32,77	24,74	2,10	51,18	18,93	2,10	80,08	14,52	2,10	127,04	10,99
2,20	34,33	26,89	2,20	53,62	20,68	2,20	83,89	15,82	2,20	133,09	12,00
2,30	35,90	29,27	2,30	56,05	22,44	2,30	87,70	17,22	2,30	139,14	13,03
2,40	37,46	31,59	2,40	58,49	24,34	2,40	91,52	18,64	2,40	145,18	14,11
2,50	39,02	34,16	2,50	60,93	26,23	2,50	95,33	20,11	2,50	151,23	15,23
2,60	40,58	26,82	2,60	63,37	28,20	2,60	99,14	21,63	2,60	157,28	16,40
2,70	42,14	39,40	2,70	65,80	30,31	2,70	102,96	23,21	2,70	163,33	17,59
2,80	43,70	42,25	2,80	68,24	32,41	2,80	106,77	24,88	2,80	169,38	18,84
2,90	45,26	45,01	2,90	70,68	34,67	2,90	110,58	26,56	2,90	175,43	20,11
3,00	46,82	48,04	3,00	73,11	36,91	3,00	114,40	28,30	3,00	181,48	21,45

Annexe n° 3:

Tableau des prix pour les conduites en PEHD selon CHIALI

TUBE PEHD EAU POTABLE PN10

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit		le M/L	le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	Service	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	PE80	10 Bars	31,48	36,83
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	PE80	10 Bars	39,80	46,57
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	PE80	10 Bars	61,83	72,34
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	PE80	10 Bars	96,79	113,24
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	PE80	10 Bars	147,86	173,00
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	PE80	10 Bars	233,89	273,65
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	330,68	386,90
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	387,50	453,38
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	577,28	675,42
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	735,44	860,46
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	1 204,65	1 409,44
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	1 829,83	2 140,90
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	2 890,41	3 381,78
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	4 479,51	5 241,03
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	7 374,35	8 627,99
11 003 6301	Tube PEHD	630	37,4	PE 100	10 Bars	11 312,40	13 235,51
						17 101,74	20 009,04

