

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 de rénovation du réseau d'AEP de la ville de Larhat (w. Tipaza) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0013-14

APA Citation (APA توثيق):

Merouane, Zineb (2014). Etude de rénovation du réseau d'AEP de la ville de Larhat (w. Tipaza)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-**

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme D'ingénieur d'état en hydraulique

Option : Alimentation En Eau Potable

THEME DU PROJET :

**ETUDE DE RENOVATION DU RESEAU D'AEP DE LA
VILLE DE LARHAT
(W.TIPAZA)**

PRESENTE PAR :

MEROUANE. Zineb

Devant les membres du jury :

| Nom et prénoms | Grade | Qualité |
|---------------------------------|----------------|----------------|
| Mr. KHETTAL Tahar | M.C.A | Président |
| Mme. CHENITI NAWEL | M.A.A | Membre |
| Mr. HABBOUCHE Abdelhamid | M.A.A | Membre |
| Mme. TAFAT Leila | M.A.A | Membre |
| Mr. MEDDI M'hamed | Ingénieur(DRE) | Invité |
| Mme. KAHLERRAS Malika | M.A.A | Promoteur |

Session - 2014

REMERCIEMENT

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

Mes remerciements à ma mère et mon père qui m'ont tant encouragé et soutenue tout au long de mon cursus scolaire et universitaire...

Je remercie fortement ma promotrice : Mme.KAHLERRAS de m'avoir orienter par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

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

Mes remerciements particulières à mes sœurs, mon frère qui sans eux je n'aurai pas eu l'énergie nécessaire pour parvenir à la fin de mon cycle, et tous mes ami(e)s spécialement de l'ENSH, qui vont beaucoup me manquer.

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

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

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



*Zineb
Merouane*

Je dédie ce modeste travail :

Spécialement à ma très chère mère « FATMA ZOHRA » que dieu la protège pour ces Sacrifices, son amour, son aide et son soutien et me voir ainsi arriver ce que je suis devenue aujourd'hui.

À mon père « BELKACEM » qui s'est toujours montré présent et qui a fait en sorte que je ne manque de rien.

À mes chères sœurs WAHIBA, SOUMYA et FATIMA.

À mon frère MOHAMED, et mes beaux-frères HAMZA, KADER et MOHAMED, qui n'ont jamais cessé de m'aider.

Sans oublier mes neveux AMINE et MOUAD et mes nièces CHAYMA et KAWTHAR

Spécialement à mon meilleur ami HAMZA

À mes Amis : Fatima, Rayane, Khaled, Raouf, Manel, Liliya, Afafe, Rachid, Yacine, et à tous mes ami (es) de l'ENSH.

*Et à toute la promotion 2008
de l'Ecole National Supérieur d'Hydraulique*

Zineb Merouane

ملخص

تتمثل مذكرتنا هذه في القيام بدراسة عملية تجديد شبكة مياه الشرب للمنطقة شبه الريفية المتواجدة ببلدية الأرهاط ولاية تيبازة و ذلك بهدف توفير الكمية و النوعية المناسبة من المياه للسكان .

ضمن ولاية تيبازة تقع منطقة الأرهاط في الشمال الغربي من الولاية ، بين البحر الأبيض المتوسط و سلسلة هامة من الجبال، المسماة بجبال الظهرة و جبال زكار .

تهدف هذه الدراسة الى تحسين ظروف المعيشة للسكان من حيث التزويد بالمياه الصالحة للشرب و الحد من نزوحهم نحو المدن، وحل المشاكل المتعلقة بالشبكة و محاولة تفاديها .

Résumé

Ce présent mémoire traite La rénovation d'un système d'alimentation en eau potable des zones semi rurales de la ville de LARHAT la wilaya de Tipaza, afin de répondre qualitativement, quantitativement et en pression aux besoins croissants de la population

La zone d'étude fait partie de la wilaya de Tipaza, elle est située au Nord Ouest de la wilaya entre la mer méditerranéenne et une importante chaîne montagneuse, appelée le DAHRA et le ZACCAR.

Le but de l'étude est d'améliorer le niveau de vie des populations semi rurales en matière d'AEP afin de les maintenir sur place pour éviter l'exode rurale et en analysant tous les aspects des problèmes liés à notre réseau et essayer de les résoudre.

Abstract

This thesis includes all specific points of water distributing network in town of LARHAT in order to answer qualitatively, quantitatively and under pressure the growing needs of the population.

Our study will analyze all the aspects problem on the level of our network and try to resolve them.

The aim of the study is to improve the living conditions of rural population as far as the drinking water supply is concerned in order to avoid the rural exodus.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : présentation de la région d'étude

| | |
|----------------------------------|----|
| I.1- Situation géographique..... | 01 |
| I.2- Topographie et relief | 05 |
| I.3- Climatologie | 05 |
| I.4- Hydrogéologie | 06 |
| I.5- Géologie..... | 06 |
| I.6- Séismicité..... | 06 |
| I.7- Population | 06 |
| I.8- Situation hydraulique | 07 |
| I.9- Conclusion | 08 |

Chapitre II : Etat actuel du système d'AEP

| | |
|---|----|
| II.1- Introduction..... | 09 |
| II.2- Description du réseau de distribution | 09 |
| II.4- Conclusion | 16 |

Chapitre III : Les besoins en eau de l'agglomération

| | |
|---|----|
| III.1- Introduction | 17 |
| III.2- Evaluation de la population | 17 |
| III.3- Catégories des besoins | 18 |
| III.4- Estimation des besoins futurs..... | 18 |
| III.4.1- Choix de la norme unitaire de la consommation | 18 |
| III.4.2- Détermination de la consommation moyenne journalière | 19 |
| III.5- Estimation des besoins en eau pour chaque catégorie de consommation..... | 19 |
| III.6- Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale | 21 |
| III.7- Conclusion | 21 |

Chapitre IV : Les caractéristiques de la consommation en eau

| | |
|--|----|
| IV.1- Introduction..... | 22 |
| IV.2- Variation de la consommation | 22 |
| IV.3- Coefficients d'irrégularité | 22 |
| IV.4- Détermination des débits journaliers | 23 |
| IV.5- Détermination des débits horaires | 24 |

| | |
|---|----|
| IV.6- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant... | 25 |
| IV.7- Conclusion | 31 |

Chapitre V : Etude des réservoirs

| | |
|--|----|
| V.1- Introduction | 32 |
| V.2- Rôle de réservoir | 32 |
| V.3- Emplacement des réservoirs | 32 |
| V.4- Type de réservoir existant | 32 |
| V.5- Equipement du réservoir | 34 |
| V.6- Détermination de la capacité de réservoir | 34 |
| V.7- Entretien des réservoirs | 37 |
| V.8- Recommandations diverses | 37 |
| V.9- Matérialisation de la réserve d'incendie | 38 |
| V.10- Conclusion | 38 |

Chapitre VI : Adduction

| | |
|---|----|
| VI.1- Introduction..... | 39 |
| VI.2- Choix du tracé..... | 39 |
| VI.3- Choix du type de Conduites | 39 |
| IV.4- Choix de matériaux de la conduite | 40 |
| VI.5- Dimensionnement de la conduite de refoulement | 40 |
| VI.6- Conclusion | 45 |

Chapitre VII : Dimensionnement du réseau de distribution

| | |
|---|----|
| VII.1- Introduction | 46 |
| VII.2- L'alimentation en eau potable (AEP) | 46 |
| VII.3- Les type de réseau | 46 |
| VII.4- Conception d'un réseau | 47 |
| VII.5- Choix du type de matériaux | 47 |
| VII.6- Principe du tracé du réseau | 47 |
| VII.7- Calcul hydraulique du réseau maillé | 48 |
| VII.8- Calcul hydraulique du réseau maillé par la méthode de HARDY-CROSS..... | 54 |
| VII.9- Principe de la méthode de HARDY-CROSS | 54 |
| VII.10- Calcul de réseau..... | 56 |
| VII.11- Équipement du réseau de distribution..... | 62 |
| VII.12- Conclusion | 63 |

Chapitre VIII : Protection des conduites contre les phénomènes transitoires

| | |
|---|----|
| VIII.1- Définition..... | 64 |
| VIII.2- Causes de coup de bélier | 64 |
| VIII.3- Les risques dus au coup de bélier..... | 64 |
| VIII.4- Moyens de protection contre le coup de bélier | 65 |
| VIII.5- Analyse physique du phénomène de coup de bélier | 67 |
| VIII.6- Etude du coup de bélier | 69 |
| VIII.7- Dimensionnement du réservoir d'air..... | 70 |
| VIII.8- Conclusion | 71 |

Chapitre IX : Organisation de chantier

| | |
|---|----|
| IX.1- Introduction | 72 |
| IX.2- Les actions reçus par les conduites | 72 |
| IX.3- Exécution des travaux | 72 |
| IX.4- Choix des engins | 78 |
| IX.5- Calcul du volume de terrassement | 79 |
| IX.6- Devis estimatif..... | 83 |
| IX.7- Conclusion | 83 |

Chapitre X : Protection et sécurité de travail

| | |
|--|----|
| X.1- Introduction | 84 |
| X.2- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique..... | 84 |
| X.3- Listes des conditions dangereuses | 85 |
| X.4-Listes des actions dangereuses | 85 |
| X.5- Mesures préventives pour éviter les causes des accidents | 85 |
| X.6- Organisation de la prévention des accidents du travail | 86 |
| X.7- Conclusion | 87 |

CONCLUSION GENERALE

Liste des tableaux

Page

| | |
|---|----|
| Tableau I.1 : Les températures moyennes mensuels | 5 |
| Tableau I.2 : La pluviométrie moyennes mensuels | 6 |
| Tableau I.3 : Estimation de la population au 12/2006 | 7 |
| Tableau I.4 : Le stockage actuel de l'eau potable pour l'aire d'étude | 8 |
| Tableau II.1 : les linières et matériaux des conduites du réseau de distribution | 9 |
| Tableau II.1 : Etat du réseau de distribution de LARHAT (chef lieu) | 13 |
| Tableau II.2 : Etat du réseau de distribution de LARHAT (chef lieu) | 14 |
| Tableau II.3 : Etat du réseau de distribution de LARHAT (chef lieu) | 15 |
| Tableau III.1 : Population de LARHAT pour différents horizons | 17 |
| Tableau III. 2 : détermination des besoins domestique | 19 |
| Tableau III. 3 : détermination des besoins sanitaire | 19 |
| Tableau III. 4 : détermination des besoins scolaires | 19 |
| Tableau III. 5 : Détermination des besoins commerciaux | 19 |
| Tableau III. 6 : calcul des besoins socioculturels et sportifs | 20 |
| Tableau III. 7 : détermination des besoins publics | 20 |
| Tableau III. 8 : besoins des équipements futurs | 21 |
| Tableau III. 9 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale | 21 |
| Tableau IV.1 : le coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants | 23 |
| Tableau IV.2 : le coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants | 23 |
| Tableau IV.3 : Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville | 24 |
| Tableau IV. 4 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants | 26 |
| Tableau IV. 5 : variation de la consommation par heures | 27 |
| Tableau V.1 : détermination de la capacité du réservoir | 36 |
| Tableau VI.1 : Diamètres économiques de la conduite de refoulement | 41 |
| Tableau VI.2 : Les valeurs de K' , m et β | 42 |
| Tableau VI.2 : Les variantes pour le choix de la pompe du forage F1 | 44 |
| Tableau VII.1 : Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe | 49 |
| Tableau VII.2 : Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe plus incendie | 50 |
| Tableau VII.3 : Répartition des débits arbitraires dans les tronçons et leurs diamètres | 53 |

| | |
|--|----|
| Tableau VII.4 : État des Nœuds du Réseau..... | 57 |
| Tableau VII.5 : État des tronçons du Réseau..... | 58 |
| Tableau VII.6 : État des Nœuds du Réseau..... | 59 |
| Tableau VII.7 : État des tronçons du Réseau..... | 60 |
| Tableau IX.1 : calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour le réseau | 79 |
| Tableau IX.2 : calcul du volume de déblai pour le réseau..... | 80 |
| Tableau IX.3 : calcul du volume de sable pour le réseau..... | 80 |
| Tableau IX.4 : calcul du volume de remblai pour le réseau..... | 81 |
| Tableau IX.5 : calcul du volume excédentaire pour le réseau | 82 |
| Tableau IX.6 : Le volume Total des travaux pour le réseau de distribution..... | 82 |
| Tableau IX.7 : Volumes et coût des travaux total | 83 |

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Figure I.1 : la situation géographique de la wilaya de Tipasa | 2 |
| Figure I.1 : Plan de situation de la ville de LRHAT dans la wilaya de Tipasa | 3 |
| Figure I.3: la situation géographique de la commune de LARHAT..... | 4 |
| Figure II.1 : Graphique de proportion des matériaux de réseau..... | 10 |
| Figure II.2 : conduite de distribution en PVC passe sous la clôture d'une maison..... | 10 |
| Figure II.3 : Conduite de distribution en PVC | 11 |
| Figure II.4 : Bouchon en PVC plein de boue qui provoque des MTH..... | 11 |
| Figure II.5 : Conduite en PVC dans un regard de PTT découvert (Risque de MTH)..... | 12 |
| Figure II.6 : Té en PVC dans un regard découvert (risque des MTH)..... | 12 |
| Figure III.1 : Evolution de la population de la ville de LARHAT..... | 18 |
| Figure IV.1 : Graphique de consommation en eau de L'agglomération..... | 28 |
| Figure IV. 2 : Graphique de consommation en eau d'arrosage | 29 |
| Figure IV. 3 : Graphique de consommation totale | 30 |
| Figure IV. 4 : Courbe intégrale de la consommation..... | 31 |
| Figure V.1 : Les deux réservoirs de la ville de LARHAT | 33 |
| Figure V.2 : Chambre des vannes réservoir 500m ³ | 33 |
| Figure V.3 : Conduite de distribution LARHAT centre | 34 |
| Figure V.4 : équipement de réservoir..... | 38 |
| Figure VI.1 : Les différentes courbes caractéristiques de la pompe choisissent..... | 44 |
| Figure VI.2 : La fiche technique de la pompe choisit | 45 |
| Figure VII.1 : La répartition des débits le long du réseau de distribution (cas de pointe).. | 61 |
| Figure VII.2 : La répartition des débits le long du réseau de distribution (cas de pointe +incendie)..... | 62 |
| Figure VIII.2 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement de réservoir | 66 |
| Figure VIII.3 : Evolution de l'écoulement en fonction du temps dans une conduite de refoulement (au moment de coup de bélier) | 68 |
| Figure IX.1 : Pelle équipée en rétro | 78 |
| Figure IX.2 : Chargeur | 78 |
| Figure X.1 : Organigramme de la prévention | 78 |

Liste Des Planches

- 1- Plan de masse et réseau projeté.
- 2- Profil en long du réseau projeté pour LARHAT .
- 3- Les accessoires du réseau.
- 4- Le détail des nœuds.

Introduction générale :

Les systèmes de distribution d'eau potable appartiennent, au même titre que les autres réseaux techniques (gaz, assainissement, téléphone, ...), à un environnement urbain dans lequel ils agissent et interagissent avec les autres réseaux. La gestion technique de tels objectifs nécessite une connaissance précise du réseau, de ces infrastructures, de son fonctionnement hydraulique et passe par un entretien suivi et régulier du réseau.

Le réseau d'alimentation en eau potable constitue un patrimoine qui vieillit et qu'il est nécessaire de rénover le quand il atteint un seuil de vétusté limite. Le seuil limite dépend de nombreux paramètres que se soit technique, de gestion économique ainsi que la politique de gestionnaires.

La commune de LARHAT est promue pour devenir une nouvelle ville avec un nombre conséquent de logement prévu et des nouveaux équipements qui seront projetés. Pour cette raison l'étude de la rénovation de réseau d'alimentation en eau potable est prévue dans notre travail.

Cette étude analyse le système d'alimentation en eau potable en passant par une présentation de la ville, l'estimation des besoins de la ville, l'étude des caractéristiques de la consommation, étude des ouvrages de stockage, du réseau de distribution et de l'adduction, la protection du réseau contre le coup de bélier, l'organisation des différentes opérations aboutissant à la réalisation du projet et enfin la protection des éléments participants à la réalisation de ce projet.

I.1- Situation géographique :

La commune de LARHAT fait partie de la wilaya de Tipaza, elle est située au Nord Ouest de la wilaya entre la mer méditerranéenne et une importante chaîne montagneuse, appelée le DAHRA et le ZACCAR.

Le territoire de la commune est situé au nord-ouest de la wilaya de Tipaza, Son chef-lieu, Larhat, est situé à environ 60 km à l'ouest de Tipaza, à 10 km l'est de Damous chef lieu de daïra et à 38 km à vol d'oiseau au nord-ouest d'Aïn Defla, et à 135 km d'Alger.

Elle s'étale sur une superficie de 6188 Ha est elle est limitée :

- Au Nord par la mer méditerranée.
- Au Sud par la commune de Beni Mileuk et Messelmoune.
- A l'Est par les communes de Gouraya et Alghbal.
- A l'Ouest par la commune de Damous.

