

Higher National School of Hydraulic

The Library

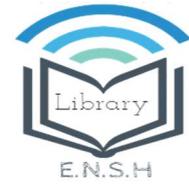
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude du système d'alimentation en eau potable du nouveau pole universitaire el Hassania (w.Chlef) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0019-17

APA Citation ( APA توثيق ):

**Mehamedia, Hamida (2017). Etude du système d'alimentation en eau potable du nouveau pole universitaire el Hassania (w.Chlef)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، 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 DE L'HYDRAULIQUE**  
**« ARBAOUI Abdellah »**

**DEPARTEMENT HYDRALIQUE URBAINE**

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN**  
**HYDRAULIQUE**

**Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable.**

### **THEME**

**ETUDE DU SYSTEME D'LIMENTATION EN EAU**  
**POTABLE DU NOUVEAU POLE UNIVERSITAIRE EL**  
**HASSANIA (W.CHLEF)**

**Présenté par :**

**M<sup>elle</sup> : MEHAMEDIA HAMIDA**

**Devant les membres du jury:**

<b>Nom /Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> B.SALAH</b>	<b>professeur</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>me</sup> W.MOKRANE</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>me</sup> F.AMMOUR</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>me</sup> N.HADJ SADOK</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>me</sup> S.BERBACHE</b>	<b>M.C.B</b>	<b>Promotrice</b>

**Septembre 2017**

# Remerciement

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

*Puis, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à ma promotrice Mme **S.BERBACHE** pour avoir contribué à l'élaboration de la présente étude et à sa veille sur le bon déroulement de travail et surtout je la remercie sur sa confiance en moi durant toute l'année.*

*Je remercie tous les personnels de DRE (direction des ressources en eau) pour leurs conseils et orientation. Spécialement Mr. Mhamdia, Mr. Abaidia, Mme Chaib.*

*Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.*

*Enfin, j'exprime mes vifs remerciements à tous ceux ou celles qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.*

# Dédicace

Du fond du cœur, je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :

À mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont illuminé mon chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez, que Dieu tout puissant les bénisse et me les garde en bonne et parfaite santé ;

À la mémoire de ma grand-mère

Je le dédie également à :

Ma sœur et mes frères : Amine, Abd-Ennacer, Alaa et Oubaïe

À toute la famille : MCHAMELIA et TAIBI AHMED sans exception.

À toutes mes amies

En un mot à tous les gens qui ont contribué ma réussite de près ou de loin.

# SOMMAIRE

---

## INTRODUCTION GENERALE 01

### CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE DE LA VILLE

Introduction .....	02
I.1- Situation géographique .....	02
I.2- Situation climatique .....	03
I.2.1. Précipitations .....	04
I.2.2. Températures .....	04
I.2.3. Vents .....	05
I.3. La séismicité .....	06
I.4. Situation hydrologique .....	06
I.5. Situation hydrogéologique .....	07
I.6. Situation topographique .....	07
I.7. Situation géologique .....	07
I.8. Situation hydraulique .....	07
I.8.1. Source et ouvrage hydraulique .....	07
I.8.2. Barrage de sidi Yacoub .....	08
I.8.3. Description du réseau existant .....	08
Conclusion .....	09

### CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Introduction .....	10
II.1. Evaluation du pôle universitaire .....	10
II.2. Equipements du pôle universitaire .....	10
II.3. Catégories des besoins .....	11
II.4. Normes unitaires de la consommation .....	11
II.5. Détermination de la consommation moyenne journalière .....	11
II.6. Evaluation des besoins en eau .....	12
II.6.1. Besoins en eau domestiques .....	12
II.6.2. Besoins en eau d'arrosages .....	12
II.7. Récapitulation des besoins en eau du nouveau pôle universitaire .....	13
II.8. Etude de la variation de la consommation .....	14
II.8.1- Variation des débits de consommation dans le temps .....	14
II.8.1.1. Variation journalière .....	14
II.8.1.2. Variation horaire .....	16
II.8.2 . Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant ...	19
Conclusion .....	22

### CHAPITRE III : RESERVOIR

Introduction .....	23
III.1. Rôle des réservoirs.....	23
III.2. Emplacement des réservoirs.....	23
III.3. Choix du type de réservoir .....	24
III.4. Détermination de la capacité du réservoir.....	24

III.5. Principe de calcul.....	24
III.6. Le calcul du volume .....	24
III.7. Dimensionnement du réservoir .....	26
III.8. Équipement hydrauliques du réservoir .....	27
III.8.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation .....	27
III.8.2. Conduite de départ ou de distribution .....	27
III.8.3. Conduite de trop-plein .....	28
III.8.4. Conduite de décharge ou de vidange .....	29
III.8.5. Conduite by-pass .....	29
III.8.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie .....	29
Conclusion .....	30

## **CHAPITRE IV : ADDUCTION**

Introduction .....	31
IV.1. Généralité .....	31
IV.2. Types d'adduction .....	31
IV.2.1. Adduction gravitaire .....	31
IV.2.2. Adduction par refoulement .....	31
IV.2.3. Adduction mixte .....	31
IV.3. Type d'écoulement .....	32
IV.3.1. Ecoulement à surface libre .....	32
IV.3.2. Ecoulement en charge .....	32
IV.4. Critères de choix de tracé .....	32
IV.5. Choix des types de conduites .....	32
IV.6. Choix des matériaux .....	33
IV.7. Calcul hydraulique .....	34
IV.7.1. Détermination du diamètre avantageux de la conduite d'Adduction .....	34
IV.7.2. La vitesse d'écoulement .....	37
IV.8. Les frais d'investissement .....	37
Conclusion .....	38

## **CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DU RESEAU DE DISTRIBUTION**

Introduction .....	39
V.1. Définition et aspect descriptif .....	39
V.1.1. Les conduites .....	39
V.1.2. Les nœuds .....	39
V.2. Topologie du réseau .....	39
V.2.1. Les réseaux ramifiés .....	39
V.2.2. Les réseaux maillés .....	39
V.2.3. Réseau étagé .....	40
V.3. Conception du réseau .....	40
V.3.1. Principe du tracé du réseau .....	40
V.3.2. Choix du type de matériau .....	40
V.4. Calcul hydraulique du réseau .....	40
V.4.1. Détermination des débits .....	41
V.4.1.1. débit spécifique .....	41
V.4.1.2. Débit en route .....	41
V.4.1.3. Débits aux nœuds .....	41
V.4.2. Calcul des débits .....	41
V.4.2.1. Cas de pointe .....	42
V.4.2.2. Cas de pointe + incendie .....	43

V.4.3. répartition arbitraire des débits .....	46
V.5. Simulation par le logiciel EPANET .....	48
V.5.1. Présentation du logiciel de calcul .....	48
V.5.2. Constatations et interprétations des résultats de simulation .....	53
Conclusion .....	56

## CHAPITRE VI : EQUIPEMENT DU RESEAU

Introduction .....	57
VI.1. Les accessoires du réseau .....	57
VI.1.1. Les robinets .....	57
VI.1.1.1 Les vannes à opercule .....	57
VI.1.1.2 Les vannes papillon .....	58
VI.1.1.3 Réducteur de pression .....	58
VI.1.1.4 Les ventouses .....	58
VI.1.1.5. Les poteaux d'incendie .....	59
VI.1.2. Organes de mesure .....	60
VI.1.2.1. Mesure de débit .....	60
• Débitmètres à organe déprimogène .....	60
VI.1.2.2. Mesure de pression .....	60
VI.1.3. Pièces spéciales de raccordement .....	61
VI.1.3.1. Les Tés .....	61
VI.1.3.2. Les coudes .....	61
VI.1.3.3. Les croix de jonction .....	62
VI.1.3.4. Les joints .....	62
Conclusion .....	62

## CHAPITRE VII : L'ORGANISATION D'UN CHANTIER

Introduction .....	63
VII.1. Travaux concernant les conduites de réseau .....	63
VII.1.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain .....	63
VII.1.2. Excavation des tranchées .....	63
VII.1.2.1. Enlèvement de la couche végétale .....	63
VII.1.2.2. Excavation .....	63
VII.1.3. Aménagement du lit de pose des conduites .....	64
VII.1.4. Pose des conduites .....	64
VII.1.5. Epreuve de joint et de la canalisation .....	64
VII.1.6. Remblaiement de la tranchée .....	64
VII.1.7. Nivellement .....	64
VII.2. Calcul de volumes des travaux .....	65
VII.2.1. Calcul du volume de terrassements pour le réseau .....	65
VII.2.2. Calcul du volume de la tranchée (déblai) .....	65
VII.2.3. Calcul du volume de lit de sable .....	65
VII.2.4. Calcul du volume de remblai .....	65
VII.2.5. Calcul de volume excédentaire .....	66
VII.3. Devis estimatif .....	67
VII.4. Planification Des Travaux .....	67
VII.4.1. Construction du réseau .....	68
VII.4.2 Méthode CPM .....	68
VII.4.3. Chemin critique .....	69
VII.4. Les engins .....	70
VII.4.1. Pelle hydraulique .....	70

VII.4.2. Compacteur avec rouleau a pneu .....	70
VII.4.3. Bulldozer .....	70
Conclusion .....	70

<b>CONCLUSION GENERALE</b>	<b>71</b>
----------------------------	-----------

# LISTE DES TABLEAUX

---

## Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I.1 : Les coordonnées géographiques de la station climatique de Chlef .....	04
Tableau I.2 : Répartition mensuelle moyenne des précipitations .....	04
Tableau I.3 : Répartition mensuelle moyenne des températures.....	04
Tableau I.4 : Répartition mensuelle moyenne des vitesses du vent.....	05

## Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Tableau II.1 : Equipements du pôle universitaire .....	10
Tableau II.2 : Besoins en eau domestiques .....	12
Tableau II.3 : Besoins en eau d'arrosages .....	12
Tableau II.4 : Besoins totaux en eau .....	13
Tableau II.5 : Détermination des consommations maximale et minimale journalière	16
Tableau II.6 : Variation du coefficient $\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitant .....	17
Tableau II.7 : Variation du coefficient $\beta_{\min}$ en fonction du nombre d'habitant .....	18
Tableau II.8 : Détermination des consommations maximale et minimale horaires ...	19
Tableau II.9 : Variation des débits horaires .....	20

## Chapitre III : RESERVOIR

Tableau III.1 : Détermination de la capacité de réservoir .....	25
---	----

## Chapitre IV : ADDUCTION

Tableau IV.1 : Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types du matériau .....	36
Tableau IV.2 : Frais d'investissement de la conduite gravitaire .....	38

## Chapitre V : DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau V.1 : Détermination du débit spécifique .....	41
Tableau V.2 : Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe) .....	42
Tableau V.3 : Calcul de débit aux nœuds (cas de pointe +incendie) .....	44
Tableau V.4 : Dimensionnement des tronçons (cas de pointe) .....	46
Tableau V.5 : Dimensionnement des tronçons (cas pointe +incendie) .....	47
Tableau V.6 : Etat des nœuds du réseau cas de pointe .....	49
Tableau V.7 : Etat des nœuds du réseau cas de pointe+incendie .....	50
Tableau V.8 : Calcul hydraulique des débits et des vitesses pour chaque tronçon (Cas de pointe) .....	51
Tableau V.9 : Calcul hydraulique des débits et des vitesses pour chaque tronçon (Cas de pointe+incendie) .....	52

## Chapitre VII : L'ORGANISATION D'UN CHANTIER

<b>Tableau VII.1 :</b> Calcul des volumes des travaux .....	66
<b>Tableau VII.2 :</b> Capacité du godet en fonction du volume de terrassement .....	67
<b>Tableau VII.3 :</b> Volumes et coût des travaux total .....	67

# LISTE DES FIGURES

---

<b>Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE</b>	
<b>Figure I.1:</b> Vue aérienne de la zone d'étude (image Google Earth) .....	02
<b>Figure I.2:</b> Plan de situation .....	03
<b>Figure I.3:</b> Répartition des précipitations mensuelles moyennes .....	04
<b>Figure I.4:</b> Variation des moyennes mensuelles des températures .....	05
<b>Figure I.5:</b> Variation des vitesses du vent .....	06
<b>Figure I.6:</b> Schéma synoptique des infrastructures hydraulique existantes .....	08
<b>Chapitre III : RESERVOIR</b>	
<b>Figure III.1:</b> Conduite d'arrivée .....	27
<b>Figure III.2:</b> Conduite de distribution .....	28
<b>Figure III.3:</b> Conduite de trop-plein et de vidange .....	28
<b>Figure III.4:</b> Conduite de by-pass .....	29
<b>Chapitre IV : ADDUCTION</b>	
<b>Figure IV.1:</b> Schéma représentatif de l'adduction .....	35
<b>Chapitre V : DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DU RESEAU DE DISTRIBUTION</b>	
<b>Figure V.1:</b> Résultat de simulation pour le cas de pointe .....	54
<b>Figure V.2:</b> Résultat de simulation pour le cas de pointe+incendie .....	55
<b>Chapitre VI : EQUIPEMENT DU RESEAU</b>	
<b>Figure VI.1:</b> Robinet vanne à opercule .....	57
<b>Figure VI.2:</b> Robinet vanne papillon .....	58
<b>Figure VI.3:</b> Les différents types de ventouses .....	59
<b>Figure VI.4:</b> Poteau d'incendie .....	59
<b>Figure VI.5:</b> Manomètre à aiguilles .....	60
<b>Figure VI.6:</b> Manomètre à soufflet .....	61
<b>CHAPITRE VII : L'ORGANISATION D'UN CHANTIER</b>	
<b>Figure VII.1:</b> Schéma de la tranchée .....	65
<b>Figure VII.2:</b> Réseau à nœuds pose des conduites .....	69

# LISTE DES PLANCHES

---

**Planche 01** : Plan de masse

**Planche 02** : Plan de masse avec réseau

**Planche 03** : Profil en long du réseau



# **INTRODUCTION GENERALE**

## Introduction général

Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très sensibles à la quantité et la qualité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie.

Le problème de l'eau se limite à la recherche d'un endroit d'approvisionnement facile d'accès (rivières, sources, lac,.....etc.). Cependant avec l'apparition de collectivités et le besoin d'apporter cette eau à la portée de la main, l'urbanisation restreignait la diversité des sources d'approvisionnement.

La commune de Chlef connaît une importante métamorphose. Pour faire face à cette démographie galopante, plusieurs pôles urbains ont été inscrits au niveau de cette commune, ils sont donc destinés à accueillir un nombre considérable de projets d'habitat en plus d'équipements publics administratifs, éducatifs, sportifs et culturels...

C'est dans ce cadre que s'inscrit mon mémoire de fin d'étude intitulé: **Etude du système d'alimentation en eau potable du nouveau pôle universitaire El Hassania (W. Chlef).**

Le site de ce nouveau pôle universitaire fait partie du périmètre du Pôle urbain d'El Hassania qui constitue l'extension Sud-Est du chef-lieu de la commune Chlef, dans le but de satisfaire quantitativement et qualitativement, les besoins en eau des consommateurs, afin d'assurer un débit suffisant, une pression acceptable pour tous les consommateurs.

Notre étude comporte sept (07) chapitres qui peuvent être repartis sur quatre parties principales.

✓ La première partie peut contenir les deux chapitres suivants:

1- Présentation globale du site: avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines reconnaissances et données de bases à savoir la détermination de la zone d'études.

2- Estimation des besoins en eau: dans ce chapitre, l'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps, qui conduisent aux dimensionnements des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation.

✓ La deuxième partie: elle englobe les deux chapitres suivants:

1- Réservoir: ouvrage de stockage sera projeté pour mieux harmoniser la demande et la production.

2- L'adduction: dans ce chapitre on étudiera, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique.

✓ La troisième partie sera consacrée pour le dimensionnement du réseau de distribution de l'eau potable.

✓ La dernière partie contient les chapitres suivant:

1- Equipements et accessoires du réseau

2-Organisation du chantier : dans ce chapitre on définit les différents travaux à entreprendre, calculer leurs volumes et estimer leurs coûts.

Chapitre I :



**PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

## Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

**Introduction :**

La présentation de la zone d'étude est un chapitre extrêmement important qui portera sur la description générale de la zone d'étude en envisageant sa situation géographique, climatique et surtout hydraulique en faisant la collecte et le traitement des données de base.

**I.1. Situation géographique**

La zone du pôle universitaire d'El hassania à Chlef est située au Sud-ouest de la ville de chlef, située à environ de 03 km du centre ville de la commune, elle s'étend sur une superficie de **56 ha**.