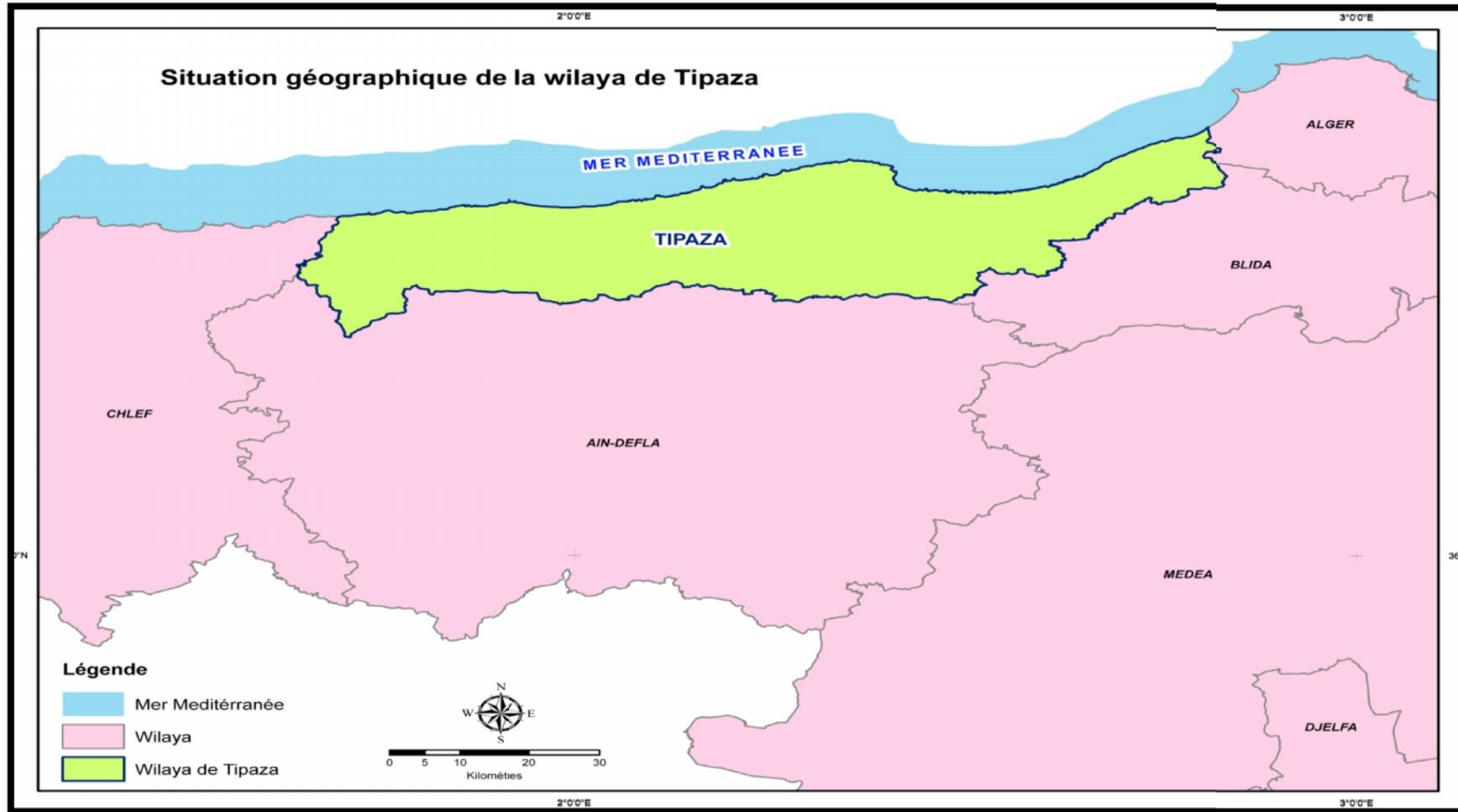


Figure I.1 : la situation géographique de la wilaya de Tipasa

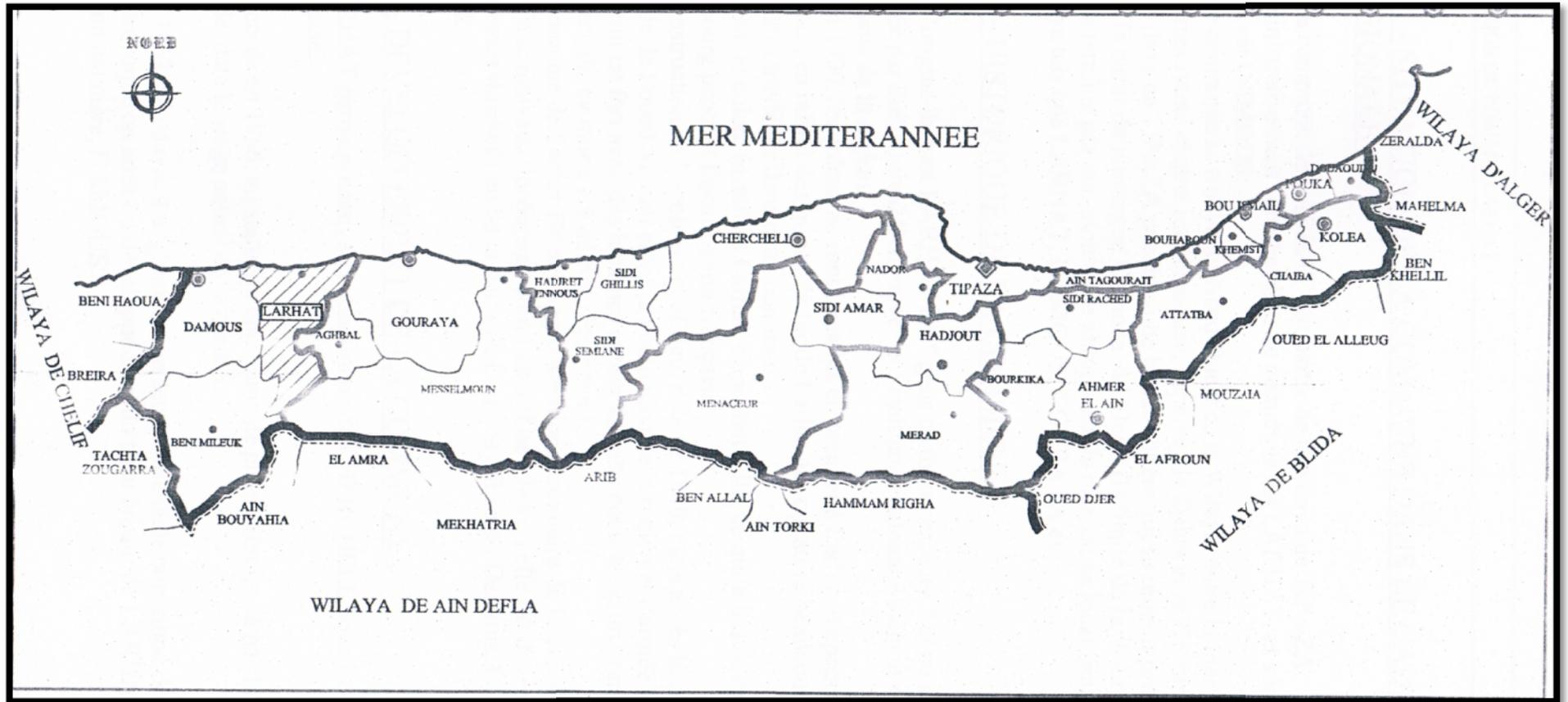


Figure I.2 : Plan de situation de la ville de LRHAT dans la wilaya de Tipasa

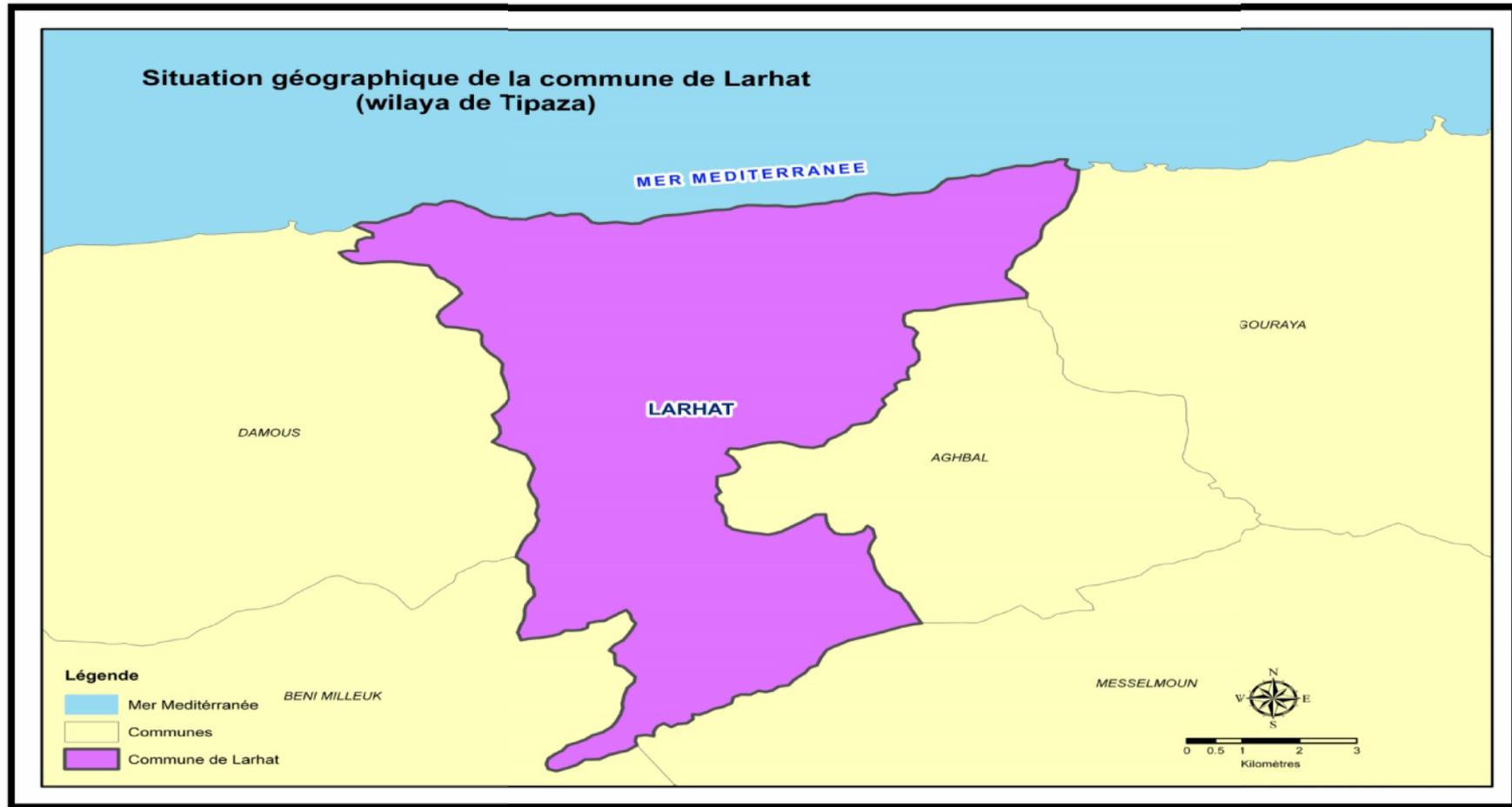


Figure I.3: la situation géographique de la commune de LARHAT

I.2- Topographie et relief :

La commune de LARHAT présente une topographie accidentée parfois difficilement accessible à l'exception d'un étroit cordon littoral surélevé d'une centaine de mètres, son relief est à 100 % montagneux avec un point culminant à Tazrout avec plus de 1000 m d'altitude.

En effet la commune de LARHAT se compose de deux zones distinctes :

- La région côtière avec sa partie montagneuse immédiate.
- La région montagneuse la plus reculée, qui s'étend vers le Sud, jusqu'à une trentaine de kilomètres du chef lieu.

I.3- Climatologie :

D'après son emplacement géographique, la commune de LARHAT, possède un climat Méditerranéen c'est-à-dire tempéré en été et pluvieux en hiver, autrement dit la région se caractérise par des précipitations bien plus importantes en hiver qu'en été.

I.3.1- Température:

L'amplitude thermique n'est pas important ; en hiver, les températures descendent jusqu'à 8° C, elles peuvent atteindre jusqu'à environ 25° C en période estivale.

Les mois les plus chauds sont : Juillet et Août, et les mois les plus froids sont Janvier et Février, en résumé Larhat affiche 19.1 °C de température en moyenne sur toute l'année.

Tableau I.1 : les températures moyennes mensuels (source d'information : ANRH)

| Mois | J | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D |
|--------------------------|------|------|----|------|----|------|------|------|------|------|------|------|
| T _{moy} (°C) | 11.2 | 12.2 | 14 | 16.1 | 20 | 24.4 | 28.4 | 28.9 | 25.6 | 20.5 | 15.4 | 12.1 |

I.3.2- Pluviométrie :

La pluviométrie est assez importante en période hivernale, avec quelques jours d'enneigement ont même été relevés ces derniers sur les monts environnants.

La pluie moyenne annuelle dans la région est comprise entre 500 et 600 mm d'après la carte des pluies de l'Algérie du nord de l'ARHAT, nous prenons en considération la valeur de : $P_{\text{moy}} = 550 \text{ mm}$

Tableau I.2 : La pluviométrie moyennes mensuels (source d'information : ANRH)

| Nom Station | Mois | | | | | | | | | | | | Annuel | Pluie Moyen (mm) |
|-------------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------|-------|--------|------------------|
| | Sep | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mars | Avril | Mai | Juin | Juillet | Aout | | |
| LARHAT | 8,75 | 50,40 | 75,45 | 78,57 | 67,90 | 11,92 | 11,82 | 32,92 | 61,65 | 72,80 | 53,66 | 24,34 | 550,17 | 45,85 |

I.4- Hydrogéologie :

Elle est constituée d'oueds et de chaâbat. Les principaux cours d'eau sont :

- Oued Harbil situé à l'Ouest de la commune.
- Oued Mellah qui coule à l'Est.

I.5- Géologie :

D'après la carte géologique au 1/5000^{ème} de la zone d'étude et le PDAU de la commune LARHAT nous pouvons affirmer que le sol est constitué :

- D'alluvions actuelles : limons et cailloutis provenant des dépôts d'oued, de sable des plages.
- D'alluvions récentes : provenant du fond des vallées et formant un remblai de quelque mètre au dessus des oueds.
- Du Cénomanién : constitué de calcaires beiges, durs, de brèches, et de poudingues provenant du flysch et des faciès du géosynclinal de l'atlas littoral.
- Du Crétacé : composé de marnes calcaires que l'on voit en petits bancs dans les monticules. Nous avons également un faciès gréseux à intercalations de calcaires blanchâtres assez durs.
- De l'Albien : remarqué par des argiles schisteuses noirâtres alternant avec de petits lits de quartzite ferrugineuse.
- Du Trias : constitué de brèches dolomitiques gypseuses composées de dolomites, de cargneules jaunâtres, de gypses et de dolomies noirâtres.

I.6- Séismicité :

L'ensemble de la commune de LRHAT est une zone à forte sismicité, elle est classée en zone 3 sur la classification du RPA version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).

D'une part, il y a certaines règles à respecter lors de toute construction (logement ou équipement), d'autre part une étude de sols détaillée en laboratoire est fortement recommandée avant l'entame de tous travaux.

- ✓ *Les derniers tremblements de Chlef (1980) et Chenoua (1989) ont eu des conséquences humaines et matérielles assez grave sur la région et pour tout le pays.*

I.7- Population :

L'analyse de la composante humaine, sa structure et son évolution a été étudiée au niveau du PDAU, elle sera primordiale pour définir les actions de développement afin de promouvoir cette zone.

Les principales sources d'information qui sont à notre disposition pour mener cette analyse sont le recensement (RGPH) de 1998, sur cela s'ajoutent des données récentes qui nous ont été fournies par les autorités locales, notamment la direction de la planification de la wilaya de **TIPAZA** (DPAT) et par l'APC de **LARHAT**.

- ✓ *la population de la commune de LARHAT (centre et FOUJIL & TALBI) est estimée à 1786 habitants au 2008*

I.8- Situation hydraulique :

I.8.1- Les ressources en eaux :

L'alimentation en eau potable de la commune de LARHAT est assurée par 3 réservoirs de stockage et deux bâches à eau d'une capacité totale de 1080 m³ et trois stations de pompage.

L'approvisionnement de la commune de LARHAT est assuré à partir des 4 forages :

- Les forages F3, F4, alimentent le réservoir 250 m³ de BOUAROUS et le réservoir de 250 m³ d'IKHLIFAIN.
- Le forage F1 alimente le réservoir du 500 m³ du chef lieu
- Le forage F (12L/S) alimente la bache à eau de 50 m³.
- Le forage F (8L/S) non fonctionnel.
- Une source de 0.2 à 0.5 l/s alimente la bache à eau de 30 m³ du douar BENI OUARKCHENE.

I.8.2- Les réservoirs de stockages :

La zone d'étude est équipée de deux réservoirs de stockage (500m³ et 200m³), le réservoir de 500m³ est alimenté par une conduite qui provient de la station de pompage d'Oued ELMELAH et une deuxième qui arrive de la station de pompage d'Oued HARBINE, ce réservoir assure l'alimentation de chef lieu et de douar FOUJIL et TALBI,

Le réservoir de 200 m³ qui est rempli par le même système est destiné pour la ville de LARHAT (chef lieu) uniquement, mais il représente une réserve de sécurité qui n'est pas utilisée fréquemment.

Tableau I.4 : Le stockage actuel de l'eau potable pour l'aire d'étude

| Réservoirs | Situation | Capacité (m³) | C.R (m) | Zone d'alimentation |
|-------------------|-----------------------|-------------------------------------|--------------------|---------------------------------------|
| LARHAT | Sud Ouest de la ville | 500 | 99,52 | Alimentation toute la zone d'étude |
| LARHAT | Sud Ouest de la ville | 200 | 96,20 | Réserve de secours pour LARHAT centre |

I.9- Conclusion :

Après avoir présenté la ville (géographie, topographie, géologie.....); on peut passer à les étapes suivantes nécessaires à l'élaboration de ce projet.

II.1- Introduction :

L'objectif de ce chapitre est d'établir un constat sur les conditions du fonctionnement du système d'alimentation en eau de la ville de LARHAT à l'état actuel, et la détermination des défaillances du système d'adduction et du réseau de distribution.

II.2- Description du réseau de distribution :

Le réseau de distribution de l'aire de l'étude est mixte (maillé et ramifié), deux conduites principales assurent l'alimentation de douar FOUJIL et TALBI, le réseau de ce douar est en PEHD.

Le reste du réseau de **chef de lieu** est daté des années quatre vingt, il est constitué des conduites en PVC et en acier galvanisé, dont on trouve plus de 50% en PVC avec des diamètres allant de 60mm à 110mm.

Les linières des différents matériaux sont représentées comme suite.

Tableau II.1 : les linières et matériaux des conduites du réseau de distribution

| Matériau | PVC | PEHD | AG |
|--------------------|------------|-------------|-----------|
| Linière [m] | 3243 | 1038 | 1441 |

On trouve si dessous un graphique de proportion des matériaux de réseau.

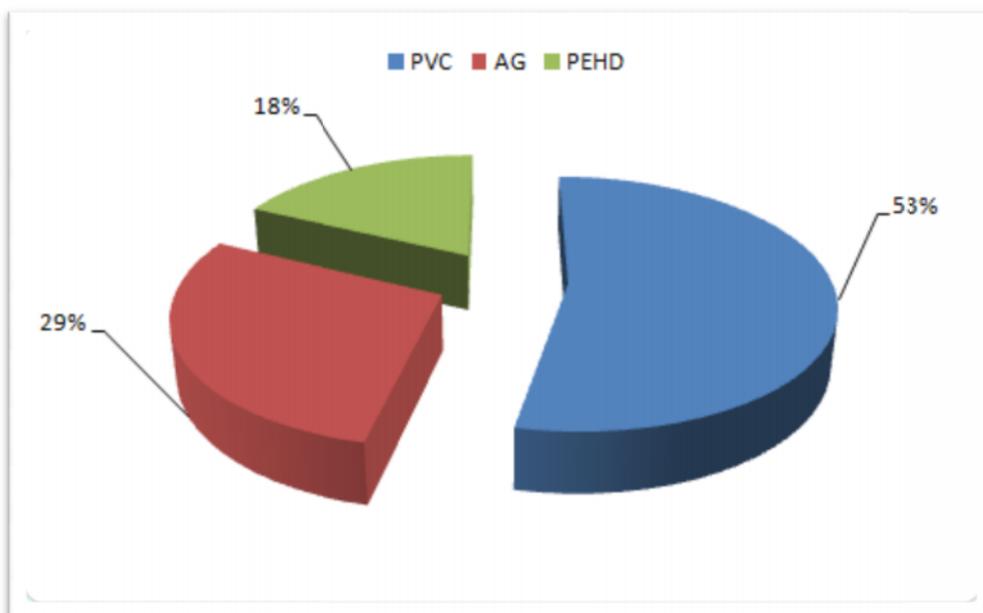


Figure II.1 : Graphique de proportion des matériaux de réseau

Et voici quelques photos qui représentent l'état du réseau existant :



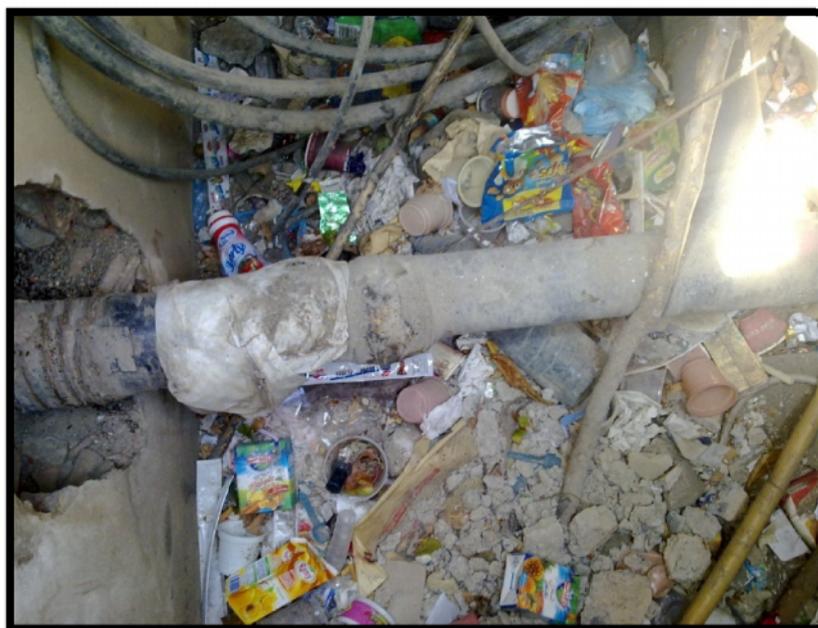
Figure II.2 : conduite de distribution en PVC passe sous la clôture d'une maison



Figure II.3 : Conduite de distribution en PVC



Figure II.4 : Bouchon en PVC plein de boue qui provoque des MTH



**Figure II.5 : Conduite en PVC dans un regard de PTT découvert
(Risque de MTH)**



Figure II.6 : Té en PVC dans un regard découvert (risque des MTH)

Tableau II.1 : Etat du réseau de distribution de LARHAT (chef lieu)

| N° | Tronçon | Longueur (m) | Diamètre (mm) | Matériau | Etat | Observation |
|----|---------|--------------|---------------|----------|---------|-------------|
| 1 | A – 70 | 48 | 200 | Acier | vétuste | A changer |
| 2 | 70 – 01 | 125 | 110 | PVC | vétuste | A changer |
| 3 | 01 – 02 | 74 | 40 | AG | vétuste | A changer |
| 4 | 01 – 03 | 22 | 110 | PVC | vétuste | A changer |
| 5 | 03 – 05 | 26 | 110 | PVC | vétuste | A changer |
| 6 | 03 – 04 | 165 | 40 | AG | vétuste | A changer |
| 7 | 05 – 06 | 137 | 40 | AG | vétuste | A changer |
| 8 | 05 – 07 | 77 | 110 | PVC | vétuste | A changer |
| 9 | 07 – 08 | 216 | 40 | AG | vétuste | A changer |
| 10 | 07 – 09 | 141 | 110 | PVC | vétuste | A changer |
| 11 | 09 – 10 | 104 | 90 | PVC | vétuste | A changer |
| 12 | 10 – 12 | 8 | 90 | PVC | vétuste | A changer |
| 13 | 12 – 13 | 7 | 90 | PVC | vétuste | A changer |
| 14 | 13 – 14 | 136 | 90 | PVC | vétuste | A changer |
| 15 | 12 – 15 | 42 | 90 | PVC | vétuste | A changer |
| 16 | 12 – 21 | 222 | 90 | PVC | vétuste | A changer |
| 17 | 13 – 51 | 183 | 90 | PVC | vétuste | A changer |
| 18 | 15 – 20 | 223 | 90 | PVC | vétuste | A changer |
| 19 | 15 – 16 | 9 | 90 | PVC | vétuste | A changer |
| 20 | 16 – 17 | 90 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 21 | 16 – 49 | 49 | 90 | PVC | vétuste | A changer |
| 22 | 17 – 18 | 50 | 63 | PVC | vétuste | A changer |

Tableau II.2 : Etat du réseau de distribution de LARHAT (chef lieu)

| N° | Tronçon | Longueur (m) | Diamètre (mm) | Matériau | Etat | Observation |
|----|---------|--------------|---------------|----------|---------|-------------|
| 23 | 17 – 48 | 42 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 24 | 18 – 19 | 82 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 25 | 18 – 47 | 42 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 26 | 19 – 25 | 7 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 27 | 19 – 46 | 42 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 28 | 20 – 21 | 41 | 90 | PVC | vétuste | A changer |
| 29 | 20 – 24 | 7 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 30 | 21 – 22 | 7 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 31 | 22 – 23 | 10 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 32 | 23 – 24 | 31 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 33 | 23 – 29 | 117 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 34 | 24 – 30 | 87 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 35 | 25 – 26 | 17 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 36 | 25 – 45 | 69 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 37 | 26 – 28 | 162 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 38 | 26 – 27 | 71 | 40 | AG | vétuste | A changer |
| 39 | 30 – 33 | 70 | 50 | AG | vétuste | A changer |
| 40 | 30 – 31 | 7 | 63 | AG | vétuste | A changer |
| 41 | 31 – 32 | 67 | 40 | AG | vétuste | A changer |
| 42 | 31 – 34 | 25 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 43 | 34 – 35 | 50 | 40 | AG | vétuste | A changer |
| 44 | 34 – 36 | 22 | 63 | PVC | vétuste | A changer |

Tableau II.3 : Etat du réseau de distribution de LARHAT (chef lieu)

| N° | Tronçon | Longueur (m) | Diamètre (mm) | Matériau | Etat | Observation |
|----|---------|--------------|---------------|----------|---------|-------------|
| 45 | 36 – 37 | 61 | 40 | AG | vétuste | A changer |
| 46 | 36 – 38 | 35 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 47 | 38 – 39 | 35 | 40 | AG | vétuste | A changer |
| 48 | 38 – 40 | 26 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 49 | 40 – 41 | 70 | 40 | AG | vétuste | A changer |
| 50 | 40 – 42 | 7 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 51 | 42 – 43 | 39 | 40 | AG | vétuste | A changer |
| 52 | 42 – 44 | 139 | 40 | AG | vétuste | A changer |
| 53 | 46 – 47 | 83 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 54 | 47 – 48 | 50 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 55 | 49 – 50 | 223 | 63 | PVC | vétuste | A changer |
| 56 | 51 – 52 | 49 | 50 | AG | vétuste | A changer |
| 57 | 51 – 53 | 62 | 90 | PVC | vétuste | A changer |
| 58 | 53 – 54 | 47 | 50 | AG | vétuste | A changer |
| 59 | 53 – 55 | 42 | 90 | PVC | vétuste | A changer |
| 60 | 55 – 56 | 69 | 50 | AG | vétuste | A changer |
| 61 | 55 – 57 | 44 | 90 | PVC | vétuste | A changer |
| 62 | 57 – 58 | 49 | 50 | AG | vétuste | A changer |
| 63 | A – 69 | 807 | 200 | PEHD | Bon | A garder |

II.2- Remarque :

En plus de mauvais état de la totalité des tronçons du réseau de distribution de la ville de LARHAT, On a remarqué que sa configuration est relativement anarchique, et est de type ramifié et maillé, on constate le passage des conduites de distributions sous des habitations.

Le réseau de la ville est dépourvu de tout moyen de sectionnement, la vétusté des conduites présente des pertes d'eau dans le réseau et des fuites importantes.

Ce réseau est très hétérogène, car il est constitué des conduites en PEHD, en acier galvanisé et en PVC.

Telle que parmi les inconvénients de PVC et d'Acier Galvanisé :

- Toxique en cas d'incendie ou de combustion (PVC).
- Non biodégradable (PVC).
- Aspect plastique des produits d'imitation (bois, marbre, etc.) (PVC).
- Peu résistant à l'usure en temps que revêtement de sol (PVC).
- La tendance de la rouille accumulée dans les tuyaux de petit diamètre (AG).
- Conduisant à la pression de flux et de basses eaux restreintes en eau (AG).
- La teneur en plomb de tuyaux galvanisés peut conduire à la corrosion au début.

II.3- Conclusion :

Puisque on a un réseau très défectueux et très ancien (depuis les années quatre vingt) Donc on va proposer une rénovation totale du réseau de distribution à cause de sa dégradation.

III.1- 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, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre, et il ya une relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays.

L'étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C, les orientations du plan d'urbanisation et des équipements.

III. 2- Evaluation de la population :

Le nombre d'habitant de la ville de LARHAT a été évalué à 1786 habitants en 2008 lors du dernier recensement (RGPH), les statistiques de la commune de LARHAT donne une population de 2011 habitants en 2014 avec un taux d'accroissement moyen annuel de 2 %.

L'évaluation du nombre d'habitant futur s'effectue à l'aide de la formule empirique suivante :

$$P_n = P_0 * (1 + T)^m \dots\dots\dots (III.1)$$

Avec :

P_n : Nombre d'habitant à l'horizon de calcul.

P_0 : Nombre d'habitant à l'horizon de référence.

T : Taux d'accroissement de la population visée.

m : Nombre d'année séparant l'année de référence et celle de l'horizon.

Le tableau suivant représente la variation de la population de la ville de LARHAT sur plusieurs années.

Tableau III.1 : Population de LARHAT pour différents horizons

| Année | 2008 | 2014 | moyen terme 2030 | long terme 2040 |
|--------------------|------|------|------------------|-----------------|
| Nombre d'habitants | 1786 | 2011 | 2761 | 3366 |

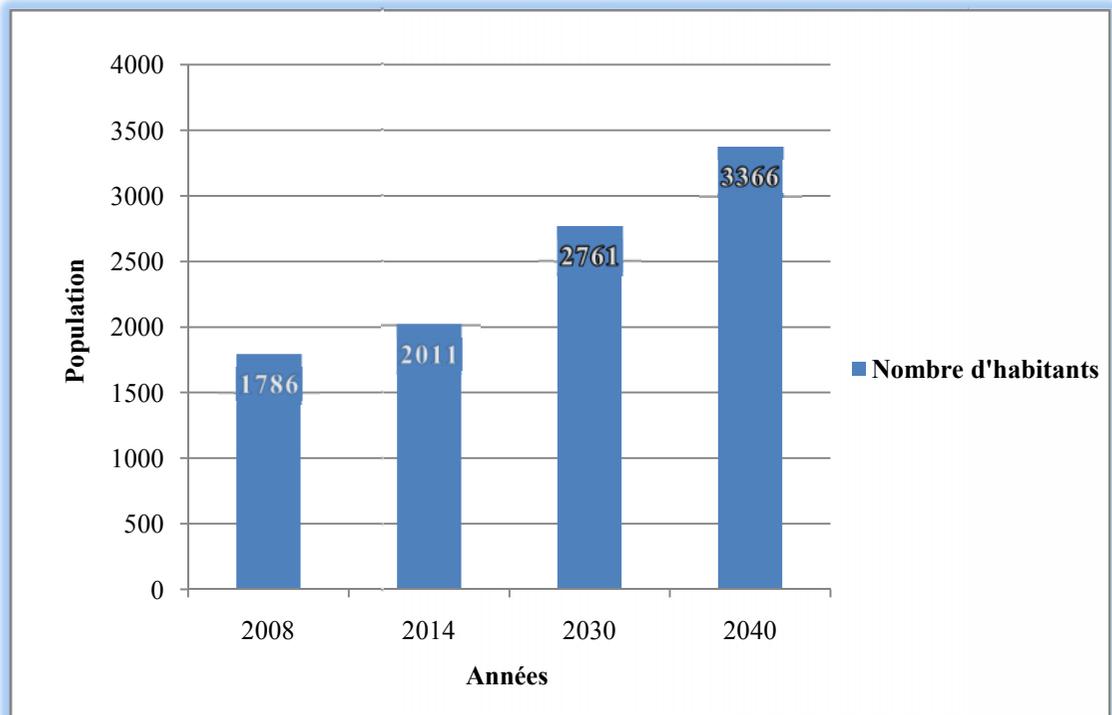


Figure III.1 : Evolution de la population de la ville de LARHAT

III. 3- Catégorie des besoins :

Le bilan des équipements existants dans la commune n'est pas satisfaisant, chef lieu de la commune présente un déficit important pour répondre à la demande de ses habitants. Pour l'étude de la ville il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telles que:

- Besoins domestiques ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins socioculturels et sportifs ;
- Besoins administratifs ;
- Besoins commerciaux ;
- Besoins d'arrosage ;

III. 4- Estimation des besoins futurs :

III. 4.1- Choix de la norme unitaire de la consommation :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, et elle dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville ;
- Ressources existantes.

On a fixé cette norme à 200 l/hab.j.

III.4.2- Détermination de la consommation moyenne journalière :

Le débit moyen journalier au cours de l'année :

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{D_i \cdot N_i}{1000} (m^3 / j) \dots\dots\dots (III.2)$$

$Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière [m^3/j] ;

N : Nombre de consommation dans chaque catégorie [hab] ;

D : Norme moyenne journalière de la consommation propre à chaque catégorie [l/hab.j] ;

i : Nombre de catégorie.

III. 5- Estimation des besoins en eau pour chaque catégorie de consommation :

III.5.1- Besoins domestiques :

Le tableau suivant déterminer les besoins domestiques.

Tableau III. 2 : détermination des besoins domestique

| Année | Nombre d'habitant | Dotation moyenne [l/j.hab] | Consommation moyenne Journalière [m^3/j] |
|-------|-------------------|----------------------------|--|
| 2014 | 2011 | 200 | 402.2 |
| 2040 | 3366 | 200 | 673.2 |

III.5.2- Besoins sanitaires :

Le tableau suivant déterminer les besoins sanitaires en eau estimatifs.

Tableau III. 3 : détermination des besoins sanitaire

| Nature de l'établissement | Surface [m^2] | Dotation [l/j/ m^2] | Consommation moyenne Journalière [m^3/j] |
|---------------------------|-------------------|------------------------|--|
| Salle de soin | 273.13 | 5 | 1.37 |
| Total | | | 1.37 |

III.5.3- Besoins scolaires :

Le tableau ci-dessous nous illustre les besoins en eau scolaire comme suite :

Tableau III. 4 : détermination des besoins scolaires

| Nature de l'établissement | Nombre d'élèves | Dotation [l/j.élève] | $Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j) |
|---------------------------|-----------------|----------------------|--------------------------------|
| 1 école primaire | 222 | 20 | 4.44 |
| 1 CEM | 353 | 20 | 7.06 |
| Total | | | 11.5 |

III.5.4- Besoin commerciaux :

Le tableau ci-dessous nous illustre les besoins en eau commerciaux comme suite :

Tableau III. 5 : Détermination des besoins commerciaux

| Equipement | Surface [m ²] | Dotation [l/j.m ²] | Q _{movj} (m ³ /j) |
|---------------------|---------------------------|--------------------------------|---------------------------------------|
| Une zone d'activité | 8980 | 25 | 224.5 |
| Total | | | 224.5 |

III.5.5- Besoins socioculturels et sportifs :

Le tableau ci-dessous nous illustre les besoins en eau socioculturels et sportifs comme suite :

Tableau III. 6 : calcul des besoins socioculturels et sportifs

| Désignation | Surface [m ²] | Dotation [l/j*m ²] | Consommation moyenne journalière (m ³ /j) |
|-----------------------|---------------------------|--------------------------------|--|
| 2 maisons de jeunes | 754.04 | 5 | 3.77 |
| | 209.29 | 5 | 1.05 |
| Une mosquée | 384.19 | 10 | 3.84 |
| Parc communale | 2635.97 | 10 | 26.36 |
| Un stade | 6153.75 | 5 | 30.77 |
| une placette publique | 1205.68 | 5 | 6.03 |
| Un jardin public | 2449.5 | 5 | 12.25 |
| Total | | | 84.07 |

III.5.6- besoins administratifs :

Le tableau suivant nous montre les besoins en eau administratifs.

Tableau III. 7 : détermination des besoins publics

| Nature de l'établissement | Surface [m ²] | Dotation [l/j. m ²] | Consommation moyenne journalière (m ³ /j) |
|---------------------------|---------------------------|---------------------------------|--|
| A.P.C | 622.01 | 5 | 3.11 |
| Hôtel des postes | 293.03 | 5 | 1.47 |
| Direction d'agriculture | 96.13 | 15 | 1.44 |
| Une gendarmerie | 6547.81 | 5 | 32.74 |
| Une garde communale | 559.69 | 15 | 8.4 |
| Agence d'Algérie Télécom | 65.68 | 15 | 0.99 |
| Total | | | 48.15 |

III.5.7- Equipements futurs :

Le nombre d'habitant concernant les futures projections et celle en cours est pris en considération par une estimation a partir des données récoltées auprès des services d'APC, Programme a réalisé a l'horizon 2025 dans les différents pôles de la commune sachant que :

Ce programme est fourni par les services de L'APC de LARHAT selon l'édition du PDAU n° 13/711 de LARHAT qui est approuvé en 10/2006.

Tableau III. 8 : besoins des équipements futurs

| Type d'équipement | Nomination | Unité | Nombre | Dotation (l/j/unité) | Qmoyj (m ³ /j) |
|----------------------------|--------------------|----------------|--------|----------------------|---------------------------|
| Scolaires | Crèche | élève | 100 | 15 | 1.5 |
| | C.E.M | élève | 300 | 20 | 6 |
| | Lycée | élève | 400 | 20 | 8 |
| Somme | | | | | 15.5 |
| Sanitaire | Polyclinique | lit | 100 | 20 | 2 |
| | Maternité | lit | 50 | 25 | 1.25 |
| Somme | | | | | 3.25 |
| Publics | Protection civile | m ² | 500 | 5 | 2.5 |
| Somme | | | | | 2.5 |
| Socioculturels et sportifs | Mosquée | fidèle | 300 | 15 | 4.5 |
| | Hôtel | lit | 300 | 150 | 45 |
| Somme | | | | | 49.5 |
| Commerciaux | Centre commerciale | m ² | 200 | 5 | 1 |
| | Restaurant | repas | 200 | 30 | 6 |
| | Café | client | 100 | 10 | 1 |
| | Locaux commerciaux | m ² | 250 | 5 | 1.25 |
| Somme | | | | | 9.25 |
| Total | | | | | 80 |

III.6- Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale :

Après l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon 2040

Tableau III. 9 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

| Type de besoins | Consommation moyenne journalière (m ³ /j) | Consommation moyenne journalière (m ³ /j) |
|----------------------------|--|--|
| | Actuel 2014 | Futur 2040 |
| domestique | 402.2 | 673.2 |
| sanitaire | 1.37 | 4.62 |
| scolaires | 11.5 | 27 |
| commerciaux | 224.5 | 233.75 |
| socioculturels et sportifs | 84.07 | 133.57 |
| publics | 48.15 | 50.65 |
| Total | 771.79 | 1122.79 |

III.7- Conclusion :

L'étude des différentes catégories des besoins que nous l'avons effectuée, est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan du développement national.

Le débit journalier de **1122.79 m³/j** sera consommé moyennement par la ville de LARHAT à l'horizon 2040. Et ceci nous permet par la suite de calculer dans le chapitre suivant le débit maximal journalier de la consommation.

IV.1- Introduction :

Avant tout projet, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable, mais également sur leur dimensionnement. Les besoins des consommateurs varient dans le temps. Ces variations dépendent essentiellement du mode de vie des habitants et servent à déterminer les rapports entre les besoins maximums journaliers et besoins moyens journaliers et aussi entre les débits maximums horaires et débits moyens horaires.

IV.2- Variation de la consommation :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi les quelles nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération ;
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville ;
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante ;
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

IV.3- Coefficients d'irrégularité :

IV.3.1- Coefficient d'irrégularité maximale journalier ($K_{\max,j}$) :

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots(\text{IV.1})$$

Avec :

- $K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier ;
- $Q_{\max,j}$: Débit de consommation maximum journalier ;
- $Q_{\text{moy},j}$: Débit de consommation moyen journalier.

La valeur de $K_{\max,j}$ varie entre **1,1** et **1,3**.