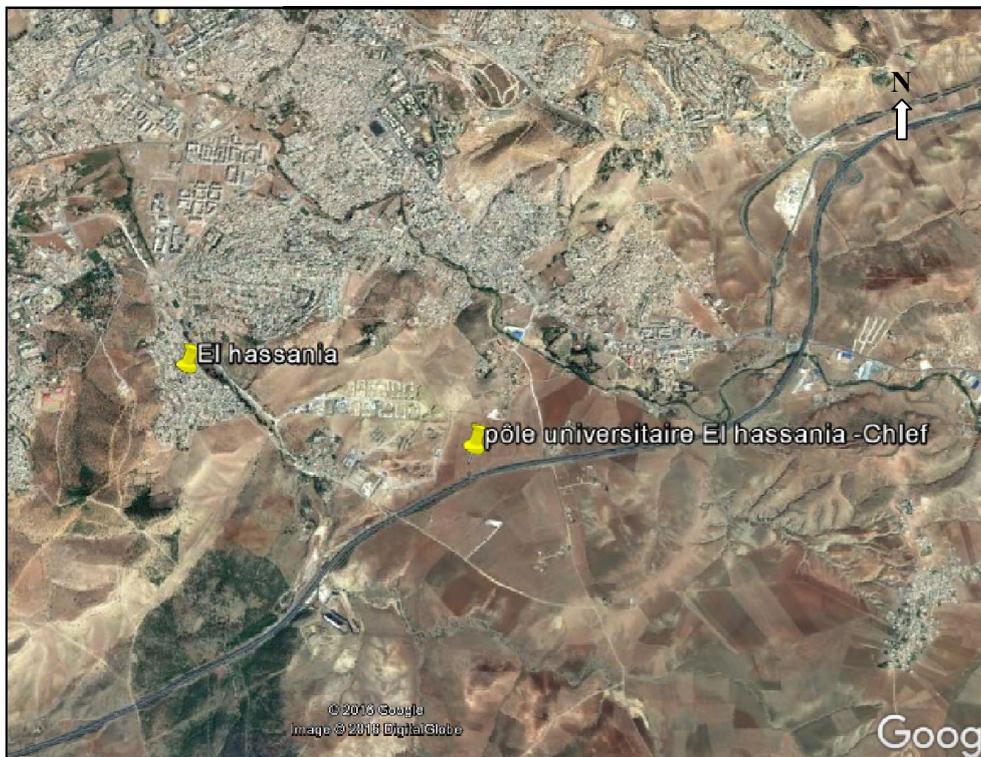
Ce nouveau pôle universitaire est limité :

Au nord par : nouveau pôle urbain projeté.

Au Sud par : l'autoroute Est-Ouest.

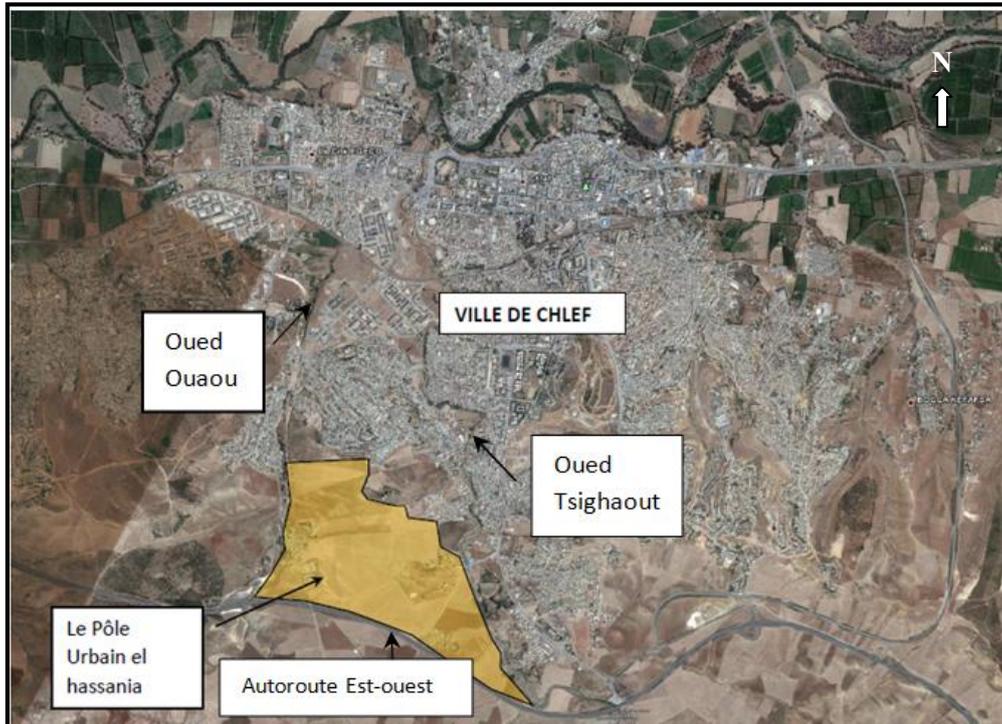
A l'Est par : groupement de BOUSSIAR.

A l'Ouest par : agglomération « le CAMP ».



**Figure I.1:** Vue aérienne de la zone d'étude (image Google Earth).

Le site de ce nouveau pôle universitaire fait partie du périmètre du Pôle urbain d'El Hassania qui constitue l'extension Sud-Est du chef-lieu de la commune Chlef. Il s'étale sur une superficie de **212 ha** et donne sur une continuité de terrains agricoles. Du côté Nord, s'élèvent les constructions du site de Hay Lalla Aouda, le site étudié est limité par deux Oueds.



**Figure I.2 :** Situation du pôle urbain d'El Hassania

Le site a fait l'objet de plusieurs choix de terrains :

- Environ 56 ha réservés pour Le pôle universitaire : situé au Sud, longe presque la totalité de la façade urbaine du pôle qui donne sur l'autoroute Est-Ouest.
- La superficie restante est réservée pour la construction de 3500 logement AADL et ses différentes structures d'équipement: cette partie est située du côté Ouest du pôle au Nord du choix de terrain du pôle universitaire, dont les travaux d'aménagement ont déjà commencé.

Dans ce mémoire, nous nous intéressons à l'étude du pôle universitaire dont la superficie représente 26.42% de la superficie totale du pôle urbain d'El Hassania.

## **I.2. Situation climatique**

La région d'étude compte une seule station climatique gérée par l'Office national de Météorologie (O.N.M). Les analyses des paramètres climatiques se feront sur la base des données disponibles au niveau de cette station de Chlef. Les caractéristiques de cette station sont données dans le **tableau I.1** :

**Tableau I.1 :** Les coordonnées géographiques de la station climatique de Chlef

Station	Altitude (m)	Longitude	Latitude
Chlef (O.N.M)	144	36°.22'	1°.33'

I.2.1. Précipitations

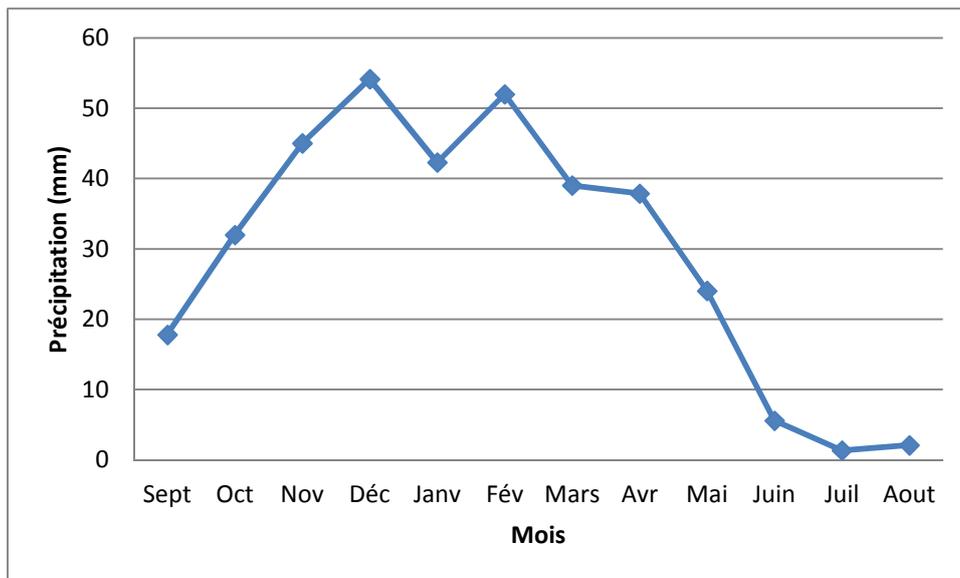
Les précipitations mensuelles moyennes sont présentées dans le **tableau I.2**.

**Tableau I.2 :** Répartition mensuelle moyenne des précipitations (période 1980/2014).

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.
P (mm)	17.80	32.00	45.02	54.14	42.30	51.99
Mois	Mar.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Aout.
P (mm)	39.03	37.87	24.04	5.59	1.35	2.1

Le régime pluviométrique est caractérisé par :

-une répartition mensuelle des pluies irrégulière par ailleurs le mois le plus pluvieux est le mois de décembre avec une valeur de 54.14 mm



**Figure I.3:** Répartition des précipitations mensuelles moyennes

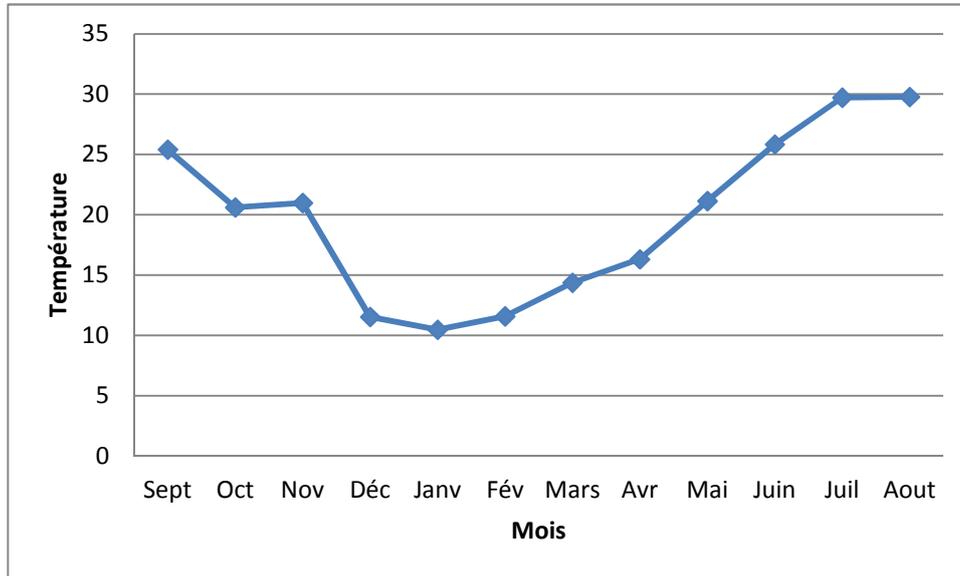
I.2.2. Températures

Le **tableau I.3** présente les températures moyennes mensuelles interannuelles :

**Tableau I.3 :** Répartition mensuelle moyenne des températures (ONM) (période 1980/2014)

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.
Température	25.41	20.61	20.98	11.53	10.46	11.58
Mois	Mar.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Aout.
Température	14.37	16.31	21.14	25.84	29.71	29.77

L'analyse du tableau ci-dessus montre que les hautes températures sont enregistrées entre les mois de juin et septembre avec un maximum atteint au mois d'août avec une valeur de 29.77°C, le minimum étant enregistré au mois de Janvier d'une valeur de 10.46°C.



**Figure I.4:** Variation des moyennes mensuelles des températures (°C)

### I.2.3.Vents :

Les moyennes mensuelles des vitesses du vent exprimé en (m/s), sont rassemblées dans le **tableau I.4** :

**Tableau I.4 :** Répartition mensuelle moyenne des vitesses du vent (ONM)  
(Période 1980/2014)

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.
Moyenne de vitesse (m/s)	2.68	2.49	2.49	2.52	2.42	2.62
Mois	Mar.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Aout.
Moyenne de vitesse (m/s)	2.78	2.96	3.24	3.18	2.77	2.9

La vitesse moyenne annuelle du vent est de l'ordre de 2.75 m/s, la vitesse moyenne maximale est enregistrée aux mois de mai de 3.24 m/s, et la minimale est de 2.42 m/s enregistrée au mois d'octobre et novembre.

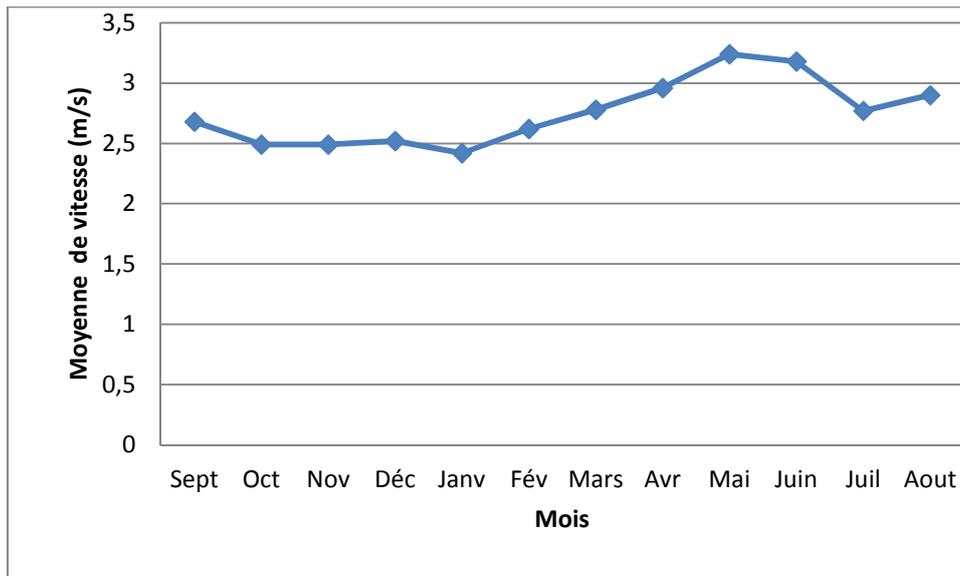


Figure I.5 : Variation des vitesses du vent (m/s)

### I.3. La sismicité :

Cet Aléa repose sur l'identification de failles actives pouvant engendrer des conséquences sur les infrastructures et les constructions. Pour la région d'étude, cet Aléa a identifié quatre failles importantes :

- La faille des montagnes rouges (a proximité du cimetière de SIDI AMEUR)
- La faille de Ouled Fares (le long d'Oued Wahrane)
- La faille de Medjadja
- La faille d'Oued Fodda

Après une micro-zonation sismique urbaine les résultats sont nécessaires aussi bien pour l'ingénieur en construction que pour les aménageurs urbains et territoriaux afin de mener des processus d'urbanisation visant la minimisation des risques sur les biens et les personnes par l'élaboration des règles de sécurité parasismique et plans flexibles. [1]

L'assiette de notre zone d'étude se situe dans la **zone III**, zone d'intensité élevée. [2]

### I.4. Situation hydrologique :

La commune de Chlef est localisée naturellement dans le sous bassin versant de l'Oued Ras Ouahrane. Le réseau hydrographique est plus ou moins dense avec l'Oued Cheliff qui longe une bonne partie de la route nationale N°04. Notre zone d'étude se situe au Sud de l'Oued Cheliff. Le réseau hydrographique de la ville est composé essentiellement de deux affluents de l'Oued Cheliff : oued Tsighaout et oued Ouaou. [1]

**I.5. Situation hydrogéologique :**

La commune de Chlef est située entièrement dans la plaine du Cheliff plus particulièrement dans le Moyen Cheliff réputée par ses terres agricoles. De même, cette plaine est caractérisée par sa nappe souterraine qui constitue une importante ressource en eau pour les différentes activités agricoles et pour les autres secteurs mais elle nécessite une vigilance particulière afin de préserver cette ressource en eau. [1]

**I.6. Situation topographique :**

D'après le levé du site effectué à l'échelle 1/2000, on constate que le site est caractérisé par un relief ayant un terrain en pente, chose qui permet d'assurer une pression suffisante dans le réseau projeté pour l'ensemble des consommateurs du site et de favoriser l'écoulement gravitaire.

**I.7. Situation géologique :**

La géologie du sol joue un rôle très important du point de vue économie et stabilité car elle détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à mettre en place sur chantier. D'un point de vue géotechnique, le site est dominé par les alluvions de l'Oued Cheliff et des petites zones de calcaires grès et argiles.

La sédimentation miocène dans cette région est très épaisse et s'épaissit davantage dans le bassin néogène du Chélif. Elle vient, sans doute, compenser la subsidence active de ce bassin. Une subsidence qui ne cesse de s'accélérer jusqu'à présent, d'autant plus que les facteurs géodynamiques dans cette région sont activés par la sismicité et le surpoids des sédiments. La sédimentation miocène dans cette région, dans le Dahra, comme dans l'Ouarsenis et dans le bassin du Chélif, débute par une alternance de grès, de calcaires et de poudingues datés du Miocène inférieur (Burdigalien). Cependant, parmi les traits les plus marquants du Miocène de cette zone, c'est la prédominance des calcaires et des tufs calcaires d'âge messinien tout au long du piémont Nord de l'Ouarsenis au contact de la plaine du Chélif. [1]

**I.8. Situation hydraulique :**

Cette partie nous permettra de connaître la disposition du réseau d'alimentation en eau potable de notre zone d'étude sur le plan distribution et adduction, ainsi que les différents ouvrages de stockage existants actuellement. [3]

**I.8.1. Source et ouvrage hydraulique :**

La principale source d'approvisionnement en eau potable de la région d'El Hassania d'où notre zone d'étude est le barrage de Sidi Yacoub de capacité 252Mm<sup>3</sup>.

La consommation d'eau des habitants de la ville est assurée par un réservoir avec une capacité de stockage de 2×2000 m<sup>3</sup>.

### I.8.2. Barrage de sidi Yacoub :

Le barrage est de capacité de stockage de 252 millions de mètres cubes, le barrage en question emmagasine, à l'heure actuelle, quelque 180 millions de mètres cubes, dont 14 millions sont destinés à l'alimentation en eau potable des populations de 22 communes, y compris le littoral ouest. Le transfert des eaux s'effectuera directement de la station de traitement du barrage dont le débit s'élève à 450 litres par seconde.

### I.8.3. Description du réseau existant :

L'assiette de la zone d'étude, possède deux type de conduites d'AEP, conduite distribution et conduite de refoulement toutes en PEHD.

- Une conduite de refoulement arrivant du barrage de Sidi Yacoub sur plusieurs kilomètres traversant la commune de Sendjas et la commune de Chlef, sur la quelle il y a quelques piquages anarchiques pour alimenter plusieurs agglomérations. L'eau est acheminée gravitairement vers un réservoir dans notre site de capacité de stockage  $2 \times 2000 \text{ m}^3$ , sur une linéaire de 2.1 Km et un diamètre  $\text{Ø} 630 \text{ mm}$ .
- Les conduites de distribution  $\text{Ø} 160$  alimenté le site CAMP et  $\text{Ø} 110 \text{ mm}$  alimenté le site Boussiar à partir de réservoir de  $2 \times 2000 \text{ m}^3$ . et les autres conduites sont  $\text{Ø} 400.125.160 \text{ mm}$  alimentent respectivement les différents sites à l'extérieur de notre pôle tel que Chorfa, El Hassania et Lala Ouda.

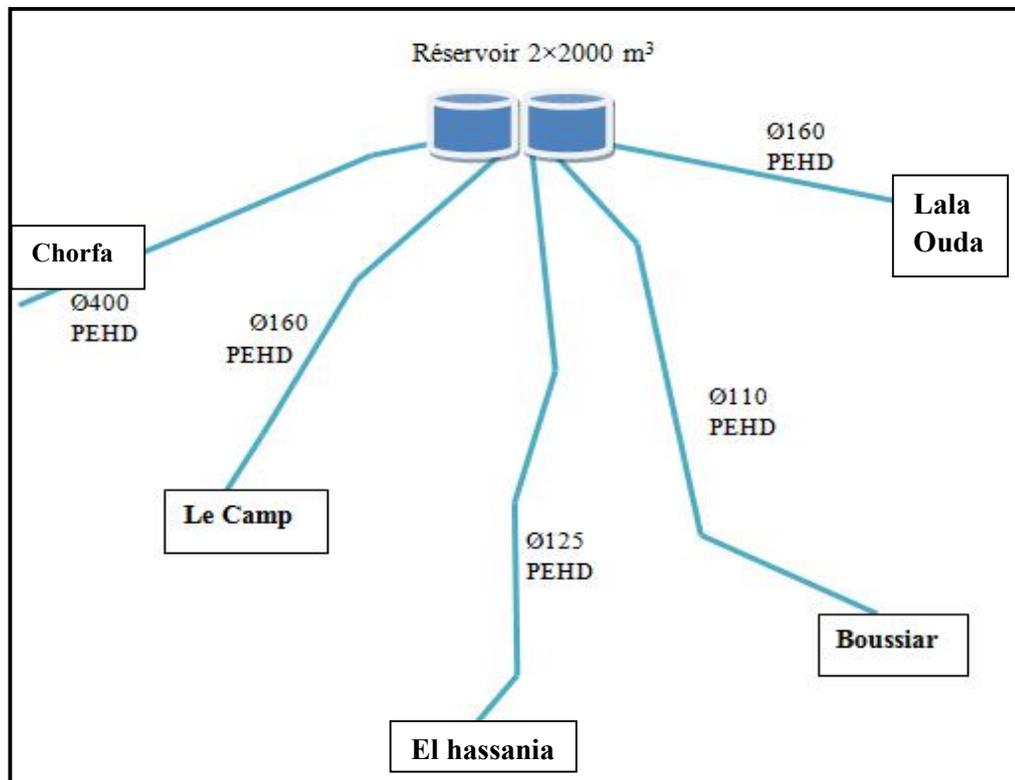


Figure I.6 : Schéma synoptique des infrastructures hydraulique existantes

Le pôle urbain sera alimenté à partir d'un réservoir  $2 \times 2000 \text{ m}^3$ . Dans cette étude, seule le pôle universitaire est pris en compte pour être alimenté à part en projetant un réservoir pour le desservir en eau potable.

**Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons collecté différentes données : géographique, climatique géologique hydrologie hydrogéologique topographique ce qui nous permet de bien connaître notre zone d'étude afin de bien mener notre projet en tenant compte des différentes paramètres qui peuvent intervenir.

Chapitre II :



**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU  
POTABLE**

## Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

**Introduction :**

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, étudiants, lit,...). L'estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, équipements industrielles et du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à l'autre.

**II.1. Evaluation du pôle universitaire :**

Le nouveau Pôle Universitaire d'El Hassania en cours de réalisation est de capacité de 18000 places pédagogiques et 5500 lits en plus d'autres infrastructures.

**II.2. Equipements du pôle universitaire :**

Les différents équipements constituant le pôle universitaire sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau II.1 :** Equipements du pôle universitaire

Catégorie	Surface (ha)	proportion(%)
résidences	8,2	14,6
(4)2000 Place pédagogique	8,4	15,0
1000 Place pédagogique	1,5	2,7
(3)3000 Place pédagogique	7,7	13,8
auditorium	0,5	0,9
restaurant	0,7	1,3
Rectorat	1	1,8
Bibliothèque centrale	1,2	2,1
parking	0,3	0,5
Espace de loisir	6,6	11,8

**II.3. Catégories des besoins:**

Dans toute étude d'un système d'alimentation en eau potable, on rencontre plusieurs types de besoins :

- besoins domestiques
- besoins sanitaires
- besoins publics
- besoins industriels

Dans le cadre de notre étude, on a les besoins suivants :

- besoins domestiques
- Besoins d'incendie : besoins d'incendie représentent les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre les incendies.
- Besoins d'arrosages.

L'estimation des besoins se fait sur la base de la dotation en eau et de la disponibilité de la ressource et suivant les recommandations de la direction des ressources en eau (DRE) de Chlef.

**II.4. Normes unitaires de la consommation : [3]**

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre Carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de produits fabriqués, par tête d'animal, par véhicule.....

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation, c'est à dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager.

**II.5. Détermination de la consommation moyenne journalière :**

Le débit moyen journalier au cours d'une année est calculé par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy,j}} = \frac{q_i * N_i}{1000} \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad \text{II-1}$$

Avec :

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

$N_i$  : nombre de consommateurs dans chaque catégorie.

$q_i$  : norme moyenne journalière de la consommation pour chaque catégorie (l/j/unité).

## II.6. Evaluation des besoins en eau :

### II.6.1. Besoins en eau domestiques :

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et les habitudes de la population. [3]

Les besoins en eau domestique sont résumés dans le tableau II.2 :

**Tableau II.2 :** Besoins en eau domestiques

Equipements	Equipement constituants	Unités	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Consommation moyenne journalière $Q_{moyj}$ (m <sup>3</sup> /j)
L'université	(Etudiants+ Enseignants)	Etudiants / Enseignants	19940	25	498.5
	Restaurant centrale	Ration	18020	20	360.4
Résidences	Lits	Lit	5500	60	330
	Cantine	Ration	5500	20	110
	Douche	Douche	20	30	0.6
<b>Total</b>					1299.5

### II.6.2. Besoins en eau d'arrosages :

**Tableau II.3 :** Besoins en eau d'arrosages

Catégorie	Surface (m <sup>2</sup> )	Dotation (l/j/m <sup>2</sup> )	Débit moyen journalier (m <sup>3</sup> /j)
Arrosage	68884	5	344.42

L'estimation des besoins se fait sur la base de la dotation en eau et de la disponibilité de la ressource et suivant les recommandations de la direction des ressources en eau (DRE) de Chlef.

**II.7. Récapitulation des besoins en eau du nouveau pôle universitaire :**

Après l'étude détaillée des besoins en eau de du nouveau pôle universitaire d'El Hassania, on peut calculer le débit moyen journalier qui alimentera ce pôle.

Les besoins totaux en eau sont donnés par le tableau II-4

**Tableau II.4 :** Besoins totaux en eau

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Domestiques	1299.5
Arrosages	344.42
<b>Total</b>	<b>1643.92</b>

L'étude des différentes catégories des besoins en eau que nous avons effectuée dans ce chapitre, nous permet de calculer La consommation moyenne journalière qui est de **1643.92m<sup>3</sup>/j** et qui sera consommée par le nouveau pôle universitaire. Et ceci nous permettra dans le chapitre V de calculer les différents débits de dimensionnements.

**Fuites et gaspillages :**

Il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

$$Q_{\text{Maj}} = 1.15 \times Q_{\text{moy.j}} \quad \text{II-2}$$

$$Q_{\text{maj}} = 1.15 \times 1643.92 = 1890.51$$

$$Q_{\text{maj}} = 1890.51 \text{ m}^3/\text{j}$$

## **II.8. Etude de la variation de la consommation :**

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui est utile pour le régime du travail des éléments du système et leur dimensionnement.

### **II.8.1- Variation des débits de consommation dans le temps**

Le débit demandé par les différentes catégories est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps. Ces dernières sont annuelles, saisonnières, journalières ou horaires.

#### **II.8.1.1. Variation journalière**

La variation journalière se définit comme le rapport de la consommation maximale de la journée sur la consommation minimale de la journée de l'année. Il existe donc deux rapports de consommation par rapport à la moyenne :

- Coefficient d'irrégularité maximale **journalier** ( $K_{\max,j}$ ) ,
- Coefficient d'irrégularité minimale **journalier** ( $K_{\min,j}$ ) .

#### **a) Coefficient d'irrégularité maximum journalier ( $K_{\max,j}$ ) [3]**

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 suivant :

$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad \text{II-3}$$

Ce coefficient nous permet de savoir combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier. Il varie entre 1,1 et 1,3.et

Dans notre étude on prend :  $K_{\max,j}=1.25$ ,  $K_{\max,j}=1.0$  pour l'arrosage.

#### **b) Coefficient d'irrégularité minimum journalier ( $K_{\min,j}$ ) [3]**

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

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\text{min},j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad \text{II-4}$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation avec  $K_{\min,j}$  varie entre 0,7 et 0,9.

On prend  $K_{\min,j}=0.8$ .

### II.8.1.1-1/ Détermination des consommations journalières

#### ➤ Consommation maximale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté  $K_{\max,j}$ . Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy},j} \quad \text{II-5}$$

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

$K_{\max,j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximum,  $K_{\max,j} = (1,1-1,3)$ .

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

#### ➤ Consommation minimale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté  $K_{\min,j}$ . Ainsi nous pouvons écrire:

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \quad \text{II.6}$$

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

$K_{\min,j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière minimum,  $K_{\min,j} = (0,7-0,9)$ .

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

Tableau II.5: Détermination des consommations maximale et minimale journalière.

Nature de consommateurs	Débit moyen journalier majoré $Q_{moyj}(m^3/j)$	Débit maximum journalier $Q_{maxj}(m^3/j)$	Débit minimum journalier $Q_{minj}(m^3/j)$
Domestique	1494.43	1868.04	1195.54
Arrosage	396.08	396.08	316.86
<b>Total</b>	<b>1890.51</b>	<b>2264.12</b>	<b>1512.4</b>

L'intégration des coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum dans l'estimation des besoins en eau, garantit la satisfaction intégrale des besoins en eau à chaque moment de l'année et permet le dimensionnement du réseau d'adduction et de distribution d'eau potable en fonction du débit maximum journalier calculé  $Q_{max,j} = 2264.12m^3/j$ .

### II.8.1.2. Variation horaire

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs est variable d'une heure à une autre. Néanmoins, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe de la consommation maximale journalière. Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisés par les coefficients maximum et minimum horaire ( $K_{max,h}$ ,  $K_{min,h}$ ) qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

Durant la journée la plus chargée de l'année, il existe des variations importantes de la consommation d'une heure à une autre, d'où :

Il existe donc deux rapports de consommation par rapport à la moyenne :

- Coefficient d'irrégularité maximale horaire ( $K_{max,h}$ ).
- Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{min,h}$ ).

#### a) Coefficient d'irrégularité maximale horaire ( $K_{max,h}$ ) [3]

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 du confort :

$$K_{maxh} = \frac{Q_{maxh}}{Q_{moyh}} \quad \text{II.7}$$

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient  $\alpha_{\max}$  tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient  $\beta_{\max}$  étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad \text{II.8}$$

Tableau II.6: Variation du coefficient  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d'habitant

Population ×100	10	15	25	40	60	100	200	300	1000	3000
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Pour notre cas on prend :  $\alpha_{\max} = 1,3$  et  $\beta_{\max} = 1,19$

Alors :  $K_{\max,h} = 1,3 * 1,19 \Rightarrow K_{\max,h} = 1,55$

**b) Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{\min,h}$ ) : [3]**

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation. Il peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient  $\alpha_{\min}$  tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient  $\beta_{\min}$  étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad \text{II.9}$$

Tableau II.7: Variation du coefficient  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitant

Population ×100	10	15	25	40	60	100	200	300	1000	3000
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Pour notre cas on prend :  $\alpha_{\min} = 0,3$  et  $\beta_{\min} = 0,5$

Alors :  $K_{\min,h} = 0,3 * 0,5 \Rightarrow K_{\min,h} = 0,15$

### II.8.1.2 .1/ Détermination des consommations horaires :

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

#### ➤ Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = \frac{Q_{\text{maxj}}}{24} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad \text{II.10}$$

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

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

$$Q_{\text{moyh}} = 2264.12/24 = 94.34 \text{ m}^3/\text{h}$$

#### ➤ Consommation maximale horaire

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

$$Q_{\text{max,h}} = K_{\text{max,h}} \times Q_{\text{moy,h}} \quad \text{II.11}$$

Avec :

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

-  $K_{\text{max,h}}$  : coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

➤ **Consommation minimale horaire**

Le débit minimum horaire est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \cdot Q_{\text{moy},h} \quad \text{II.12}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},h}$  : débit moyen horaire en  $\text{m}^3/\text{h}$  ;
- $K_{\min,h}$  : coefficient d'irrégularité minimale horaire ;

**Tableau II.8:** Détermination des consommations maximale et minimale horaires.

Nature de consommateurs	$Q_{\text{moyh}}(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\text{maxh}}(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\text{minh}}(\text{m}^3/\text{j})$
Domestique + Arrosage	94.34	146.23	14.15

### II.8.2 . Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

La consommation en eau potable d'une agglomération subit de grande variation, elle dépend tout d'abord de la vocation et de l'étendue de l'agglomération et dans une même agglomération la consommation d'eau varie durant la journée, elle est faible à certaines heures et très importante à d'autres.

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 [Annexe II].

Pour notre cas on a choisi la répartition variant entre **10001 à 50000** hab. (puisque le nombre de consommateur est de **20200** consommateurs), la durée d'arrosage pendant la journée aura prévu pour quatre (04) heures.

Tableau II.09 : Variation des débits horaires

Heures	Agglomérations		Arrosage		Qmax journalier		Consommation cumulée
	%	Q (m <sup>3</sup> /h)	%	Q (m <sup>3</sup> /h)	%	Qt (m <sup>3</sup> /h)	
0-1	1,5	28,02			1,24	28,02	28,02
01_02	1,5	28,02			1,24	28,02	56,04
02_03	1,5	28,02			1,24	28,02	84,06
03_04	1,5	28,02			1,24	28,02	112,08
04_05	2,5	46,70			2,06	46,70	158,78
05_06	3,5	65,38			2,89	65,38	224,16
06_07	4,5	84,06			3,71	84,06	308,23
07_08	5,5	102,74	25	99,02	8,91	201,76	509,99
08_09	6,25	116,75	25	99,02	9,53	215,77	725,76
09_10	6,25	116,75			5,16	116,75	842,51
10_11	6,25	116,75			5,16	116,75	959,27
11_12	6,25	116,75			5,16	116,75	1076,02
12_13	5	93,40			4,13	93,40	1169,42
13-14	5	93,40			4,13	93,40	1262,82
14-15	5,5	102,74			4,54	102,74	1365,57
15-16	6	112,08			4,95	112,08	1477,65
16-17	6	112,08	25	99,02	9,33	211,10	1688,75
17-18	5,5	102,74	25	99,02	8,91	201,76	1890,51
18-19	5	93,40			4,13	93,40	1983,91
19-20	4,5	84,06			3,71	84,06	2067,98
20-21	4	74,72			3,30	74,72	2142,70
21-22	3	56,04			2,48	56,04	2198,74
22-23	2	37,36			1,65	37,36	2236,10
23-24	1,5	28,02			1,24	28,02	2264,12
Total	100	1868,04	100	396,08	100,00	2264,12	

D'après le **tableau II.9** de variation des débits nous avons :

$$Q_{\max h} = 215,75 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min h} = 28,02 \text{ m}^3/\text{h}$$

Et nous pouvons donc tracer :

-Les graphiques de consommation

-La courbe intégrale (cumulée).