Dans notre cas on prend : $K_{\max,j} = 1,2$.

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages et les erreurs de statistique.

IV.3.2- Coefficient d'irrégularité minimale journalier ($K_{\min,j}$) :

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

$$K_{\min,j} = Q_{\min,j} / Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots(\text{IV.2})$$

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

Pour notre cas nous prenons $K_{\min,j} = 0,8$

IV.3.3- Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le débit de pointe. Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

$$K_{\max,j} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \dots\dots\dots(IV.3)$$

Avec :

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$

- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau ci-dessous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau IV.1 : le coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

| Population | <1000 | 1500 | 2500 | 4000 | 6000 | 10000 | 20000 | 100000 | 300000 |
|----------------|-------|------|------|------|------|-------|-------|--------|--------|
| β_{\max} | 2 | 1.8 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 | 1.03 |

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 3366 hab,

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\max} = 1.54$

La valeur de $K_{\max,h}$ sera :

$$K_{\max,h} = 1.54 \times 1.3 = 2.002 \qquad \qquad \qquad K_{\max,h} = 2$$

IV.3.4- Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$) :

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

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \dots\dots\dots (IV.4)$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4** à **0,6**.

Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$

- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau ci-dessous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau IV.2 : le coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

| Population | <1000 | 1500 | 2500 | 4000 | 6000 | 10000 | 20000 | 100000 | 300000 |
|----------------|-------|------|------|------|------|-------|-------|--------|--------|
| β_{\min} | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.2 | 0.25 | 0.4 | 0.5 | 0.7 | 0.83 |

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 3366 hab ;

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\min} = 0.16$

La valeur de $K_{\min,h}$ sera :

$$K_{\min,h} = 0.5 \times 0.16 = 0.08 \qquad \qquad \qquad K_{\min,h} = 0.08$$

IV. 4- Détermination des débits journaliers :

IV.4.1- Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :

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

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \cdot Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots (IV.5)$$

On prend $K_{\min,j} = 0.8$ et $Q_{\text{moy},j} = 1122.79 \text{ m}^3/\text{j}$ d'où $Q_{\min,j} = 0.8 \times 1122.79 \text{ m}^3/\text{j}$
 $Q_{\min,j} = 898.232 \text{ m}^3/\text{j}$

IV.4.2- Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :

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

Ce débit est donné ainsi :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \cdot Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots (IV.6)$$

Avec :

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

IV.4.3- Récapitulation des besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville :

Tableau IV.3 : Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville

| Nature des Consommations | $Q_{\text{moy},j} [\text{m}^3/\text{j}]$ | $K_{\max,j}$ | $Q_{\max,j} [\text{m}^3/\text{j}]$ | $K_{\min,j}$ | $Q_{\min,j} [\text{m}^3/\text{j}]$ |
|----------------------------|--|--------------|------------------------------------|--------------|------------------------------------|
| Agglomération domestique | 673.2 | 1,2 | 807,84 | 0,8 | 538.56 |
| sanitaire | 4,62 | 1,2 | 5,544 | 0,8 | 3.696 |
| scolaires | 27 | 1,2 | 32,4 | 0,8 | 21,6 |
| commerciaux | 233.75 | 1,2 | 280,5 | 0,8 | 187 |
| socioculturels et sportifs | 115.29 | 1,2 | 138,348 | 0,8 | 92,232 |
| publics | 50.65 | 1,2 | 60,78 | 0,8 | 40,52 |
| Arrosage | 18.28 | 1,1 | 20,108 | 0,8 | 14,624 |
| Total | 1122,79 | 1,2 | 1345,52 | 0,8 | 898,232 |

$Q_{\max,j} = 1345,52 \text{ m}^3/\text{j} = 15,57 \text{ l/s}$

Remarque :

On peut satisfaire le besoin de l'agglomération à l'horizon considéré par ce nouveau forage, car en comparant le débit maximal journalier (**$1345,52 \text{ m}^3/\text{j}$**) et le débit donné par les forages (**$1440 \text{ m}^3/\text{j}$**), donc il n'est pas nécessaire de faire la projection d'autres forages.

IV. 5- Détermination des débits horaires :

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

IV.5.1- Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}} / 24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \dots\dots\dots (\text{IV.7})$$

Avec :

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

IV.5.2- Détermination du débit maximum horaire :

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

$$Q_{\text{max,h}} = K_{\text{max,h}} \cdot Q_{\text{moy,h}} \dots\dots\dots (\text{IV.8})$$

Avec :

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

IV. 6- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

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

Tableau IV. 4 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

| heures | Nombres d'habitants | | | | |
|---------|---------------------|------------------|-------------------|----------------|---------------------|
| | Moins de 10000 | De 10001 à 50000 | De 50001 à 100000 | Plus de 100000 | Agglo.de type rural |
| 0 - 1 | 1 | 1,5 | 3 | 3,35 | 0,75 |
| 1 - 2 | 1 | 1,5 | 3,2 | 3,25 | 0,75 |
| 2 - 3 | 1 | 1,5 | 2,5 | 3,3 | 1 |
| 3 - 4 | 1 | 1,5 | 2,6 | 3,2 | 1 |
| 4 - 5 | 2 | 2,5 | 3,5 | 3,25 | 3 |
| 5 - 6 | 3 | 3,5 | 4,1 | 3,4 | 5,5 |
| 6 - 7 | 5 | 4,5 | 4,5 | 3,85 | 5,5 |
| 7 - 8 | 6,5 | 5,5 | 4,9 | 4,45 | 5,5 |
| 8 - 9 | 6,5 | 6,25 | 4,9 | 5,2 | 3,5 |
| 9 - 10 | 5,5 | 6,25 | 5,6 | 5,05 | 3,5 |
| 10 - 11 | 4,5 | 6,25 | 4,8 | 4,85 | 6 |
| 11 - 12 | 5,5 | 6,25 | 4,7 | 4,6 | 8,5 |
| 12 - 13 | 7 | 5 | 4,4 | 4,6 | 8,5 |
| 13-14 | 7 | 5 | 4,1 | 4,55 | 6 |
| 14-15 | 5,5 | 5,5 | 4,2 | 4,75 | 5 |
| 15-16 | 4,5 | 6 | 4,4 | 4,7 | 5 |
| 16-17 | 5 | 6 | 4,3 | 4,65 | 3,5 |
| 17-18 | 6,5 | 5,5 | 4,1 | 4,35 | 3,5 |
| 18-19 | 6,5 | 5 | 4,5 | 4,4 | 6 |
| 19-20 | 5 | 4,5 | 4,5 | 4,3 | 6 |
| 20-21 | 4,5 | 4 | 4,5 | 4,3 | 6 |
| 21-22 | 3 | 3 | 4,8 | 4,2 | 3 |
| 22-23 | 2 | 2 | 4,6 | 3,75 | 2 |
| 23-24 | 1 | 1,5 | 3,3 | 3,7 | 1 |

Remarque :

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

Pour notre cas on choisie la répartition variant **Moins de 10000**

Tableau IV. 5 : variation de la consommation par heures

| heures | Agglomération | | Arrosage | | consommation totale | | consommation cumulée | |
|---------|---------------|-------------------|----------|-------------------|---------------------|-------------------|----------------------|-------------------|
| | % | m ³ /h | % | m ³ /h | % | m ³ /h | % | m ³ /h |
| 0 - 1 | 1 | 13,25 | 0 | 0 | 0,99 | 13,25 | 0,99 | 13,25 |
| 1 - 2 | 1 | 13,25 | 0 | 0 | 0,99 | 13,25 | 1,97 | 26,51 |
| 2 - 3 | 1 | 13,25 | 0 | 0 | 0,99 | 13,25 | 2,96 | 39,76 |
| 3 - 4 | 1 | 13,25 | 0 | 0 | 0,99 | 13,25 | 3,94 | 53,02 |
| 4 - 5 | 2 | 26,51 | 0 | 0 | 1,97 | 26,51 | 5,91 | 79,52 |
| 5 - 6 | 3 | 39,76 | 20 | 4,02 | 3,25 | 43,78 | 9,16 | 123,31 |
| 6 - 7 | 5 | 66,27 | 20 | 4,02 | 5,22 | 70,29 | 14,39 | 193,60 |
| 7 - 8 | 6,5 | 86,15 | 20 | 4,02 | 6,70 | 90,17 | 21,09 | 283,77 |
| 8 - 9 | 6,5 | 86,15 | 0 | 0 | 6,40 | 86,15 | 27,49 | 369,93 |
| 9 - 10 | 5,5 | 72,90 | 0 | 0 | 5,42 | 72,90 | 32,91 | 442,82 |
| 10 - 11 | 4,5 | 59,64 | 0 | 0 | 4,43 | 59,64 | 37,34 | 502,47 |
| 11 - 12 | 5,5 | 72,90 | 0 | 0 | 5,42 | 72,90 | 42,76 | 575,36 |
| 12 - 13 | 7 | 92,78 | 0 | 0 | 6,90 | 92,78 | 49,66 | 668,14 |
| 13 - 14 | 7 | 92,78 | 0 | 0 | 6,90 | 92,78 | 56,55 | 760,92 |
| 14 - 15 | 5,5 | 72,90 | 0 | 0 | 5,42 | 72,90 | 61,97 | 833,82 |
| 15 - 16 | 4,5 | 59,64 | 0 | 0 | 4,43 | 59,64 | 66,40 | 893,46 |
| 16 - 17 | 5 | 66,27 | 0 | 0 | 4,93 | 66,27 | 71,33 | 959,73 |
| 17 - 18 | 6,5 | 86,15 | 20 | 4,02 | 6,70 | 90,17 | 78,03 | 1049,91 |
| 18 - 19 | 6,5 | 86,15 | 20 | 4,02 | 6,70 | 90,17 | 84,73 | 1140,08 |
| 19 - 20 | 5 | 66,27 | 0 | 0 | 4,93 | 66,27 | 89,66 | 1206,35 |
| 20 - 21 | 4,5 | 59,64 | 0 | 0 | 4,43 | 59,64 | 94,09 | 1266,00 |
| 21 - 22 | 3 | 39,76 | 0 | 0 | 2,96 | 39,76 | 97,04 | 1305,76 |
| 22 - 23 | 2 | 26,51 | 0 | 0 | 1,97 | 26,51 | 99,01 | 1332,27 |
| 23 - 24 | 1 | 13,25 | 0 | 0 | 0,99 | 13,25 | 100,00 | 1345,52 |
| | 100 | 1325,41 | 100 | 20,11 | 100 | 1345,52 | | |

D'après ce tableau de répartition des débits nous avons :

- $Q_{\max,h} = 92,78 \text{ m}^3/\text{h}$
- $Q_{\min,h} = 13,25 \text{ m}^3/\text{h}$

Nous pouvons donc tracer :

- Les graphiques de consommation ;
- La courbe intégrale.