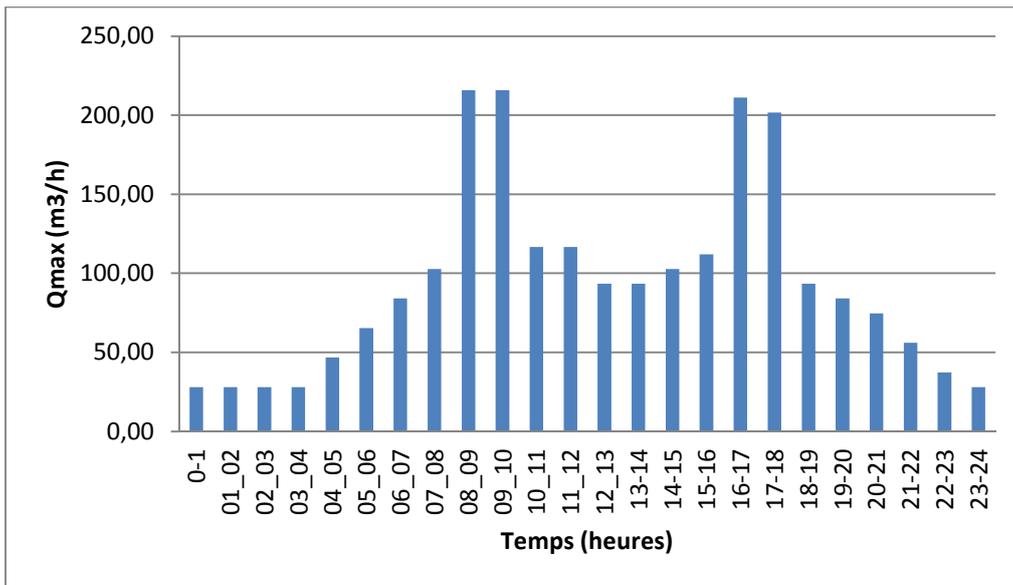


Figure II.1 : Graphique de consommation en eau de l'agglomération

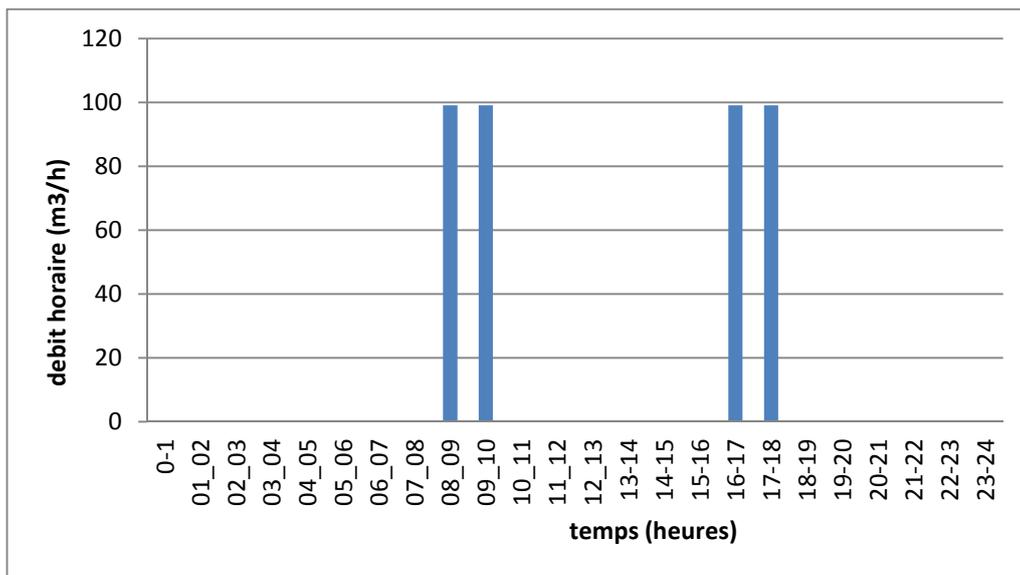
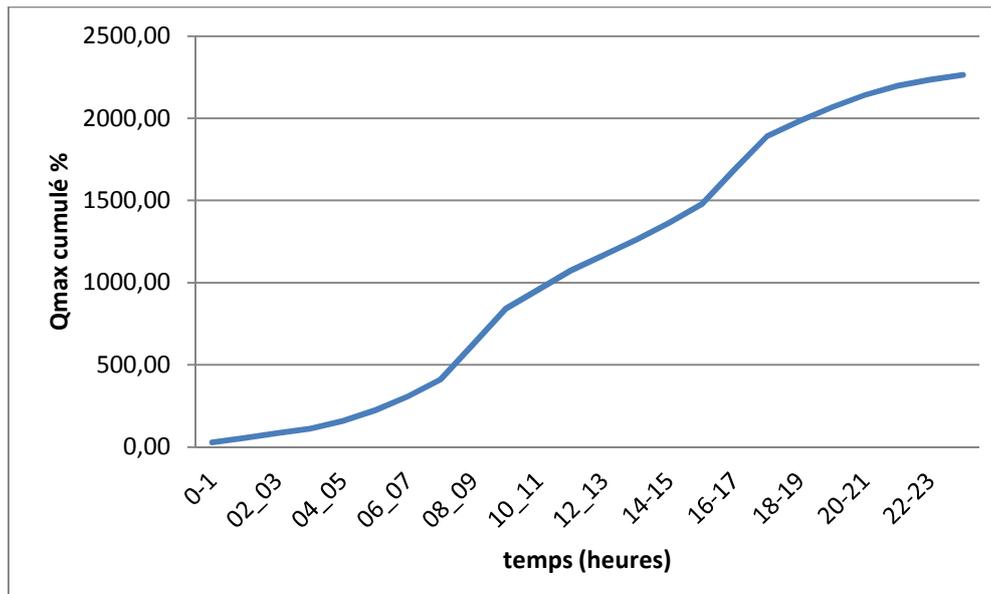


Figure II.2 : Graphique de consommation de l'arrosage



**Figure II.3 :** Graphique de la consommation cumulée

D'après le **tableau II.10** et les **graphiques II.1** et **II.2**, on constate que la période de pointe est entre 08h et 10h avec un débit horaire de pointe égale à :

$$Q_{\max, h} = 215,75 \text{ m}^3/\text{h} = 59,93 \text{ l/s}$$

### **Conclusion:**

A travers ce chapitre, nous avons procédé d'une façon estimative et approchée les différents catégories de consommateurs rencontrés dans notre site d'étude ainsi que les besoins en eau potables qui leurs correspondent. Cette estimation trouve sa justification du fait que nous ne connaissons pas les différents débits variables dans le temps qui vont nous servir comme base de données pour le dimensionnement de notre système d'alimentation en eau potable appelé à garantir la consommation en eau potable de l'agglomération en question.

### Chapitre III :



## Chapitre III : RESERVOIR

**Introduction :**

Un réservoir est une enveloppe, qui contient un liquide qui peut être généralement de l'eau, soit potable (réservoir d'eau des distributions publiques). Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions et qui jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs rôles. Dans notre projet, nous allons projeter un nouveau réservoir destiné pour l'alimentation du pôle universitaire.

**III.1. Rôle des réservoirs:**

Le rôle des réservoirs a sensiblement varié au cours des âges. Servant tout d'abord de réserves d'eau, leur rôle primordial fût, ensuite, de parer à un accident survenu dans l'adduction. Ils constituent une réserve permettant d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé, de plus ils peuvent aussi jouer les rôles suivants :

- \* Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- \* Régulariser le fonctionnement de la pompe.
- \* Régulariser la pression dans le réseau de distribution.
- \* Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution.
- \* Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- \* Assurer la réserve d'incendie.
- \* Jouer le rôle de relais.
- \* Réduire la consommation de l'énergie électrique aux heures de pointe.

**III.2. Emplacement des réservoirs:**

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.

L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés de point de vue pression. [4]

### **III.3. Choix du type de réservoir :**

Nous savons qu'il existe des réservoirs enterrés, semi enterrés ou semi élevés dit (châteaux d'eau) pour le choix sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas, ce pendant à chaque fois que cela sera possible, il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus élévation au-dessus du sol avec radier largement enterré. Pour Notre cas le réservoir choisi sera de type réservoir semi enterré est qui présente les avantages suivants :

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

### **III.4. Détermination de la capacité du réservoir:**

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière 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 situé en amont et, d'autres parts de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. [4]

### **III.5. Principe de calcul:**

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder à:

-Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompe.

-Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir. [4]

### **III.6. Le calcul du volume :**

Pour le calcul du volume, nous utilisons la méthode analytique.

Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 20 heures comme le montre le tableau III.1, en ajoutant bien sur la réserve minimale destinée à l'incendie, elle est estimée à  $120\text{m}^3$  c'est-à-dire pendant deux

heures du fait qu'au de la l'incendie aura tout détruit, Le volume utile est donné par la relation suivante :

$$Vu = \frac{a(\%)Q_{\max j}}{100} \quad \text{III.1}$$

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

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

Le tableau III.1 donne le calcul de la capacité du réservoir.

**Tableau III.1** : Détermination de la capacité de réservoir

heure	distribution %	Apport %	stockage %	destockage %	capacité %
0-1	1,5	4,17	2,67		7,61
01-02	1,5	4,17	2,67		10,28
02-03	1,5	4,17	2,67		12,95
03-04	1,5	4,17	2,67		13,62
04-05	2,5	4,17	1,67		14,29
05-06	3,5	4,17	0,67		14,96
06-07	4,5	4,17		0,33	14,63
07-08	5,5	4,17		1,33	13,3
08-09	6,25	4,17		2,08	12,22
09-10	6,25	4,17		2,08	11,14
10-11	6,25	4,17		2,08	10,06
11-12	6,25	4,17		2,08	7,98
12-13	5	4,17		0,83	7,15
13-14	5	4,17		0,83	6,32
14-15	5,5	4,17		1,33	4,99
15-16	6	4,17		1,83	3,16
16-17	6	4,17		1,83	1,33
17-18	5,5	4,17		1,33	0
18-19	5	4,17		0,83	-0,83
19-20	4,5	4,17		0,33	-1,16
20-21	4	4,17	0,17		-0,99
21-22	3	4,17	1,17		0,18
22-23	2	4,17	2,17		2,35
23-24	1,5	4,17	2,67		5,02
<b>somme</b>	100				

Dans la dernière colonne (capacité%), nous devons choisir la période où la cuve est vide comme dans notre cas (**17-18**) h, à partir de là, on fait le cumul des valeurs des colonnes (4) stockage et(5) restitution. Et d'après la dernière colonne, on repère, en valeur absolue la valeur la plus grande de la partie positive et négative (les extremums), qui est de **16.12%** qui

se manifeste de **23h à 24h** ; et sachant que le débit maximum journalier est de **2264.14 m<sup>3</sup>/j** on calcul la capacité du réservoir du pôle universitaire :

D'où Le volume utile sera:

$$V_u = \frac{16.12}{100} * Q_{\max j} \quad (\text{III.2})$$

$$V_u = \frac{16.12}{100} * 2264.14 = 364.98 \text{ m}^3$$

Et le volume de réservoir :  $V_t = V_u + V_{\text{inc}}$

Avec :  $V_{\text{inc}}$ : volume réserve pour l'incendie il est estime à 120m<sup>3</sup>

$$\text{Donc: } V_t = 364.98 + 120 = \mathbf{484.98 \text{ m}^3}$$

$$\mathbf{V_t = 484.98 \text{ m}^3}$$

Nous avons intérêt à normaliser la capacité du réservoir d'eau afin de faciliter sa conception et sa réalisation du point de vue génie civil .Cette normalisation se fera en choisissant un volume normalisé et supérieur au volume calculé pour des raisons sécuritaires. La capacité normalisée du réservoir est donc 500 m<sup>3</sup>.

### **III.7. Dimensionnement du réservoir :**

Nous optons pour un réservoir circulaire vu ses nombreux avantages :

#### **- Diamètre du réservoir :**

Vu la capacité du réservoir, nous fixons une hauteur H= 5m, nous aurons donc :

$$D_R = \sqrt{\frac{4 \times V_R}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \times 500}{3.14 \times 5}} = 11.28\text{m} \rightarrow D_R = 12 \text{ m}$$

#### **- Hauteur d'incendie :**

$$H_{\text{incen}} = \frac{4 \times V_{\text{incen}}}{\pi \times D_R^2} = \frac{4 \times 120}{3.14 \times (20)^2} = 1.06 \rightarrow H_{\text{incen}} = 1.06 \text{ m}$$

#### **- Hauteur du volume utile :**

$$H_d = H - H_{\text{incendie}} = 5 - 1.06 = 3.94 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_d = 3.9 \text{ m}}$$

### III.8. Équipement hydrauliques du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- d'une conduite de départ ou de distribution.
- d'une conduite de vidange.
- d'une conduite de trop-plein.
- du système de matérialisation d'incendie.
- d'une conduite by-pass.

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

#### III.8.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes.

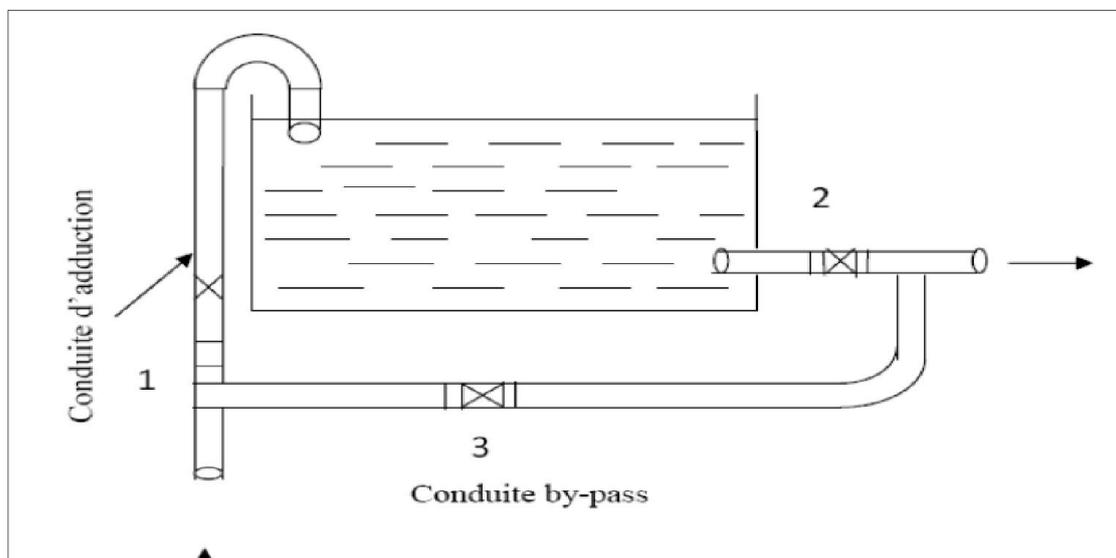


Figure III.1 : Conduite d'arrivée

#### III.8.2. Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie

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

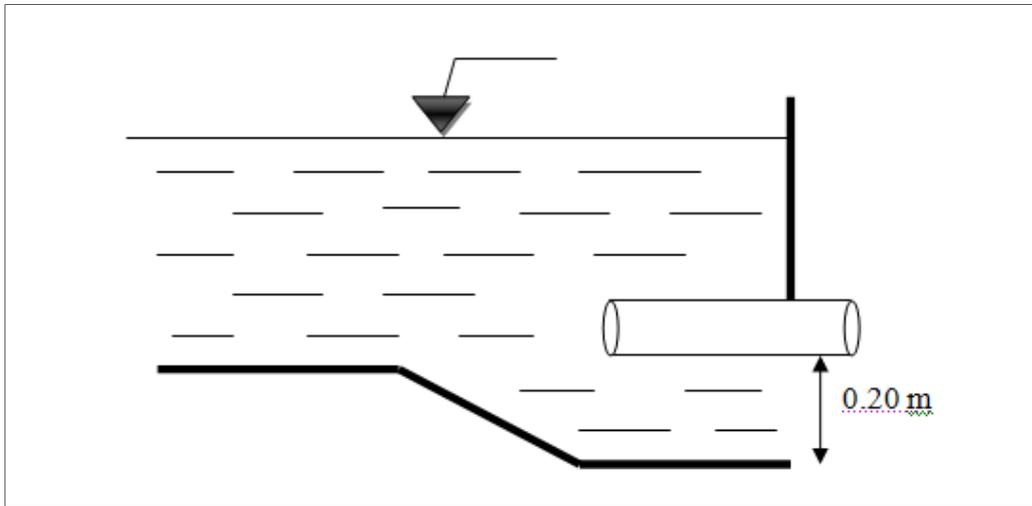


Figure III.2: Conduite de distribution

### III.8.3. Conduite de trop-plein :

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

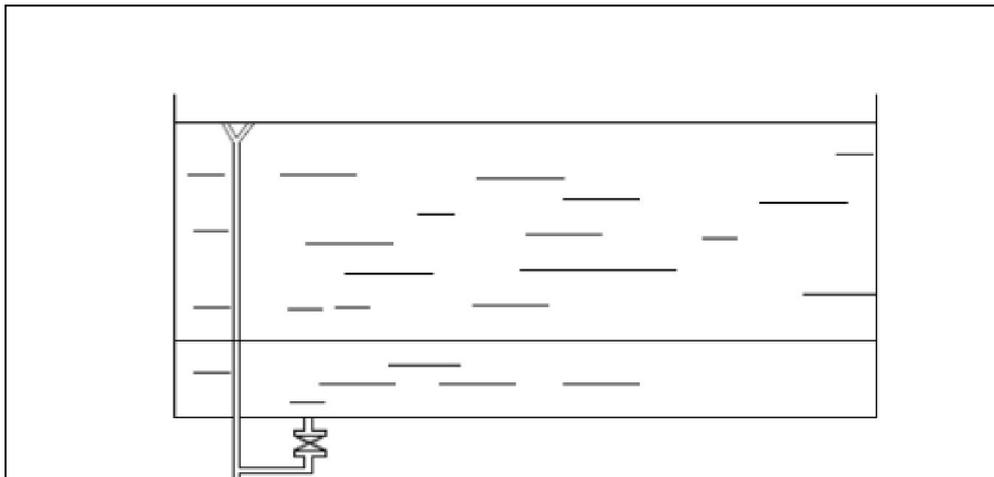


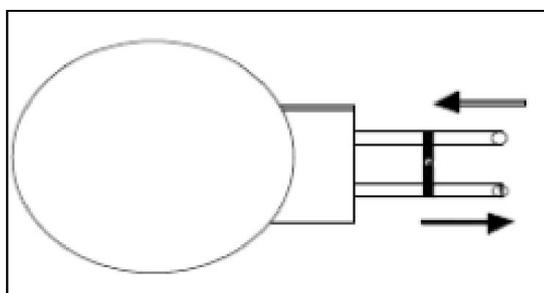
Figure III.3 : Conduite de trop-plein et de vidange

#### **III.8.4. Conduite de décharge ou de vidange :**

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable. [5]

#### **III.8.5. Conduite by-pass**

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne pour assurer la distribution quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'une incendie à forte charge. [5]



**Figure III.4 :** Conduite de by-pass

#### **III.8.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie**

Pour conserver notre réserve incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie. Nous proposons d'installer un système de matérialisation d'incendie dans les deux réservoirs jumelés.

Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

En service normal, vanne 2 est fermée et la vanne 1 et 3 sont ouvertes. Si le niveau dans le réservoir descend jusqu'au niveau  $N_{\text{incendie}}$ , le siphon se désamorçe grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve d'incendie ne sera pas utilisée.

En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir la vanne 2 tout en restant imprenable, la tranche d'eau consistant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée.

**Conclusion :**

Les réservoirs constituent un maillon important dans les infrastructures d'alimentation et de distribution de l'eau destinée à la consommation humaine et aux autres besoins des collectivités et des industries. Il convient donc de bien les concevoir et de bien les réaliser pour qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable tant au niveau de la pérennité de leur structure que de celui de leur disponibilité. Nous avons trouvé un volume 500 m<sup>3</sup> pour le réservoir d'eau.

## Chapitre IV :



## Chapitre IV : ADDUCTION

**Introduction**

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit se faire via une adduction, soit par refoulement, gravitaire ou mixte.

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 vers leur lieu d'accumulation

**IV.1. Généralité :**

Les ouvrages d'adduction ont généralement de grandes dimensions. Le terme d'adduction s'applique à l'ensemble des installations reliant la prise d'eau au point d'utilisation ou au réservoir de stockage. Lorsque les eaux peuvent être transitées uniquement par gravité ; l'ouvrage d'adduction peut consister:

-Soit en un canal découvert (rarement en A.E.P).

-Soit en une conduite forcée, (caractéristiques d'un écoulement sous pression). Dans le cas contraire, il y a lieu de prévoir des groupes élévatoires refoulant l'eau dans une conduite sous pression analogue à la précédente.

Notre étude d'adduction sera faite de point de vue technico-économique.

**IV.2. Types d'adduction**

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

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

**IV.2.1. Adduction gravitaire**

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

**IV.2.2. Adduction par refoulement**

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

**IV.2.3. Adduction mixte**

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Dans notre étude. On est appelé à choisir une adduction gravitaire et cela au vu de la topographie de la zone du projet.

### IV.3. Type d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement

#### IV.3.1. Ecoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

#### IV.3.2. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement

### IV.4. Critères de choix de tracé

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction, et ce tracé doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
  - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
  - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
  - on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu.

### IV.5. Choix des types de conduites

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

- Diamètre ;
- Pressions supportées ;

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

#### **IV.6. Choix des matériaux**

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

- ✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
  - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
  - Adaptation aux terrains de pose ;
  - Bonne étanchéité ;
  - Facilité d'entretien et de mise en service.
- ✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
  - Du prix de la fourniture et du transport ;
  - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les conduites en fonte ; les conduites en acier ; les conduites en matière thermoplastique et les conduites en béton dont voici les caractéristiques.

##### A. Fonte :

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge de grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

##### B. Acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, mais cela dit il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

##### C. PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à  $\Phi 300$  sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

### IV.7. Calcul hydraulique

#### IV.7.1. Détermination du diamètre avantageux de la conduite d'Adduction :

Pour pouvoir dimensionner la conduite d'adduction qui mène du point de piquage au réservoir 500m<sup>3</sup>, il faut avoir :

- Le débit sortant vers le réservoir 500m<sup>3</sup>.
- La longueur de la conduite
- La rugosité

##### 1. calcul du débit :

Pour dimensionner la conduite, on doit connaître le débit maximal journalier qui y passe, pour cela et d'après le chapitre II, le débit maximal journalier est de 2264.12 m<sup>3</sup>/j.

##### 2. la longueur :

La conduite d'adduction:  $L_{\text{adduction}} = 1300 \text{ m}$

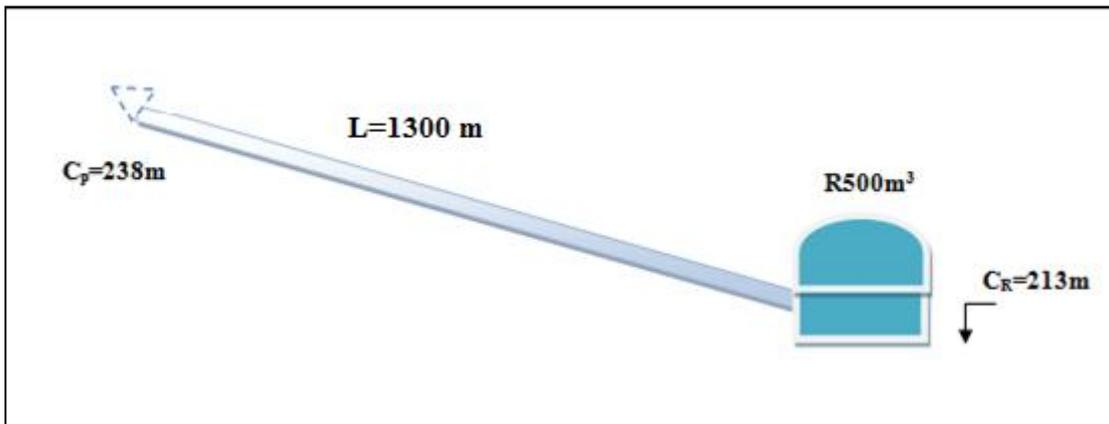


Figure IV.1: Schéma représentatif de l'adduction

##### 3. Calcul de la perte de charge totale :

On estimera les pertes de charges comme suit :

$$\Delta H = C_p - C_{pR500} \quad \text{IV.1}$$

$$\Delta H = 238 - 218 \rightarrow \Delta H = 20 \text{ m}$$

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement gravitaire dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh : [3]

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad \text{IV.2}$$

Avec :

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

$K'$  : Coefficient de frottement ;

$L_e$  : Longueur équivalente de la conduite (m) ;  $L_e = L_g + L_{e_s}$

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

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

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires. [3]

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

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

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

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

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

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

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

Selon le type de matériau les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$  sont donnés dans le tableau III.4

**Tableau IV.1:** Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types du matériau :

Matériaux	$K'$	$M$	$\beta$
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Plastique	0,001052	4,772	2

Dans notre cas, On choisira comme matériau le **PEHD** ;

Donc on prend :  $K' = 0,001052$ ;  $\beta = 2$  ;  $m = 4,772$

D'où :

$$D_{av} = \sqrt[4]{\frac{K' * L_e * Q^{\beta}}{\Delta H}} = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052 * 1300 * 1.1 * \left(\frac{2264.12}{24 * 3600}\right)^2}{20}}$$

$$D_{av} = 126 \text{ mm}$$

On remarque que parmi les gammes existantes en PEHD [Annexe IV], il n'y a pas de diamètre de 126 mm. Ce dernier est compris entre les diamètres [125-160] mm, donc on va attribuer à la conduite d'adduction deux diamètres différents, s'étalant sur deux longueurs différentes. [3]

- **Calcul des deux longueurs :**

Soit :

x: La longueur du tronçon ayant le diamètre le plus petit.

L-x : La longueur du tronçon ayant le diamètre le plus grand.

D'où :

$$\Delta H = \frac{K'(L-x)Q^2}{D_1^{4.772}} + \frac{K'xQ^2}{D_2^{4.772}} = K'Q^2 \left( \frac{(L-x)}{D_1^{4.772}} + \frac{x}{D_2^{4.772}} \right)$$

$$20 = 0.0145x + 5.83 \rightarrow x = 977.24 \text{ m}, L-x = 322.76 \text{ m}$$

D'où la conduite d'adduction sera divisée en point de vue longueurs et diamètres comme suit :

$$D_1 = 160 \text{ mm}, L_1 = 322.76 \text{ m}$$

$$D_2 = 125 \text{ mm}, L_2 = 977.24 \text{ m}$$

#### IV.7.2. La vitesse d'écoulement :

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2.5 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \rightarrow V = \frac{Q}{S} = \frac{4 * Q}{3.14 * D^2} \quad \text{IV.3}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m<sup>3</sup>/s) ;

S : section de la canalisation (m<sup>2</sup>) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$$V_1 = (2264.12 / (3600 * 24) * 4) / (3.14 * 0.160^2) = 1.29 \text{ m/s}$$

$$V_2 = (2264.12 / (3600 * 24) * 4) / (3.14 * 0.125^2) = 2.12 \text{ m/s}$$

On remarque que les diamètres 160 et 125 sont acceptables de point de vue vitesse,

#### IV.8. Les frais d'investissement

Les frais d'investissement représentent le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Ils sont définis comme suit : [3]

$$F_{inv} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad \text{IV.4}$$

Dans notre cas, nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 30 ans, ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A" par la formule : [3]

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad \text{IV.5}$$

Avec

i : Taux d'annuité (i=8%) ;

n : Nombre d'année d'amortissement (n=30)

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire figurent dans le **tableau IV.2**

**Tableau IV.2 : Frais d'investissement de la conduite gravitaire [ANNEXE IV]**

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité (DA)	Investissement (DA)
160	1336.43	322.76	431346.15	0,0888	38303.54
125	772.36	977.24	754781.09	0,0888	67024.56
<b>Total</b>					<b>105328.10</b>

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné la conduite d'adduction qui alimente le réservoir 500m<sup>3</sup>, pour cela on a estimé toutes les caractéristiques de cette dernière, ainsi que les frais d'investissement .Nous avons trouvé que :

L'adduction a une longueur de 1300 m, avec deux diamètres (160-125mm) s'étalant sur deux longueurs différentes, et les frais sont de **105328.10 DA**.

Chapitre V :



**DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION  
DU RESEAU DE DISTRIBUTION**

## Chapitre V : DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DU RESEAU DE DISTRIBUTION

### Introduction :

Nous procéderons à travers ce chapitre au dimensionnement du nouveau réseau et à sa conception, afin d'acheminer l'eau aux usagers en quantité et qualité satisfaisantes.

### V.1. Définition et aspect descriptif :

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. Cet enchaînement de conduites permet l'arrivée de l'eau vers les consommateurs, et cela à travers des branchements pratiqués sur ce dernier. Les réseaux de distribution sont constitués par :

#### V.1.1. Les conduites :

Une conduite est un tronçon de tuyau permettant l'acheminement de l'eau d'un point à un autre point du réseau. Chaque conduite est caractérisée par :

- Une longueur donnée L.
- Un diamètre D.
- Un coefficient de rugosité  $\varepsilon$  traduisant la perte de charge.
- Un sens d'écoulement.
- Un état : ouvert, fermé.

#### V.1.2. Les nœuds :

Les nœuds représentent les points de jonction entre les conduites. Ils correspondent à des points d'entrée ou de sortie de débits d'eau. Il existe deux catégories de nœuds :

- **Les nœuds à débit fixe:** Ces nœuds se caractérisent par une cote au sol connue et un débit connu (demande), l'inconnue est la pression au nœud qui doit être calculée.
- **Les nœuds à charge fixe:** Ce sont des nœuds où la charge est fixée ou dont la cote piézométrique est connue. Pour ces nœuds le débit doit être calculé.

### V.2. Topologie du réseau :

La topologie du réseau est la représentation schématique des différents nœuds d'un réseau et de leurs liaisons physiques (conduites). La disposition des nœuds et des conduites dépend de la localisation des abonnés, présence de routes, obstacles naturels, présence d'autres réseaux. En termes de topologie, nous distinguons :

#### V.2.1. Les réseaux ramifiés :

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du nœud à charge fixée assurant la mise sous pression. Cette configuration est justifiée par la dispersion des abonnés. Cependant, ce type de topologie réduit la fiabilité du réseau dans le cas d'une rupture d'une conduite, privant en eau les utilisateurs en aval du point de rupture. Elle caractérise généralement les réseaux de distribution d'eau en milieu rural.

#### V.2.2. Les réseaux maillés :

Ce type de réseau est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière à décrire des boucles fermées. Cette configuration caractérise les réseaux de distribution d'eau en milieu urbain où il existe une concentration des abonnés.

Contrairement aux réseaux ramifiés, la présence de boucles ou de mailles dans les réseaux maillés réduit les risques de coupure en cas de rupture de conduites, car ils assurent une distribution en retour en cas d'avarie.

Dans la réalité les deux configurations coexistent dans un même réseau. En milieu rural, le réseau sera formé par plus de ramifications, alors qu'en milieu urbain on constatera plus de mailles.

#### V.2.3. Réseau étagé :

Si la topographie du territoire desservi accuse de trop fortes dénivellations, on provoque de fortes pressions aux points les plus bas dans le cas d'une distribution à partir d'un réservoir et, par conséquent les normes de pressions ne seront pas respectées.

En effet, on doit réduire la pression en installant des réservoirs intermédiaires, alimentés par le premier. Ces réservoirs permettent de créer diverses zones indépendantes les unes des autres en ce qui concerne le niveau de la pression.

Dans le but d'une étude purement technico-économique, pour meilleure exploitation de l'infrastructure et pour une distribution raisonnable de l'eau, nous avons opté pour un réseau maillé.

### V.3. Conception du réseau :

#### V.3.1. Principe du tracé du réseau :

Le tracé se fait comme suit :

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants.
- 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, les conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

#### V.3.2. Choix du type de matériau :

Les conduites constituant l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à deux types d'exigences :

##### **Exigences techniques:**

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

##### **Exigences économiques:**

- Le prix de la fourniture et du transport ;
- La disponibilité sur le marché local.
- La bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes ...).

Parmi les matériaux à utiliser nous distinguons entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité). Cela a été bien développer dans le **chapitre IV**.

Ici aussi pour la distribution, nous optons pour les tuyaux en PEHD (polyéthylène haute densité), suite à des nombreux avantages nous l'avons choisi pour notre réseau.

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

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.

- On calcule le débit route.
- On détermine le débit spécifique.
- On détermine les débits aux nœuds.

**V.4.1. Détermination des débits:**

V.4.1.1. débit spécifique:

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons assurant le service en route. se calcule comme suit :

$$q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum L} \quad (l/s/ml) \tag{V.1}$$

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

$Q_r$  : débit en route total avec  $Q_r = Q_{maxh} - \sum Q_{conc}$

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

Nous avons  $Q_{maxh} = 215.75 \text{ m}^3/h = 59.93 \text{ l/s}$

Et vu qu'il n'y a pas d'activité industrielle et agricole dans la zone d'étude :

$Q_{concentré} = 0 \text{ l/s} \longrightarrow \mathbf{Q_{route} = Q_{maxh}}$

**Tableau V.1 :** Détermination du débit spécifique :

<b><math>Q_{\text{pointe}} \text{ (l/s)}</math></b>	59.93
<b><math>\sum Li \text{ (m)}</math></b>	6085.3075
<b><math>Q_{sp} \text{ (l/s/m)}</math></b>	0.009848

V.4.1.2. Débit en route:

Le débit en route est défini comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = q_{sp} * l_i \quad (l/s) \tag{V.2}$$

Avec:

$Q_r$  : débit en route total.

$q_{sp}$  : débit spécifique

$l_i$  : la longueur du tronçon

V.4.1.3. Débits aux nœuds:

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 :

$$Q_{n, i} = 0,5 * \sum Q_{ri-k} + Q_{conc} \tag{V.3}$$

Avec :  $Q_{n, i}$  : débit au nœud i

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

$Q_{conc}$  : débits concentrés au nœud i.

**V.4.2. Calcul des débits:**

Le calcul hydraulique du réseau de distribution, se fera pour deux cas : cas de pointe et cas de pointe plus incendie.