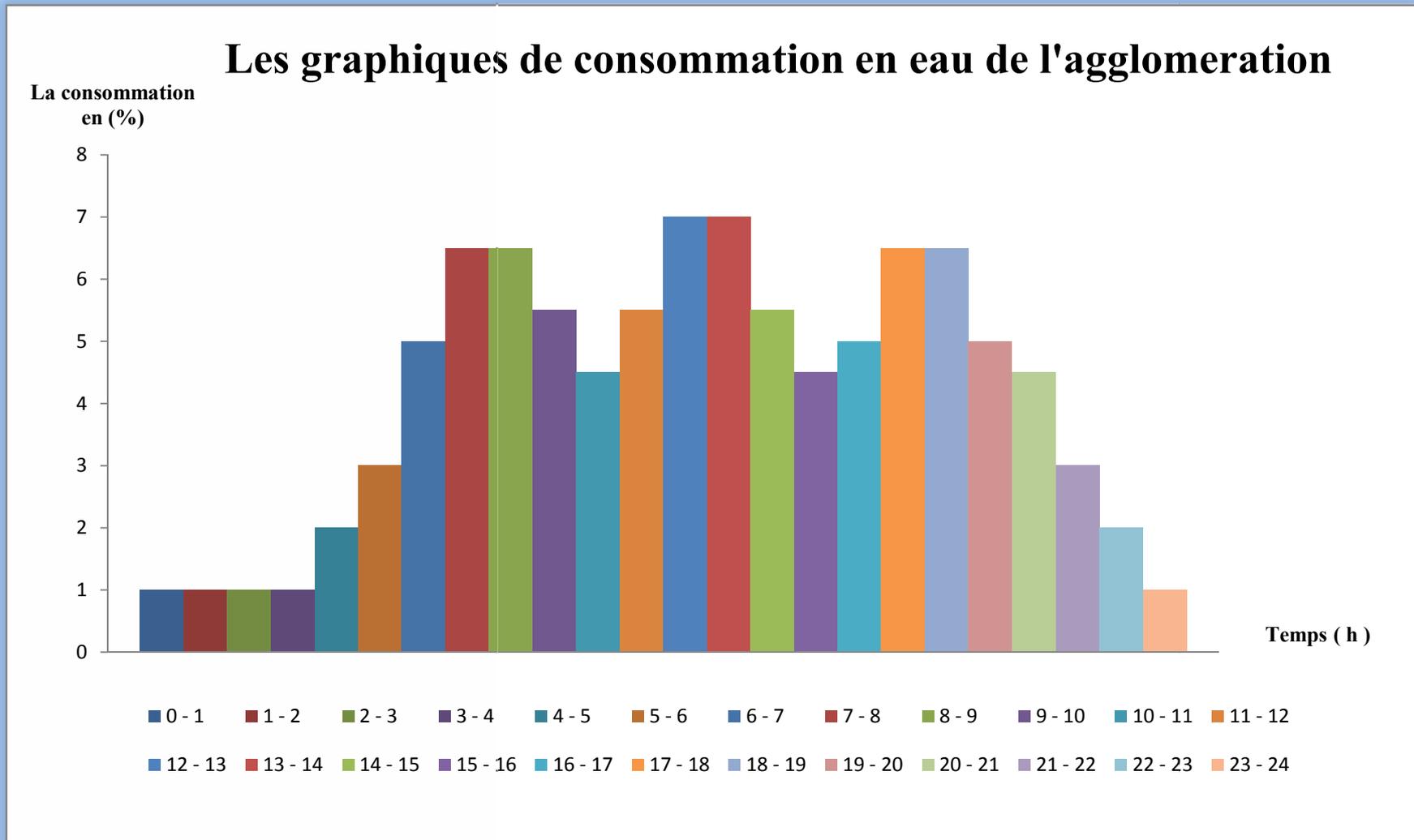


Figure IV.1 : Graphique de consommation en eau de L'agglomération

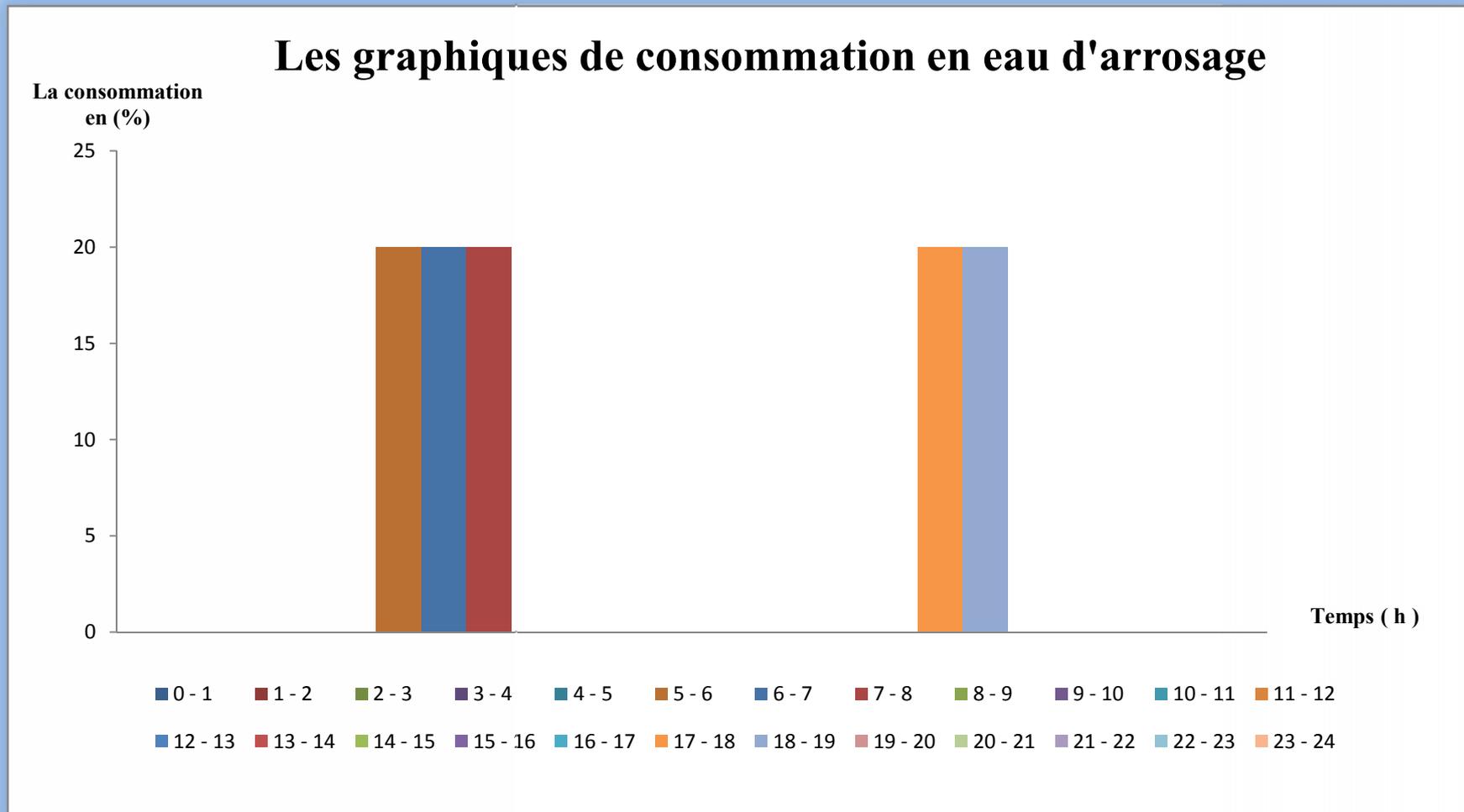


Figure IV. 2 : Graphique de consommation en eau d'arrosage

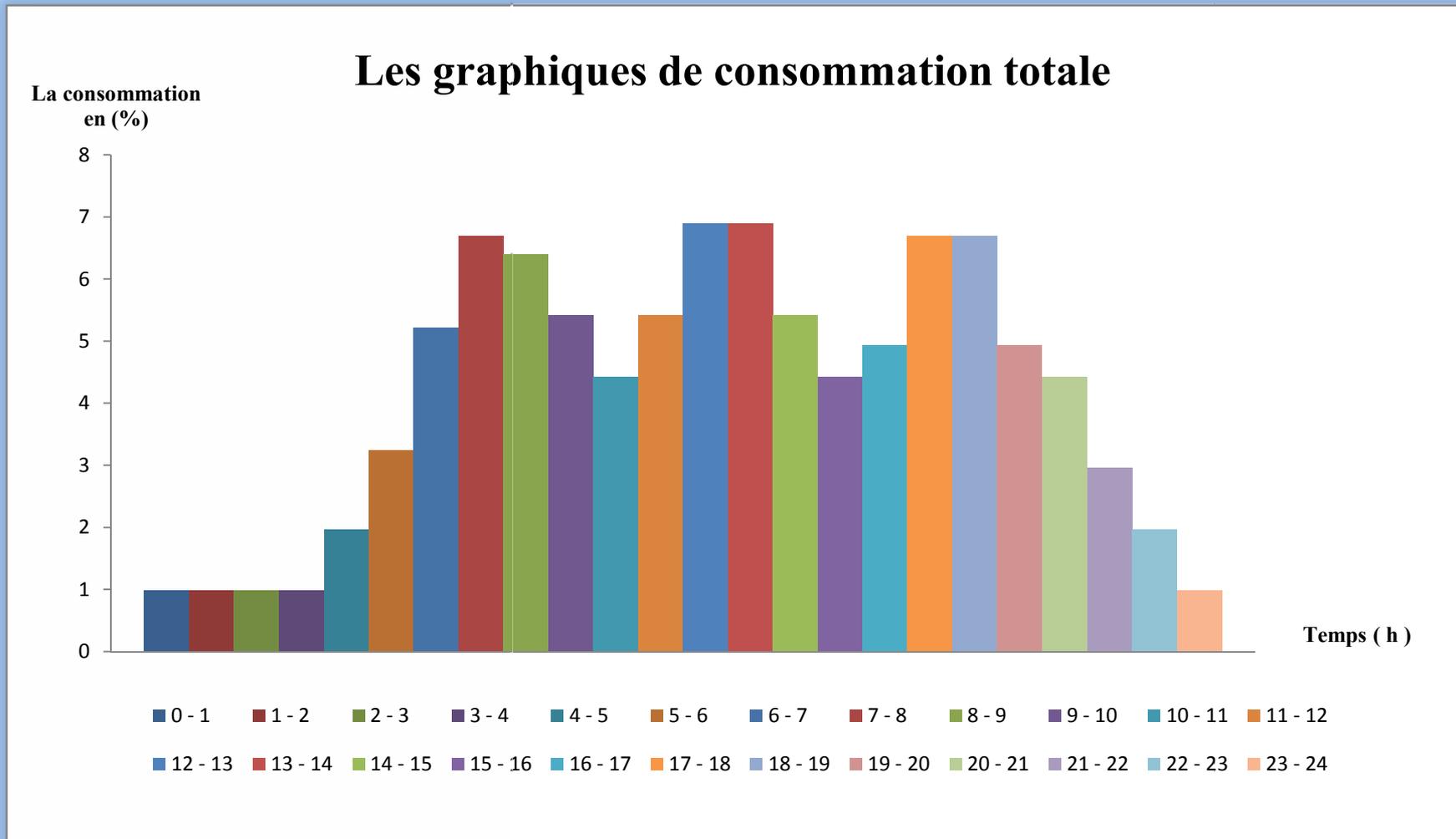


Figure IV. 3 : Graphique de consommation totale

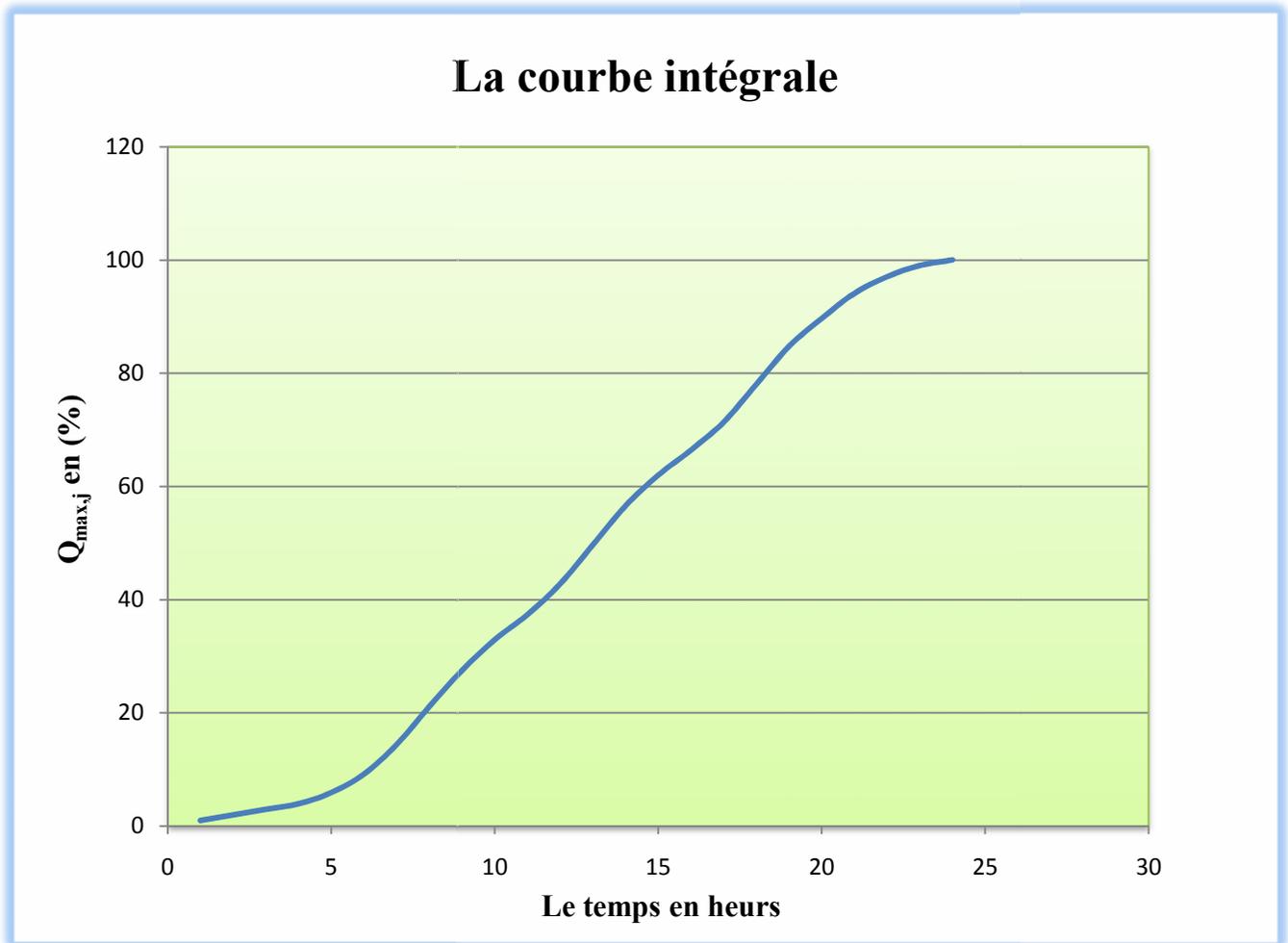


Figure IV. 4 : Courbe intégrale de la consommation

IV. 7- Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires afin de connaître tous les débits horaires (moyen, maximum et minimum).

V.1- Introduction :

Pour tout système d'AEP une autonomie de distribution d'eau aux populations est nécessaire. Cette autonomie est assurée par différents réservoirs de stockage.

Les réservoirs sont généralement des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et de distributions. Ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs fonctions.

Dans ce chapitre nous vérifierons si la capacité existante est suffisante ou si nous devons projeter d'autres réservoirs.

V.2- Rôle des réservoirs :

Les réservoirs ont plusieurs rôles dans un système d'AEP, on peut citer :

- Réserve permettant d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé ;
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- Régulariser la pression et le débit 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.

V.3- Emplacement des réservoirs :

L'emplacement d'un réservoir pose souvent un problème, à cet effet on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ;
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ;
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante ;
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre de consommation importante.

V.4- Type de réservoir existant:

- C'est un réservoir sur sol (semi-enterré) ;
- Construit en béton armé ;
- Forme cylindrique ;
- Fonction stockage et alimentation ;
- La hauteur du plan d'eau est de 4m.

Ce réservoir reçoit l'eau à partir de l'adduction, et Il est équipé des conduites suivantes :

- Conduite d'arrivée de DN 100 en Fonte.
- Conduite principale de distribution DN 200 mm en Acier.



Figure V.1 : Les deux réservoirs de la ville de LARHAT



Figure V.2 : Chambre des vannes réservoir 500m³



Figure V.3 : Conduite de distribution LARHAT centre

V.5- Equipement du réservoir :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- d'une conduite de départ ou de distribution ;
- d'une conduite de vidange ;
- d'une conduite de trop-plein ;
- 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 à double bride.

V.6- Détermination de la capacité de réservoir :

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit entrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée.

La détermination de cette capacité, tient compte de la répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

V.6.1- Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous avons recours soit à la méthode graphique qui tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.

La capacité est déduite à partir des extremums cumule de la consommation vis à vis de celle des apports.

V.6.2- Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation :

La détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de l'agglomération caractérisé par le graphique de consommation.
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé à raison de 20 heures d'apport.

En conséquence , la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures comme le montre le tableau ci-dessous en ajoutant bien entendu la réserve minimale destinée à l'incendie estimée 120 m³ le volume utile est donnée par :

$$V_r = \frac{\alpha\% * Q_{\max,j}}{100} \text{ en (m}^3\text{)(V.1)}$$

Avec :

$$Q_{\max,j} = 1345,52 \text{ m}^3/\text{j}$$

- V_r : volume résiduel de réservoir ;
- $Q_{\max,j}$: débit maximal journalier ;
- $\alpha\%$: pourcentage du volume maximal qui devant être stocker.

La capacité totale du réservoir sera :

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} \text{ (V.2)}$$

Avec :

- V_{inc} : volume d'incendie estimé avec une valeur de 120 m³

Tableau V.1 : détermination de la capacité du réservoir

| Heures | Consommation d'eau en % | Refoulement d'eau en % | Arrivée d'eau au réservoir | Départ d'eau du réservoir | Reste dans le réservoir |
|---------------|-------------------------|------------------------|----------------------------|---------------------------|-------------------------|
| 0 - 1 | 0,99 | 0 | - | 0,99 | 8,73 |
| 1 - 2 | 0,99 | 0 | - | 0,99 | 7,74 |
| 2 - 3 | 0,99 | 0 | - | 0,99 | 6,75 |
| 3 - 4 | 0,99 | 0 | - | 0,99 | 5,76 |
| 4 - 5 | 1,97 | 5 | 3,03 | - | 8,79 |
| 5 - 6 | 3,25 | 5 | 1,75 | - | 10,54 |
| 6 - 7 | 5,22 | 5 | - | 0,22 | 10,32 |
| 7 - 8 | 6,7 | 5 | - | 1,7 | 8,62 |
| 8 - 9 | 6,4 | 5 | - | 1,4 | 7,22 |
| 9 - 10 | 5,42 | 5 | - | 0,42 | 6,8 |
| 10 - 11 | 4,43 | 5 | 0,57 | - | 7,37 |
| 11 - 12 | 5,42 | 5 | - | 0,42 | 6,95 |
| 12 - 13 | 6,9 | 5 | - | 1,9 | 5,05 |
| 13-14 | 6,9 | 5 | - | 1,9 | 3,15 |
| 14-15 | 5,42 | 5 | - | 0,42 | 2,73 |
| 15-16 | 4,43 | 5 | 0,57 | - | 3,3 |
| 16-17 | 4,93 | 5 | 0,07 | - | 3,37 |
| 17-18 | 6,7 | 5 | - | 1,7 | 1,67 |
| 18-19 | 6,67 | 5 | - | 1,67 | 0 |
| 19-20 | 4,93 | 5 | 0,07 | - | 0,07 |
| 20-21 | 4,43 | 5 | 0,57 | - | 0,64 |
| 21-22 | 2,96 | 5 | 2,04 | - | 2,68 |
| 22-23 | 1,97 | 5 | 3,03 | - | 5,71 |
| 23-24 | 0,99 | 5 | 4,01 | - | 9,72 |
| Totale | 100 | 100 | | | |

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$V_t = [10,54 * 1345,52 / 100] + 120 = 261,82 \text{ m}^3$$

Remarque :

La capacité de réservoir R1 (existant) est de 500m³, alors que le volume calculé est estimé à 261,82 m³. On conclue que la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération. Par conséquent, aucun autre réservoir ne sera projeté.

V.7- Entretien des réservoirs :

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

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

- Isolement et vidange du réservoir; afin d'éviter le gaspillage de l'eau et la perte du temps, on ne procède à cette opération que lorsque la quantité d'eau stockée dans le réservoir est la plus faible.
- Elimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés ;
- Remise en service ;
- Il faut signaler que les parties métalliques (portes, échelles, équipements hydrauliques et cheminées d'aération) sont aussi concernées par l'entretien.
- Par mesure d'hygiène et de sécurité les réservoirs sont couverts afin d'être protégés contre corps étrangers et les variations de température.
- Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçus de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (serpent, souris ...etc.).
- Toute vanne sera disposée dans une chambre de manœuvre.

V.8- Recommandation diverses :

- Limiter l'entrée de la lumière naturelle pour éviter les risques de prolifération d'algues ;
- Éviter l'élévation de la température de l'eau par une bonne isolation thermique et ceci pour limiter l'activité biologique et protéger la structure contre les microfissurations ;
- Aménager des évacuations pour les eaux pluviales.

V.9- 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.

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels sinistres. Il importe que des dispositions soient prises afin d'éviter que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution.

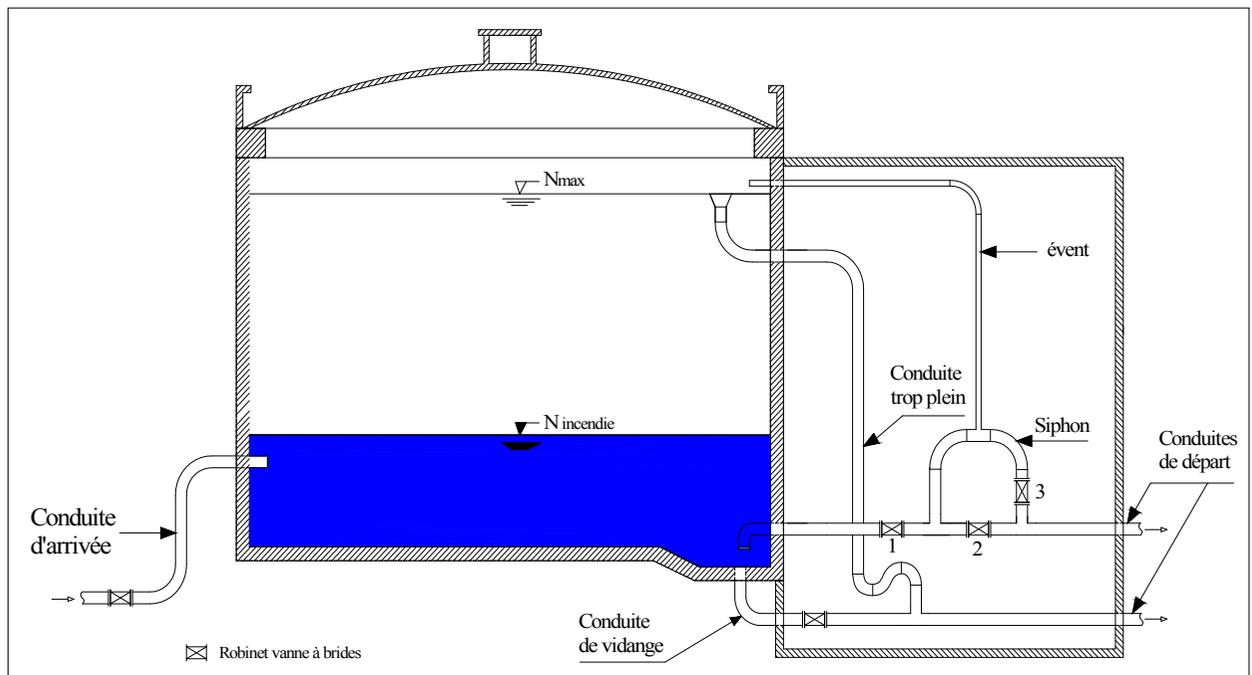


Figure V.4 : équipement de réservoir

V. 10- Conclusion :

Le calcul nous a donné à un volume de 262 m^3 qui est plus petit que celui du réservoir existant de volume 500 m^3 . C'est pour cela dans notre étude nous ne projetons aucun réservoir.

VI.1- Introduction :

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

De part son fonctionnement l'adduction peut être classé selon leurs charges :

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

Il faut savoir que l'adduction de notre réseau est une adduction par refoulement c'est-à-dire qu'à partir d'un nouveau forage on refoule l'eau vers le réservoir de capacité 500 m³ qui a son tour fait la distribution vers le centre de LARHAT.

VI.2- Choix du tracé :

Lors du choix du tracé, il faut prendre certaines précautions et respecter certains impératifs dont :

- Tracé le profil en long aussi régulier que la topographie nous le permet.
- Choisir le chemin le plus court.
- Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu à des bouchons d'air lors de l'exploitation de l'adduction et qui donnent naissance au phénomène de cavitation qui provoque l'éclatement des canalisations au cours de la phase « surpression».
- le tracé sera conçu de manière à ce que les coudes soient largement ouverts, pour éviter les butées importantes.
- Eviter au maximum les obstacles (traversée d'oueds).
- Il est préférable de suivre les accotements des routes de circulation pour faciliter les travaux de maintenance et les éventuelles réparations après la réalisation du projet.
- Prendre en considération la nature du sol traversé par le tracé. Il faut qu'il soit le moins possible agressif.
- Eviter au maximum les traversés de massif boisé ainsi que la rivière, les routes et chemin de fer. Leur traversée fait grimper le coût du projet.
- Favoriser l'accotement des routes afin de faciliter l'accès aux engins pendant la réalisation et aidera plus tard le gestionnaire à détecter les fuites dès leur apparition.

Pour notre cas, nous étudions le tracé d'une conduite d'adduction qui s'étant sur une longueur de 658 mètres, et que nous devons bien entendu respecter toutes les conditions citées précédemment y compris la prise en compte du système de protection contre la corrosion et le phénomène de cavitation qui peut endommager la conduite.

VI.3- Choix du type 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.

VI.4- Choix des matériaux de la conduite :

Le choix du matériau des conduites enterrées dépend aussi bien de leur fiabilité technique et économique.

Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs exigences telles que :

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

Dans notre projet, nous avons projeté une conduite en Acier en raison des avantages qu'ils présentent :

- Disponibilité sur le marché (production locale) ;
- Très économiques ;
- Résistance à des grandes pressions (>à 20 bars) ;
- Permettre une pose simple et adéquate ; ils sont décomposable, soudables à la demande, ce qui évite d'encombrer le chantier de pièce spéciale coûteuse.
- Réduction des pièces spéciales ;
- Les tuyaux en acier sont solides ;
- Par leur élasticité, elles s'adaptent aux reliefs plus au moins accidentés ;
- Les frais d'amortissement de la conduite varient dans le même sens que le diamètre de celle-ci et dans les mêmes conditions du débit véhiculé.
- Les frais d'exploitation qui seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.

Le seul inconvénient c'est le risque de la corrosion qui nécessite un revêtement intérieur et extérieur.

VI.5- Dimensionnement de la conduite de refoulement :

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et est liée par l'aspect suivant :

- Les frais d'amortissement de la conduite qui croissent avec le diamètre de la canalisation.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage qui décroissent quand le diamètre de la canalisation augmente, à cause de la diminution des pertes de charge.

VI.5.1- Détermination de diamètre économique :

Notre étude consiste à déterminer le diamètre économique a partir d'un nouveau forage F1 (20 l/s) vers le réservoir R (500 m³).

La distance entre le forage et le réservoir R est de 658 m.

Une première étape consiste à déterminer le diamètre de la conduite à l'aide d'une formule donnant le diamètre de l'économique.