V.4.2.1. Cas de pointe :

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

N° des nœuds	Les tronçons	longueur des tronçons (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débits en route (l/s)	Débits nodaux (l/s)
N1	N1-N2	173,8133	0.009848	1,71	1.92
	N1-N5	215,3301		2,12	
N2	N2-N1	173,8133		1,71	1.68
	N2-N3	167,093		1,65	
N3	N3-N2	167,093		1,65	2.86
	N3-N4	128,8419		1,27	
	N3-N8	285,2352		2,81	
N4	N4-N3	128,8419		1,27	2.35
	N4-N5	51,9346		0,51	
	N4-N7	295,938		2,91	
N5	N5-N1	215,3301		2,12	2.82
	N5-N4	51,9346		0,51	
	N5-N6	305,8952		3,01	
N6	N6-N5	305,8952		3,01	3.10
	N6-N7	127,1965		1,25	
	N6-N11	196,6977		1,94	
N7	N7-N4	295,938		2,91	3.42
	N7-N6	127,1965		1,25	
	N7-N8	144,4663		1,42	
	N7-N10	127,7468		1,26	
N8	N8-N3	285,2352		2,81	3.26
	N8-N7	144,4663		1,42	
	N8-N9	233,0237		2,29	
N9	N9-N8	233,0237		2,29	1.73
	N9-N10	60,2598		0,59	
	N9-N15	57,9936		0,57	
N10	N10-N7	127,7468	1,26	1.90	
	N10-N9	60,2598	0,59		
	N10-N11	198,2586	1,95		
N11	N11-N6	196,6977	1,94	2.31	
	N11-N10	198,2586	1,95		
	N11-N12	73,5323	0,72		
N12	N12-N11	73,5323	0,72	2.21	
	N12-N13	184,4293	1,82		
	N12-N27	191,4114	1,89		
N13	N13-N12	184,4293	1,82	1.96	
	N13-N14	17,4421	0,17		
	N13-N26	195,3627	1,92		

La suite du tableau :

<b>N14</b>	N14-N13	17,4421	0.009848	0,17	1.00
	N14-N15	59,9541		0,59	
	N14-N17	125,9041		1,24	
<b>N15</b>	N15-N9	57,9936		0,57	1.74
	N15-N14	59,9541		0,59	
	N15-N16	235,2976		2,32	
<b>N16</b>	N16-N15	235,2976		2,32	2.59
	N16-N17	145,2214		1,43	
	N16-N19	145,7887		1,44	
<b>N17</b>	N17-N14	125,9041		1,24	2.11
	N17-N16	145,2214		1,43	
	N17-N18	156,5195		1,54	
<b>N18</b>	N18-N17	156,5195		1,54	2.12
	N18-N19	132,7022		1,31	
	N18-N21	142,1199		1,40	
<b>N19</b>	N19-N16	145,7887		1,44	2.09
	N19-N18	132,7022		1,31	
	N19-N20	145,6504		1,43	
<b>N20</b>	N20-N19	145,6504		1,43	1.34
	N20-N21	126,2989		1,24	
<b>N21</b>	N21-N18	1199		11,81	1.32
	N21-N20	126,2989		1,24	
<b>N22</b>	N22-N23	190,7939		1,88	1.58
	N22-N24	130,1583		1,28	
<b>N23</b>	N23-N22	190,7939		1,88	1.57
	N23-N25	128,3079		1,26	
<b>N24</b>	N24-N22	130,1583		1,28	2.58
	N24-N25	192,974	1,90		
	N24-N26	200,0623	1,97		
<b>N25</b>	N25-N23	128,3079	1,26	2.56	
	N25-N24	192,974	1,90		
	N25-N27	199,2845	1,96		
<b>N26</b>	N26-N13	195,3697	1,92	2.92	
	N26-N24	200,0623	1,97		
	N26-N27	196,3607	1,93		
<b>N27</b>	N27-N12	191,4114	1,89	2.89	
	N27-N25	199,2845	1,96		
	N27-N26	196,3607	1,93		

V.4.2.2. 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 (171/s) se trouve au point le plus défavorable qui est le nœud N22.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

**Tableau V.3 :** Calcul de débit aux nœuds (cas de pointe +incendie)

N° des nœuds	Les tronçons	longueur des tronçons (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débites en route (l/s)	Débites nodaux (l/s)
<b>N1</b>	N1-N2	173,8133	0.009848	1,71	1.92
	N1-N5	215,3301		2,12	
<b>N2</b>	N2-N1	173,8133		1,71	18.68
	N2-N3	167,093		1,65	
<b>N3</b>	N3-N2	167,093		1,65	2.86
	N3-N4	128,8419		1,27	
	N3-N8	285,2352		2,81	
<b>N4</b>	N4-N3	128,8419		1,27	2.35
	N4-N5	51,9346		0,51	
	N4-N7	295,938		2,91	
<b>N5</b>	N5-N1	215,3301		2,12	2.82
	N5-N4	51,9346		0,51	
	N5-N6	305,8952		3,01	
<b>N6</b>	N6-N5	305,8952		3,01	3.10
	N6-N7	127,1965		1,25	
	N6-N11	196,6977		1,94	
<b>N7</b>	N7-N4	295,938		2,91	3.42
	N7-N6	127,1965		1,25	
	N7-N8	144,4663		1,42	
	N7-N10	127,7468		1,26	
<b>N8</b>	N8-N3	285,2352		2,81	3.26
	N8-N7	144,4663		1,42	
	N8-N9	233,0237		2,29	
<b>N9</b>	N9-N8	233,0237		2,29	1.73
	N9-N10	60,2598		0,59	
	N9-N15	57,9936		0,57	
<b>N10</b>	N10-N7	127,7468		1,26	1.90
	N10-N9	60,2598		0,59	
	N10-N11	198,2586	1,95		
<b>N11</b>	N11-N6	196,6977	1,94	2.31	
	N11-N10	198,2586	1,95		
	N11-N12	73,5323	0,72		
<b>N12</b>	N12-N11	73,5323	0,72	2.21	
	N12-N13	184,4293	1,82		
	N12-N27	191,4114	1,89		
<b>N13</b>	N13-N12	184,4293	1,82	1.96	
	N13-N14	17,4421	0,17		
	N13-N26	195,3627	1,92		

La suite du tableau :

<b>N14</b>	N14-N13	17,4421	0.009848	0,17	1.00
	N14-N15	59,9541		0,59	
	N14-N17	125,9041		1,24	
<b>N15</b>	N15-N9	57,9936		0,57	1.74
	N15-N14	59,9541		0,59	
	N15-N16	235,2976		2,32	
<b>N16</b>	N16-N15	235,2976		2,32	2.59
	N16-N17	145,2214		1,43	
	N16-N19	145,7887		1,44	
<b>N17</b>	N17-N14	125,9041		1,24	2.11
	N17-N16	145,2214		1,43	
	N17-N18	156,5195		1,54	
<b>N18</b>	N18-N17	156,5195		1,54	2.12
	N18-N19	132,7022		1,31	
	N18-N21	142,1199		1,40	
<b>N19</b>	N19-N16	145,7887		1,44	2.09
	N19-N18	132,7022		1,31	
	N19-N20	145,6504		1,43	
<b>N20</b>	N20-N19	145,6504		1,43	1.34
	N20-N21	126,2989		1,24	
<b>N21</b>	N21-N18	1199		11,81	1.32
	N21-N20	126,2989		1,24	
<b>N22</b>	N22-N23	190,7939		1,88	18.58
	N22-N24	130,1583		1,28	
<b>N23</b>	N23-N22	190,7939		1,88	1.57
	N23-N25	128,3079		1,26	
<b>N24</b>	N24-N22	130,1583		1,28	2.58
	N24-N25	192,974	1,90		
	N24-N26	200,0623	1,97		
<b>N25</b>	N25-N23	128,3079	1,26	2.56	
	N25-N24	192,974	1,90		
	N25-N27	199,2845	1,96		
<b>N26</b>	N26-N13	195,3697	1,92	2.92	
	N26-N24	200,0623	1,97		
	N26-N27	196,3607	1,93		
<b>N27</b>	N27-N12	191,4114	1,89	2.89	
	N27-N25	199,2845	1,96		
	N27-N26	196,3607	1,93		

**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.

**Tableau V.4 :** Dimensionnement des tronçons (cas de pointe)

tronçons	Débits transités (l/s)	Diamètres (mm)
N1-N2	3.09	75
N1-N5	5.01	75
N2-N3	1.41	50
N3-N4	3.56	75
N3-N8	2.11	50
N4-N5	2.08	50
N4-N7	3.83	75
N5-N6	9.91	125
N6-N11	18.03	160
N7-N10	4.36	75
N8-N9	0.98	50
N9-N10	3.91	75
N10-N11	10.17	125
N11-N12	30.51	200
N9-N15	3.16	75
N12-N13	10.2	125
N12-N27	17.01	150
N13-N14	11.15	125
N14-N15	1.10	50
N14-N17	9.05	110
N15-N16	2.52	75
N16-N17	1.03	50
N16-N19	0.96	50
N17-N18	5.91	110
N18-N19	0.81	50
N18-N21	2.98	75
N19-N20	0.32	50
N20-N21	1.66	50
N13-N26	2.91	75
N26-N24	0.93	50
N26-N27	4.9	75
N24-N25	1.60	50
N24-N22	1.91	50
N25-N27	9.22	125
N25-N23	5.06	75
N22-N23	3.49	75
N6-N7	5.02	75
N7-N8	2.13	50

Tableau V.5 : Dimensionnement des tronçons (cas pointe +incendie)

tronçons	Débits transités (l/s)	Diamètres (mm)
N1-N2	6.04	75
N1-N5	7.96	110
N2-N3	12.64	125
N3-N4	17.64	160
N3-N8	2.14	50
N4-N5	3.43	75
N4-N7	16.56	160
N5-N6	14.21	160
N6-N11	27.53	200
N7-N10	12.06	125
N8-N9	1.18	50
N9-N10	3.71	75
N10-N11	17.67	160
N11-N12	47.51	250
N9-N15	3.16	75
N12-N13	10.2	125
N12-N27	17.01	160
N13-N14	11.15	125
N14-N15	4.8	75
N14-N17	5.35	110
N15-N16	6.22	110
N16-N17	1.1	50
N16-N19	4.73	75
N17-N18	2.14	50
N18-N19	1.87	50
N18-N21	1.89	50
N19-N20	0.77	50
N20-N21	0.57	50
N13-N26	2.91	75
N26-N24	0.93	50
N26-N27	4.9	50
N24-N25	1.60	50
N24-N22	1.91	75
N25-N27	9.22	160
N25-N23	5.06	160
N22-N23	3.49	160
N6-N7	10.22	125
N7-N8	2.3	75

## **V.5. Simulation par le logiciel EPANET**

### **V.5.1. Présentation du logiciel de calcul :**

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.

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.
- II inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- II peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- II peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût,
- II 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).
- II peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une modulation propre.
- II 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 avec une rugosité de 0.0015.

Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes de pressions et de vitesses, les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres sont donnés dans les tableaux (V.6-V.7-V.8-V.9), pour le cas de pointe et le cas de pointe +incendie.

Tableau V.6: Etat des nœuds du réseau cas de pointe

Nœuds	Débits (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N1	1.92	205.15	44.95
N2	1.68	204.68	44.06
N5	2.82	207.23	37.05
N4	2.35	205.44	36.71
N3	2.86	204.64	38.44
N6	3.10	208.50	24.50
N7	3.42	207.03	28.03
N8	3.26	204.54	28.54
N9	1.73	207.03	15.53
N10	1.90	208.26	18.26
N15	1.74	206.73	13.03
N16	2.59	205.46	16.16
N14	1.00	207.86	19.13
N17	2.11	206.42	27.92
N18	2.12	205.60	28.60
N20	1.34	204.15	33.15
N19	2.09	204.28	20.78
N11	2.31	209.46	25.46
N12	2.21	209.73	32.23
N27	2.89	209.09	37.59
N25	2.56	208.53	43.23
N23	1.57	207.41	47.91
N22	1.58	206.82	52.82
N24	2.58	206.66	49.36
N26	2.92	207.83	39.83
N13	1.96	207.98	20.98
N21	1.32	205.01	37.01

Tableau V.7: Etat des nœuds du réseau cas de pointe+incendie

Nœuds	Débits (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
N1	1.92	203.51	43.31
N2	18.68	201.58	40.96
N5	2.82	204.72	34.54
N4	2.35	203.19	35.13
N3	2.86	205.82	36.99
N6	3.10	204.99	21.82
N7	3.42	203.89	25.99
N8	3.26	204.44	27.89
N9	1.73	205.52	12.94
N10	1.90	204.06	15.52
N15	1.74	202.77	10.36
N16	2.59	204.91	13.47
N14	1.00	204.91	16.18
N17	2.11	204.26	25.76
N18	2.12	199.90	22.90
N20	1.34	198.77	27.77
N19	2.09	200.74	17.24
N11	2.31	206.49	22.49
N12	2.21	206.70	29.20
N27	2.89	206.07	34.57
N25	2.56	205.51	40.21
N23	1.57	204.39	44.89
N22	1.58	203.81	49.81
N24	2.58	203.65	46.35
N26	2.92	204.84	36.84
N13	1.96	205.01	18.01
N21	1.32	198.73	30.73

**Tableau V.8** : Calcul hydraulique des débits et des vitesses pour chaque tronçon  
(Cas de pointe)

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (m)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge linéaire
L1	173.8133	75	0.0015	1.82	0.41	2.70
L2	167.093	50	0.0015	0.14	0.07	0.21
L6	215.3301	75	0.0015	3.74	0.85	9.69
L7	305.8952	125	0.0015	-9.13	0.74	4.13
L8	295.938	75	0.0015	-2.69	0.61	5.38
L3	285.2352	50	0.0015	0.19	0.10	0.37
L9	144.4663	50	0.0015	1.74	0.89	17.26
L13	127.1965	75	0.0015	4.12	0.93	11.51
L14	196.6977	160	0.0015	-16.35	0.93	4.90
L15	198.2586	125	0.0015	11.30	0.92	6.05
L11	127.7468	75	0.0015	3.73	0.84	9.62
L10	233.0237	50	0.0015	-1.33	0.68	10.70
L12	60.2598	75	0.0015	5.68	1.28	20.41
L28	57.9936	75	0.0015	2.62	0.59	5.13
L33	235.2976	75	0.0015	2.70	0.61	5.43
L29	59.9541	50	0.0015	1.83	0.93	18.82
L30	125.9041	110	0.0015	8.87	1.13	11.42
L31	156.5195	110	0.0015	5.74	0.73	5.24
L38	142.1199	75	0.0015	2.34	0.53	4.21
L37	126.2989	50	0.0015	1.02	0.52	6.75
L36	145.7887	50	0.0015	-0.32	0.16	0.88
L34	145.2214	50	0.0015	-1.13	0.58	8.05
L32	145.7022	50	0.0015	1.02	0.52	6.67
L35	132.7022	50	0.0015	1.28	0.65	9.96
L16	73.5323	200	0.0015	-29.97	0.95	3.66
L17	191.4141	160	0.0015	13.22	0.75	3.34
L21	199.2845	125	0.0015	7.35	0.60	2.80
L22	128.3079	75	0.0015	3.53	0.80	8.75
L23	190.7939	75	0.0015	1.96	0.44	3.08
L24	130.1583	50	0.0015	0.38	0.20	1.22
L26	200.0623	50	0.0015	-0.94	0.48	5.81
L19	195.3697	75	0.0015	-0.88	0.20	0.76
L27	17.4421	125	0.0015	11.69	0.95	6.43
L20	196.3607	75	0.0015	2.98	0.67	6.44
L25	192.9740	50	0.0015	1.26	0.64	9.69
L18	184.4293	160	0.0015	14.54	1.18	9.52
L5	51.9346	50	0.0015	2.57	1.31	34.53
L4	128.8419	75	0.0015	2.91	0.66	6.18
L41	934	250	0.0015	59.93	1.22	4.39

**Tableau V.9 :** Calcul hydraulique des débits et des vitesses pour chaque tronçon  
(Cas de pointe+incendie)

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (m)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge linéaire
L1	173.8133	75	0.0015	4.04	0.91	11.10
L2	167.093	125	0.0015	-14.64	1.19	9.64
L6	215.3301	110	0.0015	5.96	0.76	5.61
L7	305.8952	160	0.0015	-13.81	0.78	3.62
L8	295.938	160	0.0015	-14.24	0.81	3.82
L3	285.2352	50	0.0015	-0.58	0.30	2.45
L9	144.4663	75	0.0015	3.28	0.74	7.63
L13	127.1965	125	0.0015	11.79	0.96	6.53
L14	196.6977	200	0.0015	-28.70	0.91	3.39
L15	198.2586	160	0.0015	16.33	0.92	4.89
L11	127.7468	125	0.0015	9.14	0.74	4.14
L10	233.0237	50	0.0015	-0.57	0.29	2.35
L12	60.2598	75	0.0015	5.29	1.20	17.98
L28	57.9936	75	0.0015	3.00	0.68	6.53
L33	235.2976	110	0.0015	5.88	0.75	5.48
L29	59.9541	75	0.0015	4.63	1.05	14.15
L30	125.9041	110	0.0015	5.69	0.72	5.15
L31	156.5195	50	0.0015	2.28	1.16	27.87
L38	142.1199	50	0.0015	1.14	0.58	8.22
L37	126.2989	50	0.0015	-0.18	0.09	0.32
L36	145.7887	50	0.0015	-1.52	0.77	13.50
L34	145.2214	75	0.0015	-4.59	1.04	13.96
L32	145.7022	50	0.0015	1.30	0.66	10.25
L35	132.7022	50	0.0015	-0.99	0.50	6.32
L16	73.5323	250	0.0015	-47.35	0.96	2.86
L17	191.4141	160	0.0015	13.15	0.74	3.31
L21	199.2845	125	0.0015	7.34	0.60	2.79
L22	128.3079	75	0.0015	3.53	0.80	8.71
L23	190.7939	75	0.0015	1.96	0.44	3.06
L24	130.1583	50	0.0015	0.38	0.19	1.18
L26	200.0623	50	0.0015	-0.95	0.48	5.95
L19	195.3697	75	0.0015	-0.95	0.22	0.86
L27	17.4421	125	0.0015	11.31	0.92	6.06
L20	196.3607	75	0.0015	2.92	0.66	6.23
L25	192.9740	50	0.0015	1.25	0.64	9.62
L18	184.4293	125	0.0015	14.22	1.16	9.15
L5	51.9346	75	0.0015	5.03	1.14	16.46
L4	128.8419	160	0.0015	16.92	0.96	5.21
L41	934	250	0.0015	76.93	1.57	6.92

**Remarque :**

Le signe de (-) dans la colonne des débits signifie le sens de écoulement.