Plusieurs formules ont été proposées pour le calcul du diamètre économique, on citera :

- ✓ La formule de BONIN : $D = \sqrt{Q}$ (VI.1)
- ✓ La formule de BRESSE : $D = 1,5\sqrt{Q}$ (VI.2)
- ✓ Formule de MUNIER : $D = (1+0,02n)\sqrt{Q}$ (VI.3)

Avec :

- D : Diamètre de la conduite de refoulement.
- Q : Débit véhiculé en m³/s.
- n : nombre d'heures de pompage.

Parmi celles, on prend celle de BONIN qui nous donne un diamètre optimal, et qui permet d'éviter les dépôts dans la canalisation avec les vitesses on voisinant de 1.27 m/s.

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,02} = 0,14 \text{ m} = 140 \text{ mm}$$

Avec :

- Q : le débit transitant sur la conduite en m³/s.
- D : diamètre économique en mm.

$$V = \left[\frac{4*Q}{\pi*D^2} \right] = \frac{4*0,02}{3.14*0,15^2} = 1,13 \text{ m/s}$$

Tableau VI.1 : Diamètres économiques de la conduite de refoulement

| Q (l/s) | D _{éc} (mm) | D _N (mm) | V (m/s) |
|---------|----------------------|---------------------|---------|
| 20 | 140 | 150 | 1,13 |

Remarque :

En vérifiant les paramètres hydrauliques pour le diamètre calculé, on constate que pour une conduite de diamètre de 150 mm on a une vitesse acceptable de 1,13 m/s.

VI.5.2- Calcul des pertes de charges :

Nous avons des pertes de charges linéaires et des pertes de charges singulières.

Les pertes de charge linéaire :

On calcul la perte de charge avec la formule de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_L = \frac{K' * L * Q^{\beta}}{D^m} \dots\dots\dots(VI.4)$$

Avec :

- K' : Coefficient des pertes de charge linéaire ;
- β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- m : Exposant tenant compte du type du matériau ;
- Q : Débit véhiculé par la conduite en « m³/s »;
- L : longueur géométrique de la conduite de refoulement « m » ;
- D : Diamètre de la conduite « m » .

Tableau VI.2 : Les valeurs de K' , m et β

| Tuyau | K' | m | β |
|-------|--------------------|-----------|---------|
| Acier | 0,00179 à 0,001735 | 5,1 à 5,3 | 1,9 à 2 |

Les pertes de charge singulières :

Sont estimées à 15% de pertes charges linéaires donc :

$$\Delta H_S = 15\% \Delta H_L \dots\dots\dots(VI.5)$$

Et :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \dots\dots\dots(VI.6)$$

Donc :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + 0.15 \Delta H_L = 1.15 \Delta H_L$$

Avec :

- ΔH_T : pertes de charges totales « m » ;
- ΔH_L : pertes de charges linéaires « m » ;

- ΔH_S : pertes de charges singulières « m ».

Alors :

$$\Delta H_T = 1,15 * \frac{K' * L * Q^B}{D^m} \dots\dots\dots(VI.7)$$

D'où :

$$\Delta H_T = 1,15 * 0.001735 * \frac{658 * (20 * 0.001)^2}{0.15^{5.3}} = 12,22m$$

$\Delta H_T = 12,22 \text{ m}$

VI .5.3- Détermination de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g), des pertes de charges totales (H_T) et des pertes de charges à l'aspiration (ΔH_{asp})

Elle est donnée par :

$$HMT = Hg + \Delta H_T + \Delta H_{asp} \dots\dots\dots(VI.8)$$

Avec :

- ΔH_T : Perte de charge totale.
- H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan de pompage.
- ΔH_{asp} : pertes de charges à l'aspiration estimées à 0.50 m.

$$H_g = C_{tp} - C_R \dots\dots\dots(VI.9)$$

Avec :

- C_{tp} : Cote de trop plein du réservoir R égale à 103,52 m.
- C_R : cote du niveau dynamique du forage égale à 42 m.

Donc :

$$H_g = 103,52 - 42 = 61,52 \text{ m}$$

$H_g = 61,52 \text{ m}$

On a la relation suivante pour calculer HMT :

$$HMT = Hg + \Delta H_T + \Delta H_{asp} = 61,52 + 12,22 + 0,5 = 74,24 \text{ m}$$

$HMT = 74,24 \text{ m}$

VI.5.4- Le choix de la pompe :

$Q = 20 \text{ l/s}$ et $HMT = 74,24\text{m}$

D'après le logiciel « Caprari Pompe » on a choisit les pompes immergées suivantes :

Tableau VI.2 : Les variantes pour le choix de la pompe du forage F1

| Type de la pompe | Rendement (%) | Puissance absorbée (kW) | Nombre de tour (tr/min) | Fréquence (Hz) | NPSH _r (m) |
|------------------|---------------|-------------------------|-------------------------|----------------|-----------------------|
| E9S50 | 75,4 | 20 | 2900 | 50 | 3,56 |
| P7C | 75,4 | 22,1 | 2900 | 50 | 3,35 |
| P8F | 74,1 | 20,3 | 2900 | 50 | 4,43 |
| E6S64 | 64,2 | 22,6 | 3900 | 50 | 5,05 |
| P9C | 59,6 | 23,2 | 2900 | 50 | 4,59 |
| E8S50 | 73 | 20,7 | 2900 | 50 | 3,58 |

D'après ce tableau on choisi la pompe **E9S50** à cause de son rendement $\eta = 75,4\%$ qui est meilleur par rapport aux autres pompes.

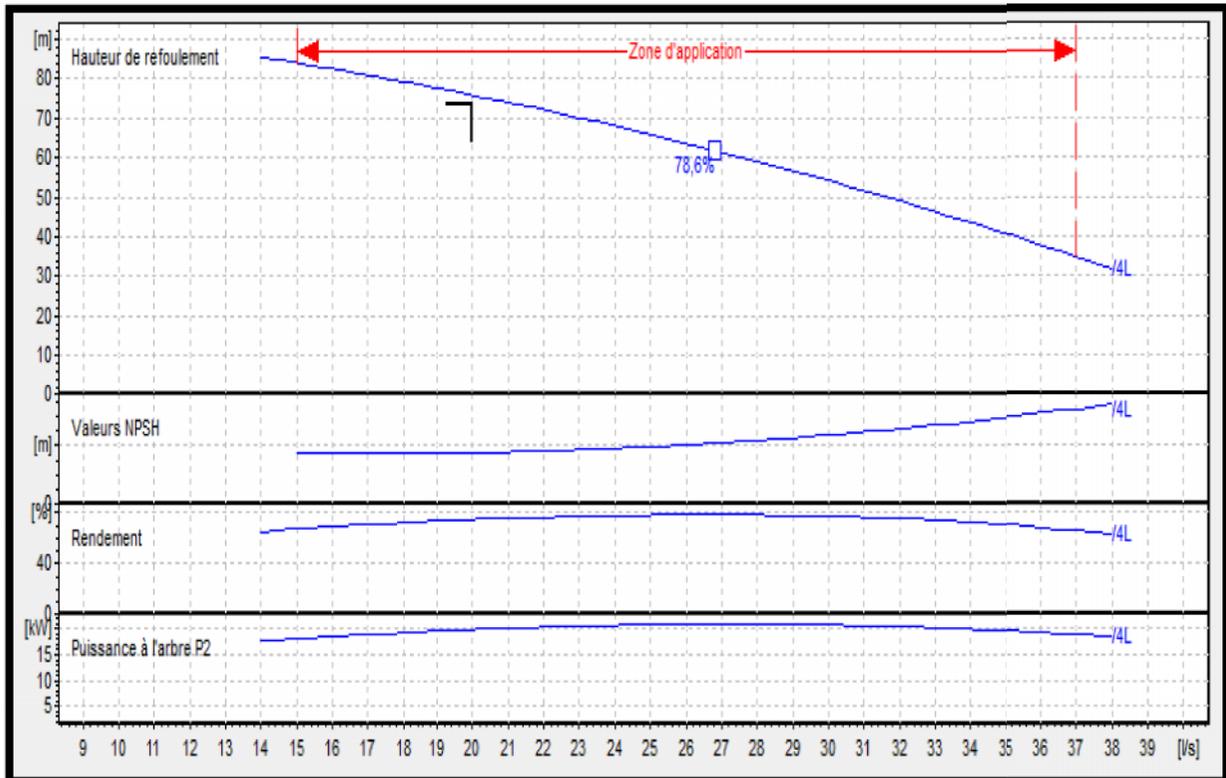


Figure VI.1 : Les différentes courbes caractéristiques de la pompe choisissent

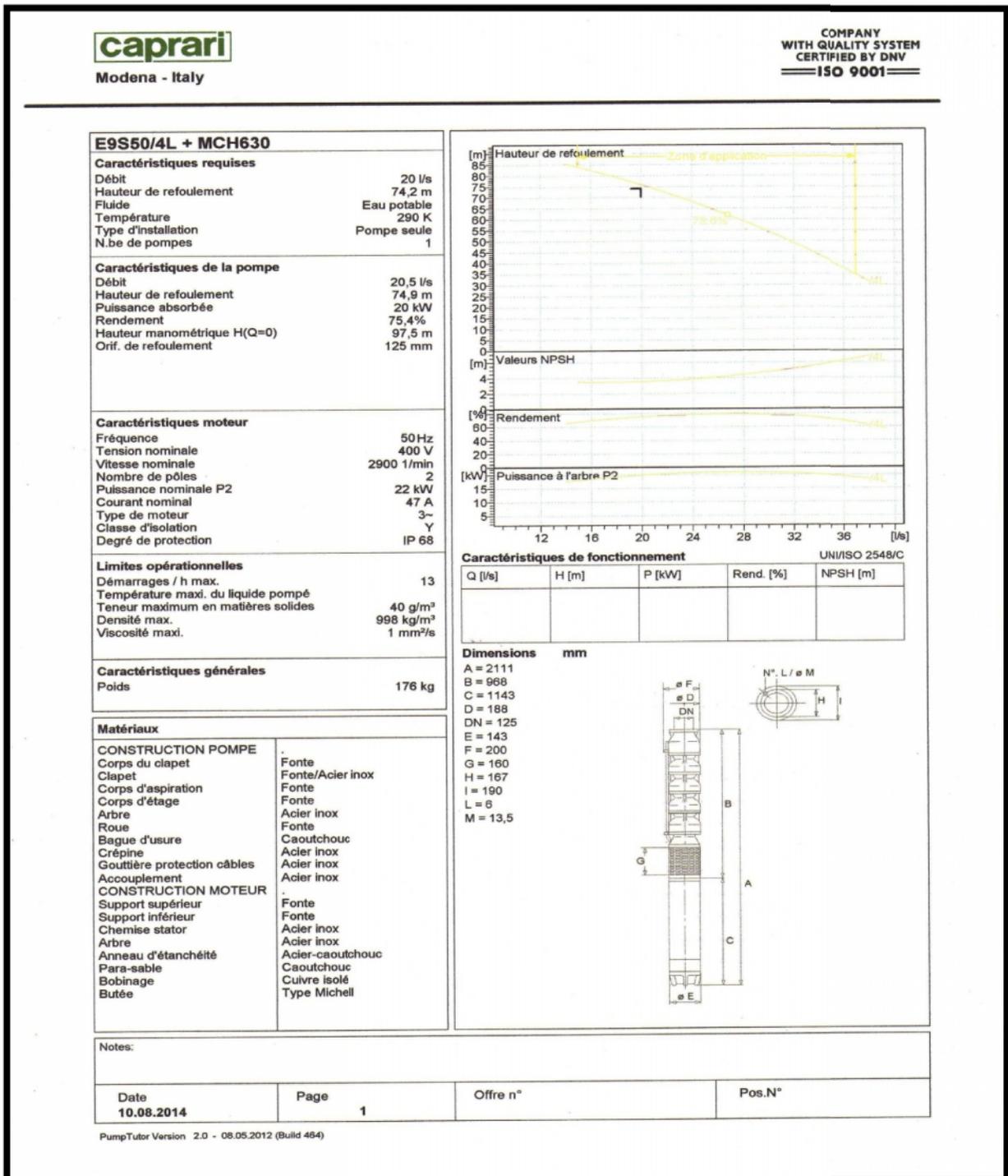


Figure VI.2 : La fiche technique de la pompe choisit

VI. 6- Conclusion :

On a déterminé le diamètre économique et le type de pompe qui caractérise cette adduction, et nous avons abouti à une conduite de diamètre 150mm qui permet de véhiculer le débit jusqu'au réservoir de LARHAT.

VII.1- Introduction :

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des conduites sur lesquelles des branchements seront pratiqués en vue de satisfaire la demande des consommateurs en débit et pression.

Les conduites devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximum afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs.

La distribution consiste à fournir à chaque instant aux consommateurs les débits dont ils ont besoin, sous une pression suffisante.

VII.2- L'Alimentation en Eau Potable (AEP) :

L'Alimentation en Eau Potable comprend l'ensemble des opérations d'approvisionnement de la population en eau potable, depuis le prélèvement du milieu naturel jusqu'à l'abonné.

L'objectif du projet est de mettre en place des alternatives pérennes d'adduction en eau potable pour les populations des centres secondaires et des zones rurales densément peuplées, en leur assurant un accès durable à l'eau potable.

VII.3- Les type de réseaux :

Selon la disposition des tronçons dans le réseau, on distingue trois types de réseaux :

- Réseau maillé.
- Réseau ramifié.
- Réseau mixte.

VII.3.1- Réseaux maillés :

Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines.

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées.

VII.3.2- Réseaux ramifié :

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales leur inconvénient, c'est que dans les conduites il y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie aval sera privée d'eau.

Remarque :

Pour une meilleure distribution, on adopte le réseau maillé, vu les avantages qu'il présente :

- ✓ Pas de stagnation de l'eau dans le réseau ;
- ✓ Isoler le tronçon accidenté par un simple manœuvre robinet.

VII.4- Conception d'un réseau :

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs principaux.
- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et régulier.

VII.5- Choix du type de matériaux :

Dans le but du bon choix du type de matériau, on prend en compte les paramètres suivants :

- Le diamètre ;
- La pression de service à supportée par le matériau ;
- Les conditions de pose ;
- Le prix de la conduite ;
- La durée de vie du matériau ;
- La disponibilité de ce dernier sur le marché.

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD.

Avantage de PEHD :

- Disponibilité sur le marché (production locale) ;
- Résistance à des grandes pressions (>à 20 bars) ;
- Facile à poser (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres ;
- Permet de faibles rayons de courbures aux réseaux ;
- Longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement (durée de vie 50 ans à 20°C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique ;
- Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier) ;

VII.6- Principe du tracé du réseau :

Le tracé du réseau exige un certain nombre des conditions qu'il faut respecter.

- Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants, (débit concentrés), exemple usine ;
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs ;
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle, ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;

- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales reliées entre elle par des conduites secondaires pour former des boucles (maille).

VII.7- Calcul hydraulique du réseau maillé :

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- On calcule les débits route pendant les heures considérées (l'heure de pointe et l'heure d'incendie).
- On détermine le débit spécifique en considèrent les débits en route.
- Sachant le débit spécifique ; on détermine le débit supposé concentrés aux nœuds.

VII.7.1- Calcul des débits :

Dans ce chapitre, nous donnons uniquement les cas heures de pointe et heure de pointe plus incendie.

a) Détermination du débit spécifique :

Le débit spécifique qui est fonction du linéaire se calcule comme suit:

$$Q_{sp} = Q_{maxh} / \Sigma L_i \dots\dots\dots(VII.1)$$

Avec :

- Q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml) ;
- Q_{maxh} : débit maximum horaire calculé au chapitre IV ;
- ΣL_i : somme des longueurs du réseau (**4691,27 m**)

b) Détermination du débit en route:

Le débit en route est le produit du débit spécifique par la longueur du tronçon :

$$Q_{ri} = Q_{sp} \cdot l_i \dots\dots\dots(VII.2)$$

Avec :

- l_i : longueur du tronçon numéro (i), (m) ;
- Q_{ri} : débit du tronçon numéro (i), (l/s) ;

c) Détermination des débits nodaux :

Les débits aux nœuds sont obtenus comme suit :

$$Q_n = 0.5 \Sigma Q_{ri} \dots\dots\dots(VII.3)$$

Avec :

- Q_{ri} : débit du tronçon numéro (i), (l/s) ;
- Q_n : débit au nœud (l/s).

Les résultats de ses calculs sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau VII.1 : Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe.

| N° du nœud | Tronçons | Longueur (m) | Q spécifique (l/s/ml) | Q route (l/s) | Q nodaux = $0.5\sum Q_r$ (l/s) |
|------------|----------|--------------|-----------------------|---------------|--------------------------------|
| 1 | R - 01 | 147,13 | 0,0055 | 0,81 | 2,46 |
| | 01 - 02 | 153,83 | | 0,85 | |
| | 01 - 03 | 248,44 | | 1,37 | |
| | 01 - 04 | 346,13 | | 1,90 | |
| 2 | 02 - 10 | 184,33 | | 1,01 | 1,36 |
| | 02 - 07 | 157,92 | | 0,87 | |
| | 01 - 02 | 153,83 | | 0,85 | |
| 3 | 03 - 06 | 78,17 | | 0,43 | 1,35 |
| | 01 - 03 | 248,44 | | 1,37 | |
| | 03 - 04 | 162,57 | | 0,89 | |
| 4 | 04 - 05 | 74,09 | | 0,41 | 1,60 |
| | 01 - 04 | 346,13 | | 1,90 | |
| | 03 - 04 | 162,57 | | 0,89 | |
| 5 | 05 - 08 | 96,31 | | 0,53 | 0,97 |
| | 05 - 21 | 180,78 | | 0,99 | |
| | 04 - 05 | 74,09 | | 0,41 | |
| 6 | 06 - 07 | 110,38 | | 0,61 | 0,84 |
| | 06 - 08 | 118,20 | | 0,65 | |
| | 03 - 06 | 78,17 | | 0,43 | |
| 7 | 07 - 09 | 54,65 | | 0,30 | 0,89 |
| | 06 - 07 | 110,38 | 0,61 | | |
| | 02 - 07 | 157,92 | 0,87 | | |
| 8 | 08 - 12 | 103,39 | 0,57 | 0,87 | |
| | 06 - 08 | 118,20 | 0,65 | | |
| | 05 - 08 | 96,31 | 0,53 | | |
| 9 | 09 - 11 | 50,34 | 0,28 | 0,69 | |
| | 09 - 13 | 144,08 | 0,79 | | |
| | 07 - 09 | 54,65 | 0,30 | | |
| 10 | 10 - 13 | 64,52 | 0,35 | 1,04 | |
| | 10 - 17 | 131,02 | 0,72 | | |
| | 02 - 10 | 184,33 | 1,01 | | |
| 11 | 11 - 12 | 230,55 | 1,27 | 1,02 | |
| | 11 - 15 | 88,88 | 0,49 | | |
| | 09 - 11 | 50,34 | 0,28 | | |
| 12 | 12 - 16 | 107,31 | 0,59 | 1,21 | |
| | 11 - 12 | 230,55 | 1,27 | | |
| | 08 - 12 | 103,39 | 0,57 | | |

Suite de tableau VII.1 : Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe.

| N° du nœud | Tronçons | Longueur (m) | Q spécifique (l/s/ml) | Q route (l/s) | Q nodaux = $0.5\sum Q_r$ (l/s) |
|------------|----------|--------------|-----------------------|---------------|--------------------------------|
| 13 | 13 - 14 | 94,74 | 0,0055 | 0,52 | 0,84 |
| | 10 - 13 | 64,52 | | 0,35 | |
| | 09 - 13 | 144,08 | | 0,79 | |
| 14 | 14 - 18 | 213,00 | | 1,17 | 1,10 |
| | 13 - 14 | 94,74 | | 0,52 | |
| | 14 - 19 | 92,42 | | 0,51 | |
| 15 | 15 - 19 | 18,06 | | 0,10 | 0,93 |
| | 15 - 16 | 231,73 | | 1,27 | |
| | 11 - 15 | 88,88 | | 0,49 | |
| 16 | 16 - 20 | 197,41 | | 1,08 | 1,48 |
| | 15 - 16 | 231,73 | | 1,27 | |
| | 12 - 16 | 107,31 | | 0,59 | |
| 17 | 17 - 18 | 127,67 | | 0,70 | 0,71 |
| | 10 - 17 | 131,02 | | 0,72 | |
| 18 | 17 - 18 | 127,67 | | 0,70 | 0,57 |
| | 14 - 18 | 77,22 | | 0,42 | |
| 19 | 19 - 23 | 298,00 | | 1,64 | 1,12 |
| | 14 - 19 | 92,42 | | 0,51 | |
| | 15 - 19 | 18,06 | | 0,10 | |
| 20 | 20 - 23 | 38,18 | | 0,21 | 0,81 |
| | 20 - 22 | 58,22 | | 0,32 | |
| | 16 - 20 | 197,41 | | 1,08 | |
| 21 | 21 - 22 | 424,59 | | 2,33 | 1,66 |
| | 05 - 21 | 180,78 | 0,99 | | |
| 22 | 21 - 22 | 424,59 | 2,33 | 1,33 | |
| | 20 - 22 | 58,22 | 0,32 | | |
| 23 | 20 - 23 | 38,18 | 0,21 | 0,92 | |
| | 19 - 23 | 298,00 | 1,64 | | |

C'est le même cas que l'heure de pointe sauf qu'on injecte le débit incendie qui est égal à 17 l/s dans le réseau c'est-à-dire au nœud le plus défavorable.

Tableau VII.2 : Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe plus incendie.

| N° du nœud | Tronçons | Longueur (m) | Q spécifique (l/s/ml) | Q route (l/s) | Q nodaux = $0.5\sum Q_r$ (l/s) |
|------------|----------|--------------|-----------------------|---------------|--------------------------------|
| 1 | R - 01 | 147,13 | 0,0055 | 0,81 | 2,46 |
| | 01 - 02 | 153,83 | | 0,85 | |
| | 01 - 03 | 248,44 | | 1,36 | |
| | 01 - 04 | 346,13 | | 1,90 | |
| 2 | 02 - 10 | 184,33 | | 1,01 | 1,36 |
| | 02 - 07 | 157,92 | | 0,87 | |
| | 01 - 02 | 153,83 | | 0,85 | |
| 3 | 03 - 06 | 78,17 | | 0,43 | 1,35 |
| | 01 - 03 | 248,44 | | 1,37 | |
| | 03 - 04 | 162,57 | | 0,89 | |
| 4 | 04 - 05 | 74,09 | | 0,41 | 1,61 |
| | 01 - 04 | 346,13 | | 1,90 | |
| | 03 - 04 | 162,57 | 0,89 | | |
| 5 | 05 - 08 | 96,31 | 0,53 | 0,97 | |
| | 05 - 21 | 180,78 | 0,99 | | |
| | 04 - 05 | 74,09 | 0,41 | | |
| 6 | 06 - 07 | 110,38 | 0,61 | 0,84 | |
| | 06 - 08 | 118,20 | 0,65 | | |
| | 03 - 06 | 78,17 | 0,43 | | |
| 7 | 07 - 09 | 54,65 | 0,30 | 0,89 | |
| | 06 - 07 | 110,38 | 0,61 | | |
| | 02 - 07 | 157,92 | 0,87 | | |
| 8 | 08 - 12 | 103,39 | 0,57 | 0,87 | |
| | 06 - 08 | 118,20 | 0,65 | | |
| | 05 - 08 | 96,31 | 0,53 | | |
| 9 | 09 - 11 | 50,34 | 0,28 | 0,69 | |
| | 09 - 13 | 144,08 | 0,79 | | |
| | 07 - 09 | 54,65 | 0,30 | | |
| 10 | 10 - 13 | 64,52 | 0,35 | 1,04 | |
| | 10 - 17 | 131,02 | 0,72 | | |
| | 02 - 10 | 184,33 | 1,01 | | |
| 11 | 11 - 12 | 230,55 | 1,27 | 1,02 | |
| | 11 - 15 | 88,88 | 0,49 | | |
| | 09 - 11 | 50,34 | 0,28 | | |
| 12 | 12 - 16 | 107,31 | 0,59 | 1,21 | |
| | 11 - 12 | 230,55 | 1,27 | | |
| | 08 - 12 | 103,39 | 0,57 | | |

Suite de tableau VII.2 : Débits en route et débits nodaux pour le cas de pointe plus incendie.

| N° du nœud | Tronçons | Longueur (m) | Q spécifique (l/s/ml) | Q route (l/s) | Q nodaux = $0.5\Sigma Q_r$ (l/s) |
|------------|----------|--------------|-----------------------|---------------|----------------------------------|
| 13 | 13 - 14 | 94,74 | 0,0055 | 0,52 | 0,84 |
| | 10 - 13 | 64,52 | | 0,35 | |
| | 09 - 13 | 144,08 | | 0,79 | |
| 14 | 14 - 18 | 213,00 | | 1,17 | 1,10 |
| | 13 - 14 | 94,74 | | 0,52 | |
| | 14 - 19 | 92,42 | | 0,51 | |
| 15 | 15 - 19 | 18,06 | | 0,10 | 0,93 |
| | 15 - 16 | 231,73 | | 1,27 | |
| | 11 - 15 | 88,88 | | 0,49 | |
| 16 | 16 - 20 | 197,41 | | 1,09 | 1,48 |
| | 15 - 16 | 231,73 | | 1,27 | |
| | 12 - 16 | 107,31 | | 0,59 | |
| 17 | 17 - 18 | 127,67 | | 0,70 | 0,71 |
| | 10 - 17 | 131,02 | | 0,72 | |
| 18 | 17 - 18 | 127,67 | | 0,70 | 0,57 |
| | 14 - 18 | 77,22 | | 0,42 | |
| 19 | 19 - 23 | 298,00 | | 1,64 | 1,12 |
| | 14 - 19 | 92,42 | | 0,51 | |
| | 15 - 19 | 18,06 | | 0,10 | |
| 20 | 20 - 23 | 38,18 | | 0,21 | 0,81 |
| | 20 - 22 | 58,22 | | 0,32 | |
| | 16 - 20 | 197,41 | | 1,09 | |
| 21 | 21 - 22 | 424,59 | | 2,33 | 1,66 |
| | 05 - 21 | 180,78 | 0,99 | | |
| 22 | 21 - 22 | 424,59 | 2,34 | 1,33 | |
| | 20 - 22 | 58,22 | 0,32 | | |
| 23 | 20 - 23 | 38,18 | 0,21 | 17,92 | |
| | 19 - 23 | 298,00 | 1,64 | | |

Remarque :

Le cas de pointe plus incendie à un débit horaire égal au débit de pointe plus le débit d'incendie sachant que c'est le débit nécessaire pour lutter contre l'incendie. Il est de 120 m³ pendant une durée de 2 heures donc il est estimé de 17 l/s. On positionne le débit d'incendie au point le plus défavorable du réseau comme un débit concentré « c'est-à-dire le nœud 23 dans notre réseau ». Il sera fourni par le réservoir de stockage.

$$Q_{\text{maxh+inc}} = 25,77 + 17 = 42,77 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{maxh+inc}} = 42,77 \text{ l/s}$$

$$Q_{n23} = 0,92 + 17 = 17,92 \text{ l/s}$$

$$Q_{n23} = 17,92 \text{ l/s}$$

d) Répartition arbitraire des débits et les diamètres des tronçons :

La répartition arbitraire des débits selon le cas de pointe et le cas de pointe plus incendie sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Répartition des débits arbitraires dans les tronçons et leurs diamètres

| Tronçons | Cas de pointe | | Cas de pointe + incendie | |
|----------|----------------|---------------|--------------------------|---------------|
| | Le débit (l/s) | Diamètre (mm) | Le débit (l/s) | Diamètre (mm) |
| R – 01 | 25,770 | 200 | 42,77 | 200 |
| 01 – 02 | 7,769 | 110 | 7,769 | 110 |
| 01 – 03 | 7,769 | 110 | 24,763 | 160 |
| 01 – 04 | 7,769 | 110 | 7,769 | 110 |
| 02 – 10 | 3,205 | 75 | 3,205 | 75 |
| 02 – 07 | 3,205 | 75 | 3,205 | 75 |
| 03 – 04 | 3,210 | 75 | 3,210 | 75 |
| 03 – 06 | 3,210 | 75 | 20,210 | 140 |
| 04 – 05 | 9,379 | 110 | 9,379 | 110 |
| 05 – 08 | 5,204 | 90 | 5,204 | 90 |
| 05 – 21 | 3,204 | 75 | 3,204 | 75 |
| 06 – 07 | -1,157 | 50 | -1,157 | 50 |
| 06 – 08 | 3,527 | 75 | 20,527 | 140 |
| 07 – 09 | 1,157 | 50 | 1,157 | 50 |
| 08 – 12 | 7,861 | 110 | 24,861 | 160 |
| 09 – 11 | -2,000 | 63 | -2,000 | 63 |
| 09 – 13 | 2,477 | 63 | 2,477 | 63 |
| 10 – 13 | 1,082 | 50 | 1,082 | 50 |
| 10 – 17 | 1,082 | 50 | 1,082 | 50 |
| 11 – 12 | -3,325 | 75 | -20,325 | 140 |
| 11 – 15 | 0,305 | 40 | 17,305 | 140 |
| 12 – 16 | 3,325 | 75 | 3,325 | 75 |
| 13 – 14 | 2,730 | 63 | 2,730 | 63 |
| 14 – 18 | 0,188 | 32 | 0,188 | 40 |
| 15 – 19 | 3,238 | 75 | 20,265 | 140 |
| 15 – 16 | -3,862 | 75 | -3,862 | 75 |
| 16 - 20 | -2,020 | 63 | -2,020 | 63 |
| 17 - 18 | 0,372 | 40 | 0,372 | 40 |
| 19 - 23 | 3,560 | 75 | 20,587 | 140 |
| 20 – 22 | -0,214 | 40 | -0,214 | 40 |
| 20 – 23 | -2,630 | 63 | -2,630 | 63 |
| 21 – 22 | 1,544 | 50 | 1,544 | 50 |
| 14 – 19 | 1,442 | 50 | 1,442 | 50 |

Remarque :

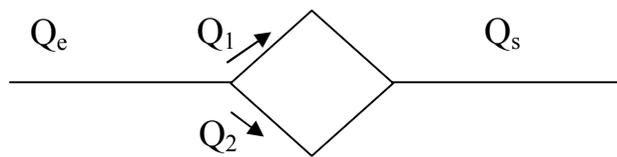
Le signe (-) dans la colonne de débit signifie le sens de l'écoulement

VII.8- Calcul du réseau maillé par la méthode de HARDY-CROSS :

La méthode de HARDY-CROSS est l'une des méthodes de calcul du réseau maillé ; elle est caractérisée par son ajustement successif qui permet de donner le débit qui passe dans chaque tronçon de la conduite du réseau ainsi que son sens.

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

❖ *1^{er} loi (équation de continuité 1ere de KIRCHOFF) :*



Avec :

- Q_e : débit entrant ;
- Q_s : débit sortant.

$$Q_e = Q_1 + Q_2 = Q_s$$

En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui y arrive est égale à la somme des débits qui y partent.

❖ *2eme loi (loi des mailles) :*

Sur le parcours d'une maille la somme algébrique des pertes de charge doit être égale a zéro.

$$\sum \Delta H = 0 \dots\dots\dots(VII.4)$$

La deuxième loi de KIRCHOFF peut se traduire par l'égalité suivante :

$$\sum \Delta H_T = \sum RQ_i^2 \dots\dots\dots(VII.5)$$

- Si elle n'est pas vérifiée du 1er coup, donc il faut corriger la répartition de débit jusqu'à satisfaction de cette loi.

VII.9- Principe de la méthode de HARDY-CROSS :

Après une répartition arbitraire des débits, ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1^{ère} loi (loi des nœuds), nous arrivons à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2^{ème} loi de KIRCHOFF (loi de maille) par approximation successive.

- Détermination du débit correctif :

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$$

Avec :

- Q_0 : Débit supposé. (L/s)
- Q_1 : débit corrigé. (L/s)
- ΔQ_0 : débit correctif. (L/s)

On a :

$$\Delta H_T = R Q_1^2 = R (Q_0 + \Delta Q_0)^2$$

$$\sum R (Q_0 + \Delta Q_0)^2 = \sum R (Q_0^2 + Q_0 \Delta Q_0 + \Delta Q_0^2) = 0$$

R : Résistance de la conduite.

ΔQ_0 : est très petit par rapport à Q_0 .

Donc, le calcul du débit correctif nous amènes à déterminer d'abord les pertes de charges totales (singulière et linéaire) dans chaque tronçon du réseau de la manière suivante.

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_L \dots \dots \dots (\text{VII.5})$$

Les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_T = \Delta H_L + 0.15 \Delta H_L = 1.15 \Delta H_L$$

Avec :

- ΔH_T : Pertes de charge totale.
- ΔH_L : Pertes de charge linéaire
- ΔH_s : pertes de charge singulière.

Les pertes charges linéaires peuvent être calculées par plusieurs formules de DARCY :

$$\Delta H_L = \frac{\lambda L}{D^5} \cdot \frac{8 Q^2}{g} \dots \dots \dots (\text{VII.6})$$

Avec :

- λ : Coefficient de perte de charge dépendant des matériaux, du régime d'écoulement dans la conduite et du diamètre de la conduite.
- L : Longueur de la conduite (en m).
- Q : Débit véhiculé par la conduite (en m³/s).
- g : gravité en (m/s²).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

En tenant compte des approximations définies précédemment nous estimons que $\Delta Q_0^2 = 0$ (ΔQ_0 est très petit par rapport à Q_0)

Donc : $\sum R (Q_0^2 + 2Q_0 \cdot \Delta Q_0) = 0$

$\sum R Q_0^2 = -2 \sum R Q_0 \cdot \Delta Q_0$

D'où :

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum R Q_0^2}{2 \sum R Q_0} \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots(\text{VII.5})$$

Toute branche commune de deux mailles recevra bien entendu les deux corrections correspondantes, et chaque maille est calculée séparément ; les corrections apportées sont :

- Correction propre à la maille considérée avec le même signe de ΔQ_0
- Correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ΔQ_0

Pour pouvoir déterminer le débit Q_{i+1} , il suffit de faire, la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et de l'ajouter au débit Q_i

$Q_{i+1} = Q_i + \Delta Q_0$

Nous reprenons alors le calcul avec les nouvelles valeurs des débits obtenues pour le calcul, par itération successive, la méthode converge rapidement vers la solution. Le nombre d'itération nécessaire varie pratiquement entre 2 et 5 suivant la complexité du problème, la précision désirée est celle de l'approche initiale.

VII.10- Calcul de réseau :

On procède à la simulation des différents paramètres du réseau à l'aide du logiciel WATERCAD ; Les résultats des simulations sont retranscrits par la suite, selon le mode de fonctionnement du réseau ;

Nous allons procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel **WATERCAD**, en vue de le dimensionner. C'est-à-dire : déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau, Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se repérer aux hypothèses les plus défavorables. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie, Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits routes pour chaque tronçon.

❖ Description du logiciel WATER CAD :

WATER CAD est un logiciel de modélisation hydraulique qui détermine la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau, Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment

pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

Dans cette étude nous avons travaillé avec logiciel WATERCAD (La version 8i).

❖ Répartition définitive des débits et des pressions :

• Cas de pointe :

Les pressions en chaque nœud sont représentées dans le tableau VII.4 ; Ainsi que les débits transitant dans les conduites dans le tableau VII.5

Tableau VII.4 : État des Nœuds du Réseau

| Cas de pointe | | | | | |
|---------------|---------------|---------------|------------|--------------|------------------------|
| Nœuds | Elévation (m) | Demande (L/s) | Charge (m) | Pression (m) | Cote piézométrique (m) |
| 1 | 75,72 | 2,46 | 99,1 | 23,3 | 99,02 |
| 2 | 63,75 | 1,36 | 97,76 | 33,9 | 97,65 |
| 3 | 67,43 | 1,35 | 96,36 | 28,9 | 96,33 |
| 4 | 65,68 | 1,6 | 96,17 | 30,4 | 96,08 |
| 5 | 64 | 0,97 | 95,71 | 31,6 | 95,6 |
| 6 | 62,57 | 0,84 | 95,99 | 33,3 | 95,87 |
| 7 | 63 | 0,89 | 96,31 | 33,2 | 96,2 |
| 8 | 57,48 | 0,87 | 95,09 | 37,5 | 94,98 |
| 9 | 57 | 0,69 | 94,67 | 37,6 | 94,6 |
| 10 | 49 | 1,04 | 95,04 | 45,9 | 94,9 |
| 11 | 52,56 | 1,02 | 94,14 | 41,5 | 94,06 |
| 12 | 55 | 1,21 | 94,71 | 39,6 | 94,6 |
| 13 | 48,57 | 0,84 | 94,34 | 45,7 | 94,27 |
| 14 | 42,26 | 1,1 | 93,66 | 51,3 | 93,56 |
| 15 | 38,79 | 0,93 | 92,67 | 53,8 | 92,59 |
| 16 | 44,61 | 1,48 | 93,39 | 48,7 | 93,31 |
| 17 | 35 | 0,71 | 94,03 | 58,9 | 93,9 |
| 18 | 29 | 0,57 | 93,55 | 64,4 | 93,4 |
| 19 | 37,08 | 1,12 | 92,61 | 55,4 | 92,48 |
| 20 | 16 | 0,81 | 91,89 | 75,7 | 91,7 |
| 21 | 59 | 1,66 | 94,13 | 35,1 | 94,1 |
| 22 | 10 | 1,33 | 91,3 | 81,1 | 91,1 |
| 23 | 10,68 | 0,92 | 91,68 | 80,8 | 91,48 |
| R | 99,52 | 25,77 | 103,52 | 4 | 103,52 |

D'après ce tableau on remarque que la majorité des nœuds ont une pression inférieure à 7 bars, alors les pressions de notre réseau sont suffisantes et acceptables.