**V.5.2. Constatations et interprétations des résultats de simulation :**

Nous avons remarqué qu'il y a des vitesses acceptables entre 0.5m/s et 1.5m/s et quelque vitesse inférieure à 0.5m/s mais cela n'influe pas sur notre réseau, puisque le cas de pointe+incendie se marque par des vitesses un peu élevé par rapport au cas de pointe.

Les pressions aux niveaux des nœuds du réseau sont variées entre un (01) et cinq (05) bar pour les deux cas, ces valeurs sont aux normes admises pour un réseau d'alimentation en eau potable (AEP).

Les résultats de la simulation sur les conduites et sur les nœuds pour le cas de pointe et pointe+incendie sont montrés dans les **figures V.1 et V.2**

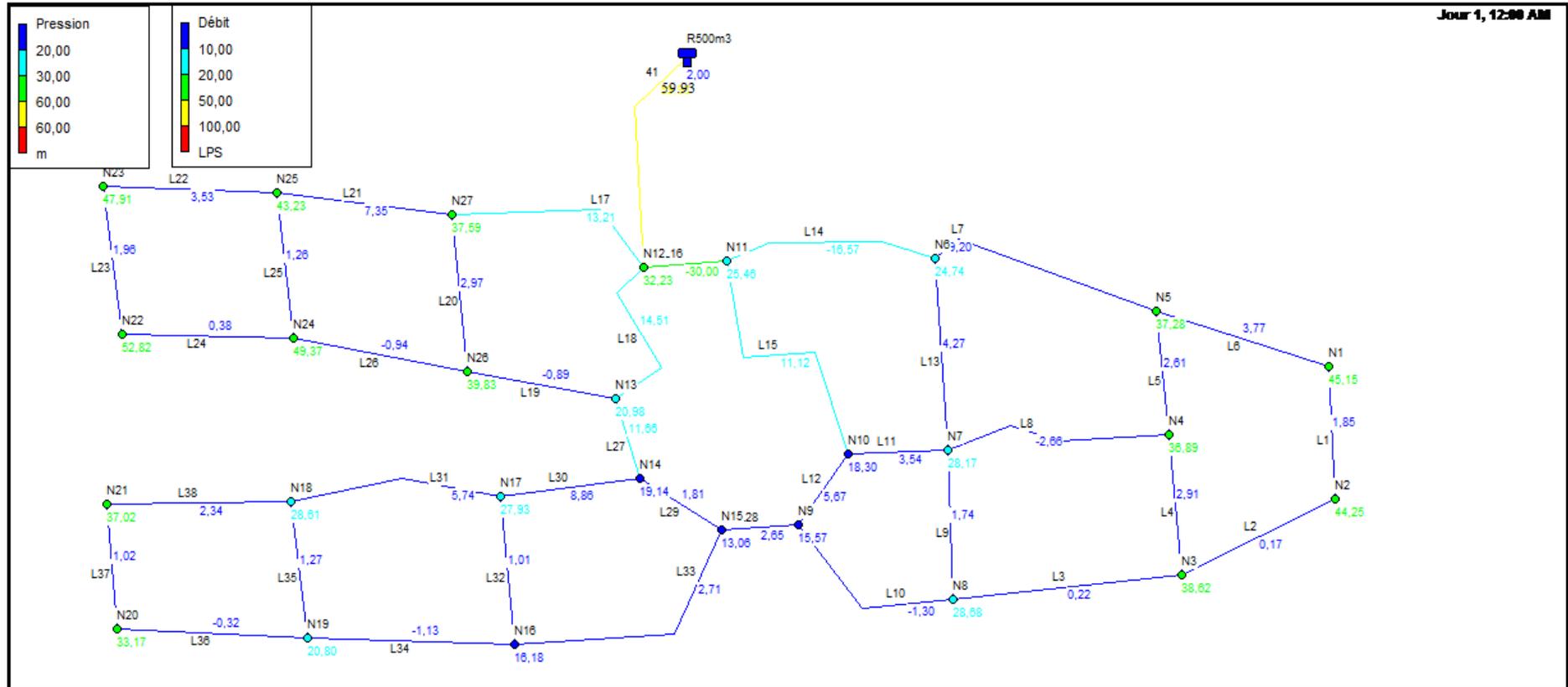


Figure V.1 : Résultat de simulation pour le cas de pointe

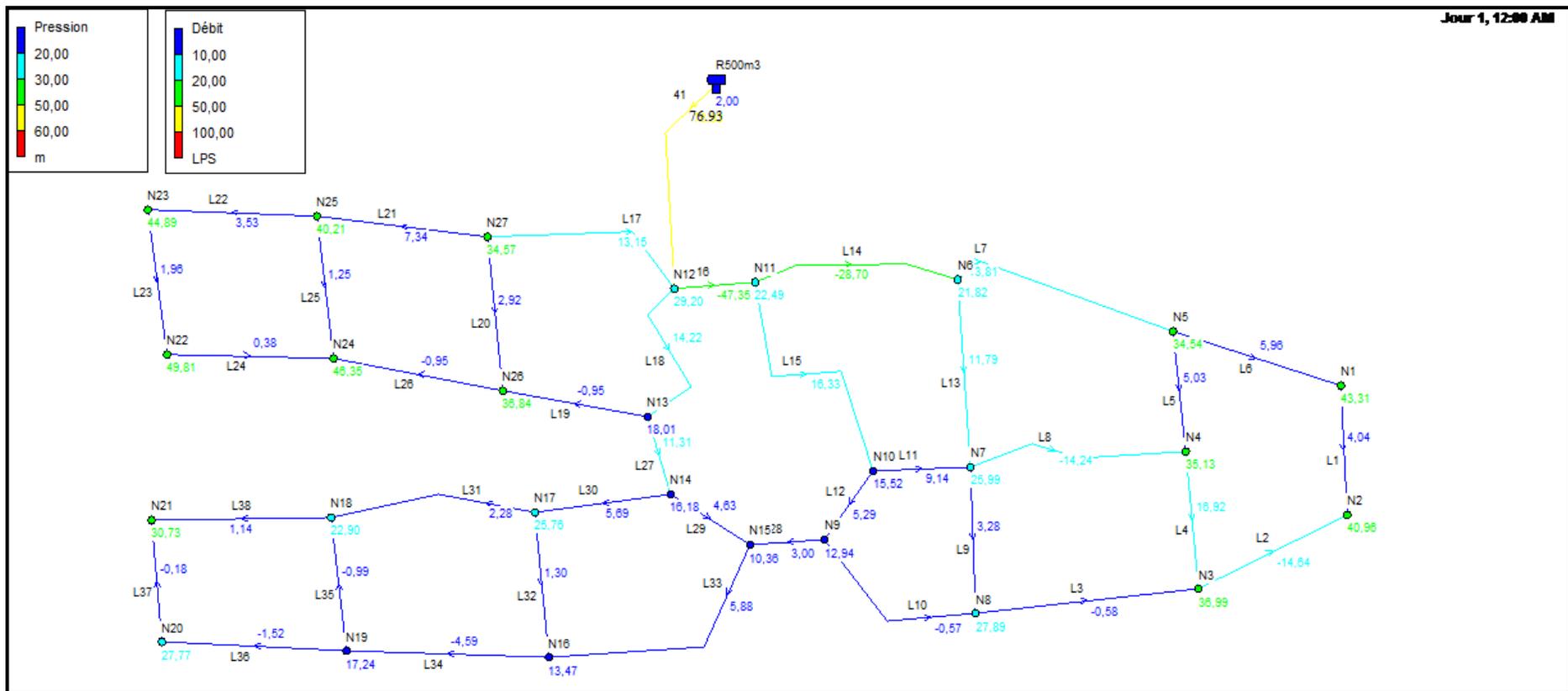


Figure V.2 : Résultat de simulation pour le cas de pointe+incendie

**Conclusion :**

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

Pour notre réseau les diamètres utilisés varient entre 50 mm et 250 mm et les pressions varient entre 10m et 50 m.

A la fin on peut dire qu'après la conception du réseau, un bon fonctionnement du réseau a été remarqué, et cela s'est traduit par l'apparition de bonnes pressions aux nœuds et des bonnes vitesses d'écoulement sur la plus part des conduites.

Chapitre VI :



**EQUIPEMENT DU RESEAU**

## Chapitre VI : EQUIPEMENT DU RESEAU

**Introduction :**

Le fonctionnement et l'exploitation d'un réseau de distribution nécessitent, en service normale comme en cas d'incident, que l'on dispose un certain nombre d'accessoires qui ont pour rôle :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et assurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Soutirer les débits.

Parmi ces accessoires on distingue les robinets, les clapets, les poteaux d'incendie (bouches d'incendies), les régulateurs de pression, les ventouses, les organes de mesures.

**VI.1. Les accessoires du réseau :****VI.1.1. Les robinets :**

On utilise les robinets pour isoler les conduites (en particulier pour réparation), on trouve les robinets vannes à coin (à opercule) et les vannes papillon, les vannes d'isolement, les vannes à clapet non retour, les vannes de réduction de pression, les vannes d'altitude.

**VI.1.1.1 Les vannes à opercule :**

Ce sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique, La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne, leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon.

De surcroît, à partir d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés du coin quand on veut le manœuvrer à partir de la position fermée. Dans notre projet, on place ce robinet à l'aval de la conduite **L41** liant le réservoir au réseau de distribution.



**Figure VI.1 :** Robinet vanne à opercule [6]

### VI.1.1.2 Les vannes papillon :

Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Ils peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible.

A partir d'un certain diamètre (200 à 300 mm) les robinets vannes des deux types sont généralement motorisés.

On placera un robinet papillon à la sortie du réservoir, donc à l'amont de la conduite **L41**.

Les robinets d'arrêt ou de prise sont utilisés surtout au niveau des branchements ( $\varnothing < 100\text{mm}$ ), dans les branchements d'immeubles ou pour la commande d'appareils sous chaussées, ce qui n'est pas notre cas.



**Figure VII.2 :** Robinet vanne papillon [6]

### VI.1.1.3 Réducteur de pression :

Cet appareil réduit et stabilise la pression du réseau à une valeur de consigne quelles que soient les variations de pression amont et de débit appelées dans la canalisation. La pression aval agit directement dans la chambre de commande sous la partie haute du clapet par un orifice particulier. La pression aval est équilibrée à tout moment par l'action du ressort, ce qui provoque les déplacements du clapet lorsque le débit ou la pression du réseau varient.

Pour les diamètres 125 à 250, la fabrication du réducteur est différente. L'ensemble clapet est également guidé à la partie inférieure du corps et se décompose en 3 parties: guidage supérieur, clapet et axe de guidage.

Les avantages :

- Pression aval réduite et pratiquement constante.
- Disposition de l'appareillage mobile de la partie supérieure de l'appareil.
- Possibilité de purge par robinet de la plaque de fond.
- Amortissement des mouvements de l'équipage mobile assurant un fonctionnement anti-bélier.

### VI.1.1.4 Les ventouses :

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

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

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement. Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.



Ventouse simple

Ventouse à double orifice

Figure VI.3 : Types de ventouses [6]

#### VI.1.1.5. Les poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre aux quelles on ajoute une prise frontale de 100mm si le débit d'incendie excède 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150mm de diamètres dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare les poteaux d'incendie situés le long des rues ne doit pas dépasser 200m.

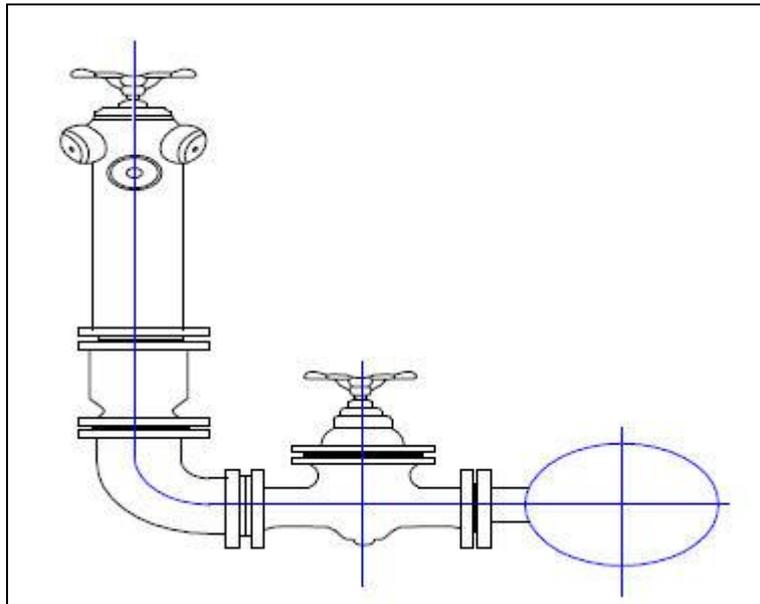


Figure VI.4 : Poteau d'incendie

### VI.1.2. Organes de mesure :

#### VI.1.2.1. Mesure de débit :

La gestion de la distribution d'eau potable nécessite une bonne connaissance des débits transités dans le réseau. L'utilité du comptage de l'eau apparaît aussi bien pour la vente, le diagnostic, la modélisation ou l'exploitation courante des installations.

Traditionnellement, et dans la majorité des cas, on fait appel aux compteurs d'eau mécaniques qui offrent à la fois l'avantage d'être économiques, techniquement éprouvés et de précision garantie par la législation. Ils sont donc très utilisés, en particulier pour la vente d'eau aux usagers mais aussi pour les mesures en sortie d'ouvrages ou en sectorisation.

Par contre, certaines conditions particulières d'utilisation conduisent les gestionnaires de réseaux à utiliser de plus en plus des débitmètres :

- Diamètres importants,
- Débits réversibles,
- Mesures ponctuelles ou temporaires,...

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

- Débitmètres à organe déprimogène :

Il s'agit de créer au sein de la canalisation une restriction localisée de la section (ou constriction) qui engendrera une différence de pression statique dont la mesure nous permettra d'en déduire le débit.

Ils sont utilisés, en particulier pour les mesures en sortie d'ouvrages ou en sectorisation.

#### VI.1.2.2. Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

##### a)-manomètres à aiguilles :

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

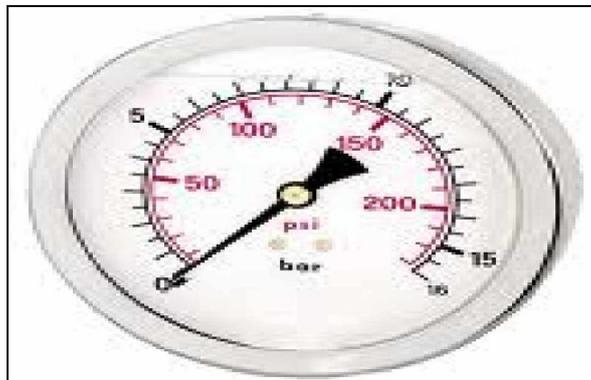


Figure VI.5 : Manomètre à aiguilles [7]

**b)-manomètres à soufflet :**

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.

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

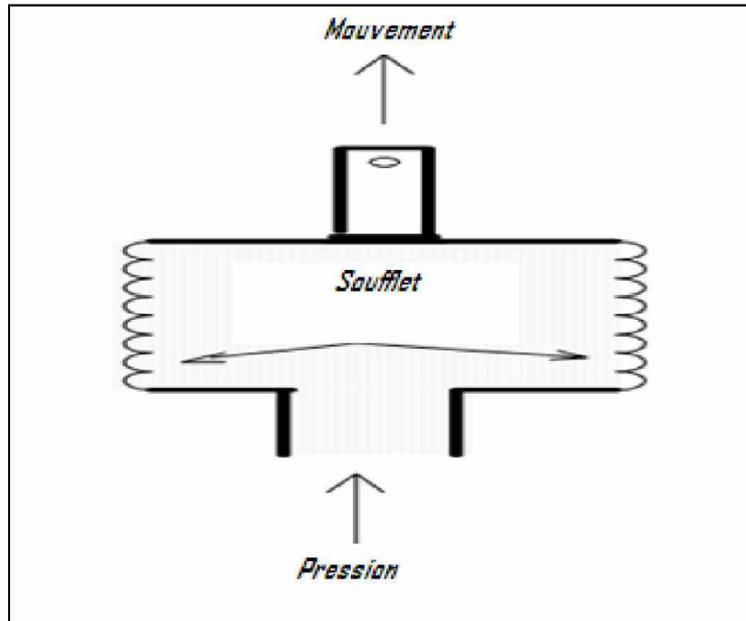


Figure VI.6 : Manomètre à soufflet [7]

**VI.1.3. Pièces spéciales de raccordement :**

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

- L'assemblage des tubes PE ;
- Le changement de direction ;
- La réduction de diamètre ;
- La dérivation ;
- La transition ;
- La transition d'un matériau à un autre.

Ces raccords possèdent les avantages suivants :

- Poids spécifique bas ;
- Résistance aux chocs
- Résistance aux agents chimiques ;
- Résistance à l'abrasion ;

Les raccords se font par électro-soudage ou par soudage bout à bout (appelé soudage « au miroir »)

**VI.1.3.1. Les Tés :** ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.

**VI.1.3.2. Les coudes :** ils sont utilisés pour le changement de direction.

**VI.1.3.3. Les croix de jonction:** ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

**VI.1.3.4. Les joints :**

Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et faire face aux sollicitations mécaniques et chimiques. Pour cela, ils doivent épouser parfaitement la loge qui leur est destinée.

Les joints constituent la partie la plus fragile de la canalisation à cause de leur souplesse ; tout mouvement du tuyau s'articule sur le joint, ce qui provoque en lui des usures mécaniques.

L'action des produits chlorés de l'eau et le dessèchement induisent le vieillissement des joints.

Il existe trois principaux types de joints : mécaniques, à emboîtement et à bride. Les joints mécaniques ou à emboîtement sont utilisés pour relier les conduites enfouies dans le sol, alors que les joints à bride sont utilisés pour raccorder des tronçons à l'intérieur des constructions (station de pompage, station de traitement, etc.).

**Conclusion :**

D'après l'étude effectuée, il est nécessaire d'installer plusieurs accessoires et pièces spéciales de raccordement sur toute la longueur du réseau pour assurer le bon fonctionnement du réseau et pour protéger les conduites.

Chapitre VII :



**ORGANISATION DU CHANTIER**

## CHAPITRE VII : L'ORGANISATION D'UN CHANTIER

**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.

**VII.1. Travaux concernant les conduites de réseau :**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place d'un réseau d'alimentation en eau potable (A.E.P) sont :

- Implantation de tracé.
- Décapage de la couche végétal ou goudron
- Exécution des tranchées.
- Pose du lit de sable.
- Poses conduites.
- Essais d'étanchéités.
- Remblayage des tranchées.
- Nivellement et compactage.

**VII.1.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain:**Matérialisation :

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

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

**VII.1.2. Excavation des tranchées :**

Cette opération se divise en deux étapes :

VII.1.2.1. Enlèvement de la couche végétale :

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

VII.1.2.2. Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée a 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 d'écoulement naturel des eaux 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 «  $b$  »

**La profondeur ( $H_{tr}$ ) :**

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

Elle est donnée par la relation suivante :

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

VII.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.

On prend :  $h=1$  m.

$H_1$  : épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,15$  m.

D'où :  $H_{tr} = 1,15 + D$  (m).

### **Largueur de la tranchée :**

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

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

VII.2

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

### **VII.1.3. Aménagement du lit de pose des conduites :**

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

- Eliminer les grosses pierres des déblais places sur les cotes de la tranchée de tacon a éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois poses.
- 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 dame avec la terre meuble du sable, ce lit de sable est a une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

### **VII.1.4. Pose des conduites :**

Avant la descente des conduites dans la fouille, on précède à un triage des conduites de tacon 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.1.5. 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 ou la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

### **VII.1.6. 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 déblaies (tout élément indésirable étant exclu).

### **VII.1.7. 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 précède 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. Calcul de volumes des travaux :****VII.2.1. Calcul du volume de terrassements pour le réseau :**Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron :

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B.h.L \text{ (m}^3\text{)} \quad \text{VII.3}$$

B : largeur de la tranchée (m)

h : hauteur de la couche (h=0.1m)

L : longueur totale des tranchées (m)

Les résultats sont représentés dans le **tableau VII.1**

**VII.2.2. Calcul du volume de la tranchée (déblai) : (V<sub>d</sub>)**

D'après la **figure VII.1** la surface à calculer est la surface rectangulaire

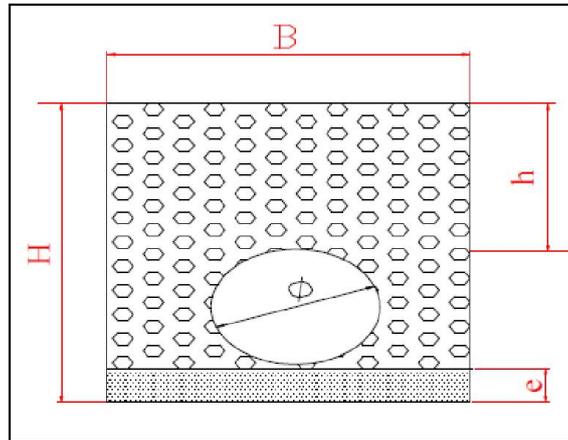
$$V_d = S \times L \quad \text{VII.4}$$

Avec :

$$S = B \times H$$

$$B = 0,6 + \varnothing \text{ et } H = \varnothing + 1 + 0,1$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le **tableau VII.1**



**Figure VII.1 : Schéma de la tranchée**

:

On calcul ce volume en utilisant la formule suivante

$$S = e \times B \times L \quad \text{VII.5}$$

Avec :

e : l'épaisseur de la couche de sable (0.02 m)

B : largeur de la tranchée.

L : longueur de la conduite.

Les résultats obtenus sont représentés dans le **tableau VII.1**

**VII.2.4. Calcul du volume de remblai :**

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai est le volume qu'occupe la conduite et le volume occuper par lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s) \quad \text{VII.6}$$

V<sub>r</sub> : Volume du remblai compacté (m<sup>3</sup>) ;

V<sub>d</sub> : Volume du déblai (m<sup>3</sup>) ;

V<sub>s</sub> : Volume du sable

V : Volume occuper par la conduite (m<sup>3</sup>) ;  $V = L \times \frac{\pi \times \theta^2}{4}$

L : Longueur de la conduite

Ø : Diamètre de la conduite.

Les résultats obtenus sont représentés dans le **tableau VII.1**

**VII.2.5. Calcul de volume excédentaire :**

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

VII.7

V<sub>exc</sub> : Volume du sol excédentaire en (m<sup>3</sup>).

V<sub>f</sub> : Volume du sol foisonné en (m<sup>3</sup>).

Avec : V<sub>f</sub> = V<sub>d</sub> × K<sub>f</sub>

V<sub>d</sub> : Volume du déblai en (m<sup>3</sup>)

K<sub>f</sub> : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

K<sub>f</sub> = 1,25.

Les résultats obtenus sont représentés dans le **tableau VII.1**

**Tableau VII.1 :** Calcul des volumes des travaux.

Diamètre des conduites (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largeur d'une tranchée (m)	Volume de la couche végétale (m <sup>3</sup> )	Volume de déblai (m <sup>3</sup> )	Volume de sable (m <sup>3</sup> )	Volume occupé par la conduite (m <sup>3</sup> )	Volume du remblai (m <sup>3</sup> )	Volume du sol foisonné (m <sup>3</sup> )	Volume excédentaire (m <sup>3</sup> )
63	60	0,663	3,98	46,26	3,98	0,187	42,10	57,83	15,73
50	2160,5631	0,65	140,44	1615,02	140,44	4,240	1470,34	2018,78	548,43
75	2275,3697	0,675	153,59	1804,65	153,59	10,047	1641,02	2255,82	614,80
100	282,4236	0,7	19,77	237,24	19,77	2,217	215,25	296,54	81,30
125	905,3097	0,725	65,63	804,03	65,63	11,104	727,29	1005,04	277,75
150	388,1091	0,75	29,11	363,85	29,11	6,855	327,89	454,82	126,93
200	73,7323	0,8	5,90	76,68	5,90	2,315	68,47	95,85	27,38
250	1200	0,85	102,00	1377,00	102,00	58,875	1216,13	1721,25	505,13
Total			520.41	6324.74	520.41	95.841	5708.48	7905.92	2197.44

D'après ce tableau, le volume total du réseau est **de 15271.48m<sup>3</sup>**,

A travers ce volume calcule, nous déterminons la capacité du godet :

Tableau VII.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

Volume du terrassement par une pelle (m <sup>3</sup> )	≤10000	≥10000	>20000	>100000
Capacité du godet (m <sup>3</sup> )	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est supérieur à 10000 m<sup>3</sup> et inférieur à 20000 m<sup>3</sup>, on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à 0,65 m<sup>3</sup>.

### VII.3. Devis estimatif :

Tableau VII.3: Volumes et coût des travaux total.

N°	Désignation de travaux	unité	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
1	Décapage de la couche végétale	m <sup>3</sup>	520.41	200	104082
2	Déblai	m <sup>3</sup>	6324.74	300	189722
3	Lit de sable	m <sup>3</sup>	520.41	800	416328
4	Remblai compacté	m <sup>3</sup>	5708.48	400	2283392
5	Conduite	ml	6085.3075	800	4868246
6	Volume excédentaire	m <sup>3</sup>	2197.44	160	351590.4
				Total	9921060.4
				19%	TVA 1885001.48
				TTC	8036058.92

Le devis estimatif pour les différents travaux représentés dans le tableau VII.3 est de 9921060.4 DA

### VII.4. Planification Des Travaux :

#### Elaboration du réseau de planification selon la méthode CPM :

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

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;

- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail ;

**VII.4.1. Construction du réseau :**

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

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

Détermination du chemin critique :

**VII.4.2 Méthode CPM :**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard

DFP : date de finition au plus tôt

DFPP : date de finition au plus tard

MT : marge totale

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

**VII.4.3. Chemin critique :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle.

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

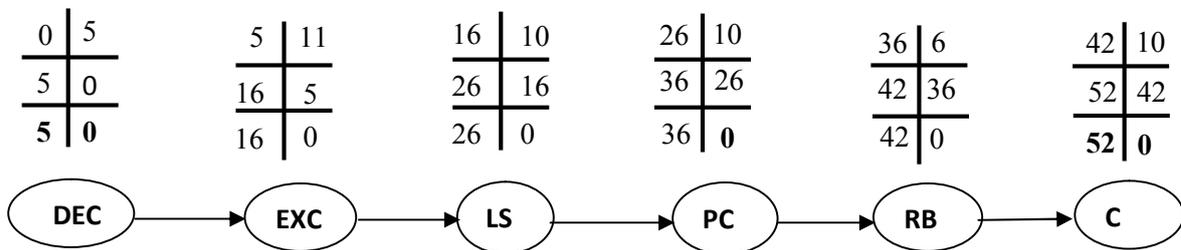
$$MT = 0$$

La somme de TR = DTP

**La pose de conduite**

Les taches :

Décapage de la terre végétale - DEC	5 jours
Excavation de la tranchée - EXC	11 jours
Préparation de lit de sable – LS	10 jours
Pose des conduites – PC	10 jours
Remblais des tranches - RB	6 jours
Compactage des tranches des collecteurs –C	10 jours



**Figure VII.2 :** Réseau à nœuds pose des conduites.

Donc ce réseau à nœud est d'une seule tranche avec un **temps de réalisation est donc:**

$$T = 52 \text{ jours}$$

**VII.4. Les engins :**

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Les pelles hydrauliques.
- Le compacteur avec rouleau a pneu.
- Le bulldozer.

**VII.4.1. Pelle hydraulique :**

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

Dans notre cas nous emploierons la pelle avec un godet équipé en rétro pour faire :

- Creusement de tranchées.
- Chargement des débris et de déblais.

**VII.4.2. Compacteur avec rouleau a pneu :**

L'extension de ces compacteurs résulte des perfectionnements intervenus dans la fabrication des pneus à basse pression. Les déformations et les déplacements relatif à ces pneus au cour du cylindrage produisent un malaxage du sol qui en réalise rapidement le compactage.

**VII.4.3. Bulldozer :**

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou a pneu.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).

**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.

- Le devis estimatif est de 9921060.4 DA
- La durée du projet est de 52 jours



## CONCLUSION GENERALE

### **Conclusion générale :**

Dans notre étude, qui interprète l'étude du système d'alimentation en eau potable du nouveau pôle universitaire El Hassania (W. Chlef), nous avons abordé toutes les phases d'études, allant de point de piquage jusqu'à la distribution en passant par l'adduction et l'ouvrage de stockage (réservoir).

A l'issue de cette étude, nous avons tenu compte de la variation de la consommation pour le calcul du réseau, et cela pour assurer une alimentation optimale.

Le système d'alimentation en eau potable, que nous avons étudié dans ce projet, et qui est destiné à assurer les besoins en eau du pôle universitaire, est composé des ouvrages et équipements suivants :

\_ Le réseau de distribution est composé de douze (12) mailles, avec une longueur totale égale à 6085.31 m, avec des conduites en PEHD de diamètres variant de 50 à 250 mm.

\_ Pour les ouvrages de stockage, le pôle universitaire possède un réservoir de capacité 500 m<sup>3</sup>.

\_ L'adduction d'eau se fera par une adduction gravitaire sur une distance de 1300 m, en utilisant des conduites en PEHD de diamètre 125 et 160 mm

\_ La mise en œuvre d'une organisation du chantier permet la réalisation et l'exécution des différents travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Enfin, j'espère que ce modeste travail servira comme une référence pour l'étude du système d'alimentation en eau potable du nouveau pôle universitaire El Hassania (W. Chlef).



**Annexe II: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants**

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10000 à 50000	50000 à 100000	>100000	Aggl.de type rural
<b>0-1</b>	01	1.5	03	3.35	0.75
<b>1-2</b>	01	1.5	3.2	3.25	0.75
<b>2-3</b>	01	1.5	2.5	3.3	01
<b>3-4</b>	01	1.5	2.6	3.2	01
<b>4-5</b>	02	2.5	3.5	3.25	03
<b>5-6</b>	03	3.5	4.1	3.4	5.5
<b>6-7</b>	05	4.5	4.5	3.85	5.5
<b>7-8</b>	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
<b>8-9</b>	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
<b>9-10</b>	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
<b>10-11</b>	4.5	6.25	4.8	4.85	06
<b>11-12</b>	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
<b>12-13</b>	07	05	4.4	4.6	8.5
<b>13-14</b>	07	05	4.1	4.55	06
<b>14-15</b>	5.5	5.5	4.2	4.75	05
<b>15-16</b>	4.5	06	4.4	4.7	05
<b>16-17</b>	05	06	4.3	4.65	3.5
<b>17-18</b>	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
<b>18-19</b>	6.5	05	4.5	4.4	06
<b>19-20</b>	5.0	4.5	4.5	4.3	06
<b>20-21</b>	4.5	04	4.5	4.3	06
<b>21-22</b>	03	03	4.8	3.75	03
<b>22-23</b>	02	02	4.6	3.75	02
<b>23-24</b>	01	1.5	3.3	3.7	01
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	100%

(Source : polycopé d'A.E.P de Mr. Salah Boualem).

**Annexe IV.1** Gamme de diamètre normalisé en PEHD

**Gamme**

. Diamètres : 20 – 40 – 50 – 63 – 75 – 90 – 110 – 125 – 160  
– 200 – 250 – 315 – 400 – 500 – 630 mm

Annexe IV.2 Gamme de prix

UNITE TUBE

## GAMME DE PRIX TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
-	Ø20	-			PE80
P3513001	Ø25	-	38,22	42,48	PE80
P3513006	Ø32	-	48,28	68,87	PE80
P3513009	Ø40	2	94,6	78,88	PE80
P3513012	Ø50	2,4	98,25	114,95	PE80
P3513015	Ø63	3	100,25	137,49	PE80
P3513018	Ø75	3,6	225,21	263,49	PE80
P3513022	Ø90	4,3	296,03	346,36	PE100
P3513025	Ø110	4,9	357,86	418,7	PE100
P3513040	Ø125	-	473,08	553,5	PE100
P3513030	Ø160	5,8	770,35	901,89	PE100
P3513044	Ø200	7,2	1163,39	1361,17	PE100
P3513059	Ø250	9,1	1950	2231,5	PE100
P3513042	Ø315	11,4	3080	3603,6	PE100
P3513039	Ø400	14,5	5134,24	6007,06	PE100
P3513051	Ø500	19,1	6938,13	8117,61	PE100
P3513052	Ø630	24,1	12682,5	14938,83	PE100

TUBES PEHD : PN 10					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513000	Ø20		28,07	34,01	PE80
P3513004	Ø25	2,5	38,28	44,79	PE80
P3513007	Ø32	2,5	55,48	64,91	PE80
P3513010	Ø40	3	94,1	98,48	PE80
P3513013	Ø50	3,7	138,26	158,28	PE80
P3513016	Ø63	4,7	209,68	245,34	PE80
P3513019	Ø75	5,6	300,5	351,59	PE80
P3513023	Ø90	5,4	359,09	420,14	PE100
P3513026	Ø110	6,6	540,5	632,39	PE100
P3513028	Ø125	7,4	680,13	772,36	PE100
P3513031	Ø160	9,5	1142,25	1336,43	PE100
P3513033	Ø200	11,9	1650,84	1931,48	PE100
P3513035	Ø250	14,8	2590	3036,15	PE100
P3513041	Ø315	18,7	4093,57	4789,47	PE100
P3513038	Ø400	23,7	6098,74	7837,53	PE100
P3513049	Ø500	29,7	10152,51	11878,44	PE100
P3513048	Ø630	37,7	15733,76	18411,38	PE100

DRE (direction des ressources en eau de Chlef)



**REFERENCES BIBLIOGRAPHIES**

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

[1] :

Centre d'Etudes ET de Réalisation en Urbanisme URBA-Blida

[2] :

Règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003

[3] :

DRE (Direction des ressources en eau de Chlef)

[4] :

**B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable»

[5] :

Mémoire de fin d'études Alimentation en eau potable de la ville de Bouarfa W.BLIDA  
présenté par YACOUB OUSMAN BOURMA

[6] :

Robinetterie et raccords pour l'eau potable PDF

[7] :

Principes de science et de fonctionnement des Réacteurs-instruments et contrôle groupe de  
formation technique PDF