Tableau VII.5 : État des tronçons du Réseau

| Cas de pointe | | | | | | | |
|----------------------|---------------------|----------------------|-----------------|-------------------|--------------------|----------------------|------------------------------|
| Tronçons | Longueur (m) | Diamètre (mm) | Matériel | Rugosité C | Débit (L/s) | Vitesse (m/s) | Perte de Charge (m/m) |
| R - 01 | 147,13 | 200 | PEHD | 150 | 25,77 | 0,82 | 0,003 |
| 01 - 02 | 153,83 | 110 | PEHD | 150 | 9,72 | 1,02 | 0,009 |
| 02 - 10 | 184,33 | 75 | PEHD | 150 | 4,71 | 1,07 | 0,015 |
| 10 - 17 | 131,02 | 50 | PEHD | 150 | 1,14 | 0,58 | 0,008 |
| 17 - 18 | 127,67 | 40 | PEHD | 150 | 0,43 | 0,34 | 0,004 |
| 14 - 18 | 77,22 | 32 | PEHD | 150 | 0,14 | 0,17 | 0,001 |
| 14 - 19 | 92,42 | 40 | PEHD | 150 | 0,78 | 0,62 | 0,011 |
| 01 - 04 | 346,13 | 110 | PEHD | 150 | 9,56 | 1,01 | 0,008 |
| 01 - 03 | 248,44 | 75 | PEHD | 150 | 4,03 | 0,91 | 0,011 |
| 02 - 07 | 157,92 | 75 | PEHD | 150 | 3,65 | 0,83 | 0,009 |
| 07 - 06 | 110,38 | 40 | PEHD | 150 | 0,38 | 0,3 | 0,003 |
| 06 - 08 | 118,2 | 63 | PEHD | 150 | 2,09 | 0,67 | 0,008 |
| 08 - 12 | 103,39 | 110 | PEHD | 150 | 6,09 | 0,64 | 0,004 |
| 11 - 12 | 230,55 | 50 | PEHD | 150 | 0,62 | 0,32 | 0,002 |
| 09 - 11 | 50,34 | 50 | PEHD | 150 | 1,36 | 0,69 | 0,011 |
| 07 - 09 | 54,65 | 50 | PEHD | 150 | 2,38 | 1,21 | 0,03 |
| 03 - 04 | 162,57 | 32 | PEHD | 150 | 0,13 | 0,16 | 0,001 |
| 04 - 05 | 74,09 | 110 | PEHD | 150 | 8,09 | 0,85 | 0,006 |
| 05 - 21 | 180,78 | 63 | PEHD | 150 | 2,25 | 0,72 | 0,009 |
| 21 - 22 | 424,59 | 40 | PEHD | 150 | 0,59 | 0,47 | 0,007 |
| 20 - 22 | 58,22 | 40 | PEHD | 150 | 0,74 | 0,59 | 0,01 |
| 20 - 23 | 38,18 | 40 | PEHD | 150 | 0,53 | 0,42 | 0,006 |
| 19 - 23 | 298 | 40 | PEHD | 150 | 0,39 | 0,31 | 0,003 |
| 15 - 19 | 18,06 | 50 | PEHD | 150 | 0,73 | 0,37 | 0,003 |
| 15 - 16 | 231,73 | 50 | PEHD | 150 | 0,7 | 0,36 | 0,003 |
| 16 - 20 | 197,41 | 63 | PEHD | 150 | 2,08 | 0,67 | 0,008 |
| 12 - 16 | 107,31 | 75 | PEHD | 150 | 4,26 | 0,96 | 0,012 |
| 03 - 06 | 78,17 | 75 | PEHD | 150 | 2,55 | 0,58 | 0,005 |
| 05 - 08 | 96,31 | 90 | PEHD | 150 | 4,87 | 0,77 | 0,006 |
| 09 - 13 | 144,08 | 40 | PEHD | 150 | 0,33 | 0,26 | 0,002 |
| 13 - 14 | 94,74 | 63 | PEHD | 150 | 2,02 | 0,65 | 0,007 |
| 11 - 15 | 88,88 | 40 | PEHD | 150 | 0,96 | 0,76 | 0,016 |
| 10 - 13 | 64,52 | 63 | PEHD | 150 | 2,53 | 0,81 | 0,011 |

Remarque :

On remarque que les tronçons ayant une vitesse comprise entre 0.5 m/s et 2 m/s présentent un pourcentage de 80%, dans ce cas on est dans les conditions valables hydrauliquement dans un réseau de distribution.

- Cas de pointe plus incendie :

Les pressions en chaque nœud sont représentées dans le tableau VII.6 ; Ainsi que les débits transitant dans les conduites dans le tableau VII.7.

Tableau VII.6 : État des Nœuds du Réseau

| cas de pointe + incendie | | | | | |
|--------------------------|---------------|---------------|------------|--------------|------------------------|
| Nœuds | Elévation (m) | Demande (L/s) | Charge (m) | Pression (m) | Cote piézométrique (m) |
| 1 | 75,72 | 2,46 | 98,44 | 22,7 | 98,42 |
| 2 | 63,75 | 1,36 | 97,12 | 33,3 | 97,05 |
| 3 | 67,43 | 1,35 | 96,87 | 29,4 | 96,83 |
| 4 | 65,68 | 1,6 | 95,92 | 30,2 | 95,88 |
| 5 | 64 | 0,97 | 95,49 | 31,4 | 95,4 |
| 6 | 62,57 | 0,84 | 96,07 | 33,4 | 95,97 |
| 7 | 63 | 0,89 | 95,81 | 32,7 | 95,7 |
| 8 | 57,48 | 0,87 | 94,99 | 37,4 | 94,88 |
| 9 | 57 | 0,69 | 93,44 | 36,4 | 93,4 |
| 10 | 49 | 1,04 | 94,31 | 45,2 | 94,2 |
| 11 | 52,56 | 1,02 | 92,72 | 40,1 | 92,66 |
| 12 | 55 | 1,21 | 94,31 | 39,2 | 94,2 |
| 13 | 48,57 | 0,84 | 92,39 | 43,7 | 92,27 |
| 14 | 42,26 | 1,1 | 91,64 | 49,3 | 91,56 |
| 15 | 38,79 | 0,93 | 92,07 | 53,2 | 91,99 |
| 16 | 44,61 | 1,48 | 92,58 | 47,9 | 92,51 |
| 17 | 35 | 0,71 | 92,85 | 57,7 | 92,7 |
| 18 | 29 | 0,57 | 91,71 | 62,6 | 91,6 |
| 19 | 37,08 | 1,12 | 89,47 | 52,3 | 89,38 |
| 20 | 16 | 0,81 | 89,38 | 73,2 | 89,2 |
| 21 | 59 | 1,66 | 93,67 | 34,6 | 93,6 |
| 22 | 10 | 1,33 | 89,02 | 78,9 | 88,9 |
| 23 | 10,68 | 17,92 | 87,42 | 76,6 | 87,28 |
| R | 99,52 | 42,77 | 103,52 | 4 | 103,52 |

D'après ce tableau on remarque que la plus part des nœuds ont une pression inférieure à 6 bars, alors les pressions de notre réseau sont suffisantes et acceptables.

Tableau VII.7 : État des tronçons du Réseau

| Cas de pointe + incendie | | | | | | | |
|---------------------------------|---------------------|----------------------|-----------------|-------------------|--------------------|----------------------|------------------------------|
| Tronçons | Longueur (m) | Diamètre (mm) | Matériel | Rugosité C | Débit (L/s) | Vitesse (m/s) | Perte de charge (m/m) |
| R - 01 | 147,13 | 200 | PEHD | 150 | 42,77 | 1,36 | 0,007 |
| 01 - 02 | 153,83 | 110 | PEHD | 150 | 9,62 | 1,01 | 0,009 |
| 02 - 10 | 184,33 | 75 | PEHD | 150 | 4,8 | 1,09 | 0,015 |
| 10 - 17 | 131,02 | 50 | PEHD | 150 | 1,4 | 0,71 | 0,011 |
| 17 - 18 | 127,67 | 40 | PEHD | 150 | 0,69 | 0,55 | 0,009 |
| 18 - 14 | 77,22 | 32 | PEHD | 150 | 0,12 | 0,14 | 0,001 |
| 14 - 19 | 92,42 | 40 | PEHD | 150 | 1,16 | 0,92 | 0,023 |
| 01 - 04 | 346,13 | 110 | PEHD | 150 | 8,81 | 0,93 | 0,007 |
| 01 - 03 | 248,44 | 160 | PEHD | 150 | 21,88 | 1,09 | 0,006 |
| 02 - 07 | 157,92 | 75 | PEHD | 150 | 3,46 | 0,78 | 0,008 |
| 06 - 07 | 110,38 | 40 | PEHD | 150 | 0,33 | 0,27 | 0,002 |
| 06 - 08 | 118,2 | 140 | PEHD | 150 | 18,8 | 1,22 | 0,009 |
| 08 - 12 | 103,39 | 160 | PEHD | 150 | 22,3 | 1,11 | 0,007 |
| 11 - 12 | 230,55 | 140 | PEHD | 150 | 16,14 | 1,05 | 0,007 |
| 09 - 11 | 50,34 | 50 | PEHD | 150 | 1,6 | 0,81 | 0,014 |
| 07 - 09 | 54,65 | 50 | PEHD | 150 | 2,9 | 1,48 | 0,043 |
| 03 - 04 | 162,57 | 40 | PEHD | 150 | 0,55 | 0,44 | 0,006 |
| 04 - 05 | 74,09 | 110 | PEHD | 150 | 7,76 | 0,82 | 0,006 |
| 05 - 21 | 180,78 | 63 | PEHD | 150 | 2,43 | 0,78 | 0,01 |
| 21 - 22 | 424,59 | 40 | PEHD | 150 | 0,77 | 0,61 | 0,011 |
| 20 - 22 | 58,22 | 40 | PEHD | 150 | 0,56 | 0,45 | 0,006 |
| 20 - 23 | 38,18 | 40 | PEHD | 150 | 1,77 | 1,41 | 0,051 |
| 19 - 23 | 298 | 140 | PEHD | 150 | 16,15 | 1,05 | 0,007 |
| 15 - 19 | 18,06 | 75 | PEHD | 150 | 16,11 | 3,65 | 0,144 |
| 16 - 15 | 231,73 | 40 | PEHD | 150 | 0,32 | 0,26 | 0,002 |
| 16 - 20 | 197,41 | 63 | PEHD | 150 | 3,14 | 1,01 | 0,016 |
| 12 - 16 | 107,31 | 75 | PEHD | 150 | 4,94 | 1,12 | 0,016 |
| 03 - 06 | 78,17 | 140 | PEHD | 150 | 19,98 | 1,3 | 0,01 |
| 05 - 08 | 96,31 | 90 | PEHD | 150 | 4,36 | 0,69 | 0,005 |
| 09 - 13 | 144,08 | 40 | PEHD | 150 | 0,62 | 0,49 | 0,007 |
| 13 - 14 | 94,74 | 63 | PEHD | 150 | 2,14 | 0,69 | 0,008 |
| 11 - 15 | 88,88 | 140 | PEHD | 150 | 16,72 | 1,09 | 0,007 |
| 10 - 13 | 64,52 | 50 | PEHD | 150 | 2,37 | 1,21 | 0,03 |

On remarque aussi que la plus part des tronçons ayant une vitesse comprise entre 0.5 m/s et 2 m/s, dans ce cas on est dans les conditions valables dans un réseau de distribution.

Après avoir déterminé les caractéristiques hydrauliques et géométriques réelles; nous procédons à la répartition définitive des débits le long du réseau

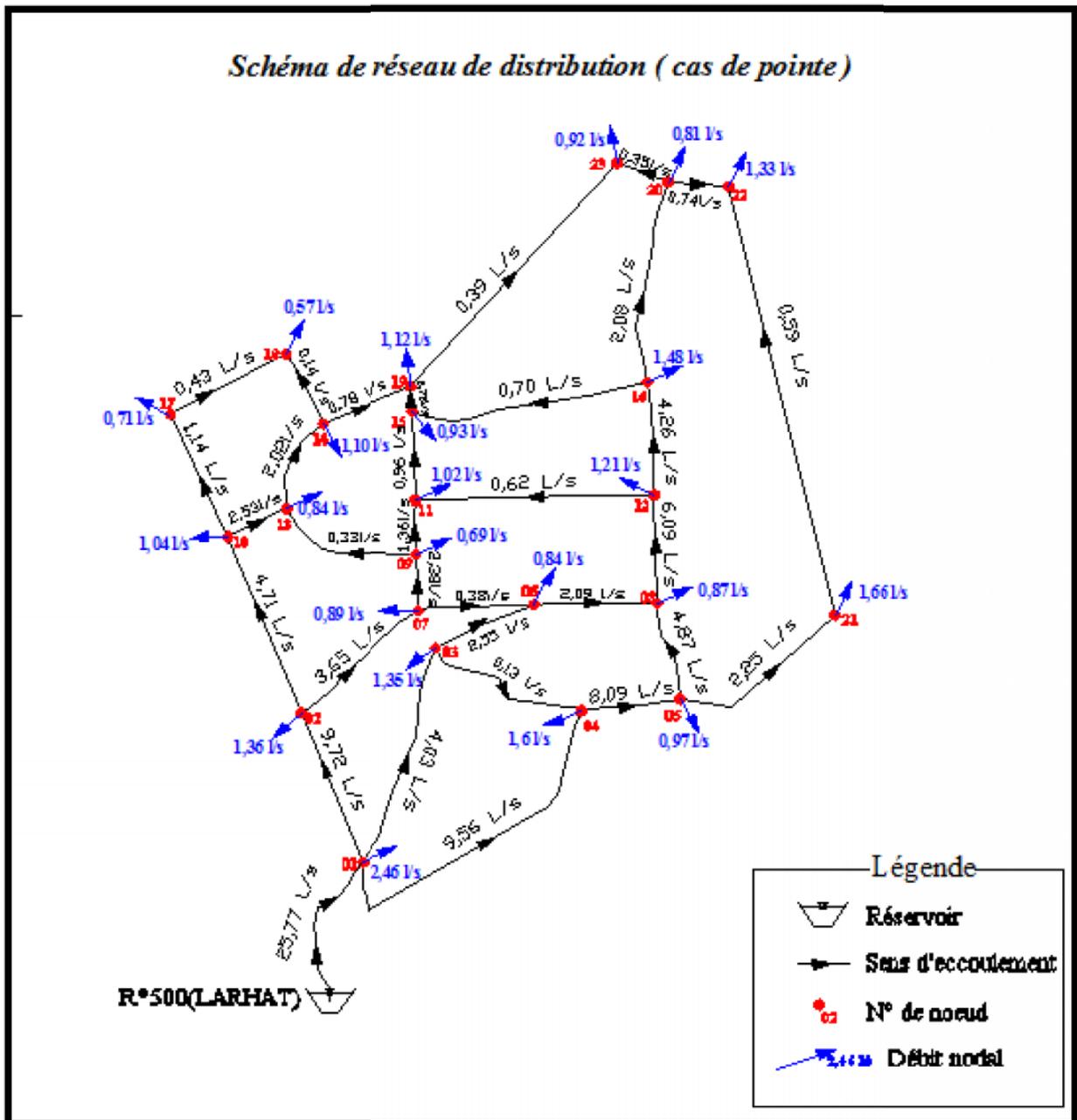


Figure VII.1 : La répartition des débits le long du réseau de distribution (cas de pointe)

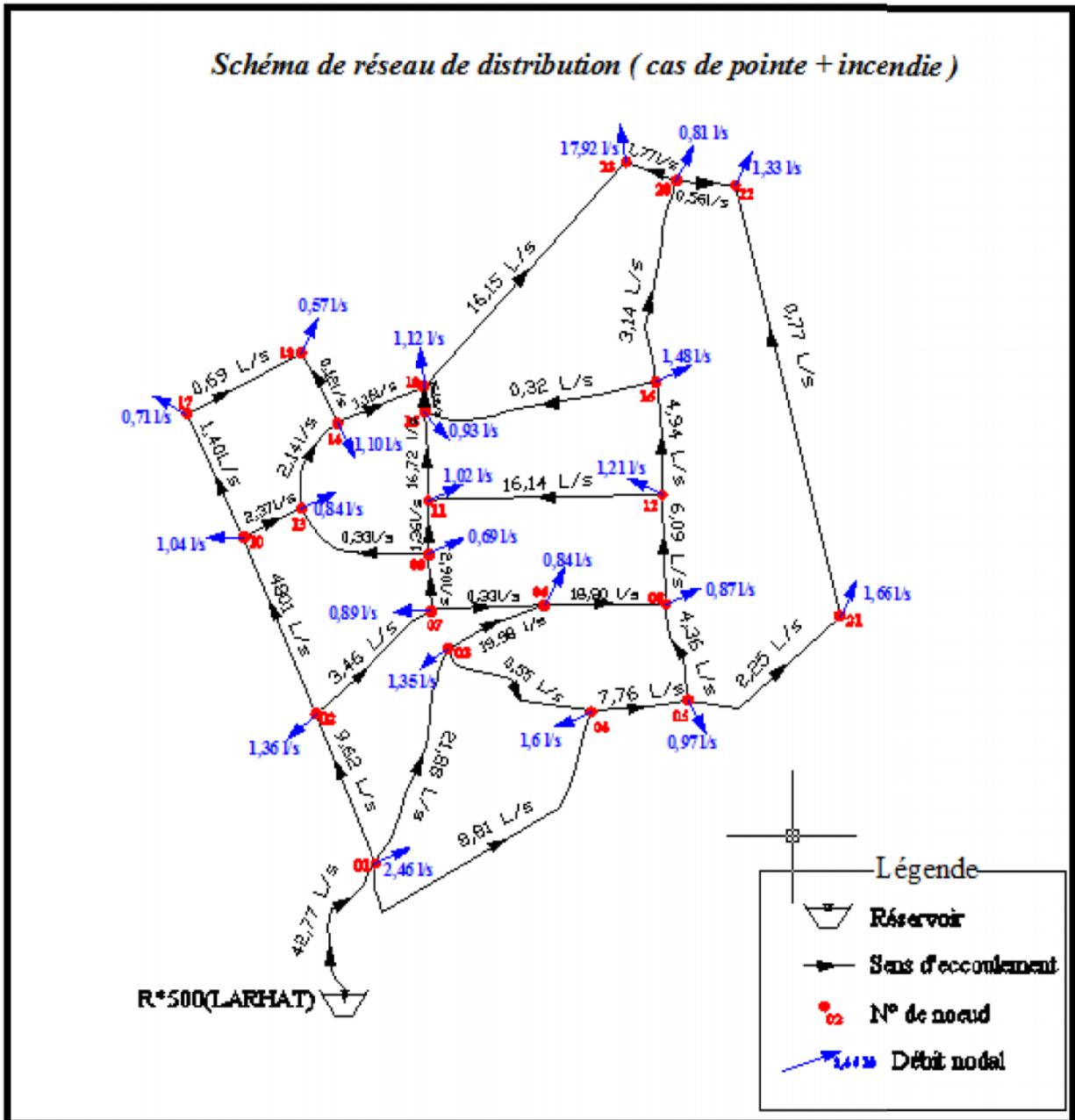


Figure VII.2 : La répartition des débits le long du réseau de distribution (cas de pointe + incendie)

VII.11 : Équipement du réseau de distribution :

VII.11.1- Type de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 32 mm et 200 mm.

VII.11.2- Appareils et accessoires du réseau :

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

➤ Robinets vannes :

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

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

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

➤ Bouches ou poteau d'incendie :

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

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

➤ Clapets :

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

➤ Ventouses :

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

➤ Robinets de vidange :

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

➤ Bouche d'arrosage :

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

➤ pièces spéciales de raccord :

1. **les Tés** : ils utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
2. **les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.
3. **les cônes**: ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
4. **les croix de jonction**: ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
5. **les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

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

VII.12 : Conclusion :

Après l'étude de la consommation des différents centres, on a pu déterminer les débits maximum horaires pour le dimensionnement du réseau, et on a déterminé encore les débits des tronçons ainsi que les débits nodaux.

Les dimensionnement ont été réalisés à l'aide du logiciel WATERCAD

VIII.1-Définition :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes. alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

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

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

VIII.2- Causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Une variation du niveau d'un réservoir à une extrémité du réseau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VIII.3-Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

VIII.3.1- Risque de forte pression :

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

VIII.3.2- Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure a -10 m.c.e il se produit une

poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

VIII.3.3- Fatigue des conduites :

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

VIII.4- Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression ;
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

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

VIII.4.1- Les volants d'inertie :

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

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

VIII.4.2- Les soupapes de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

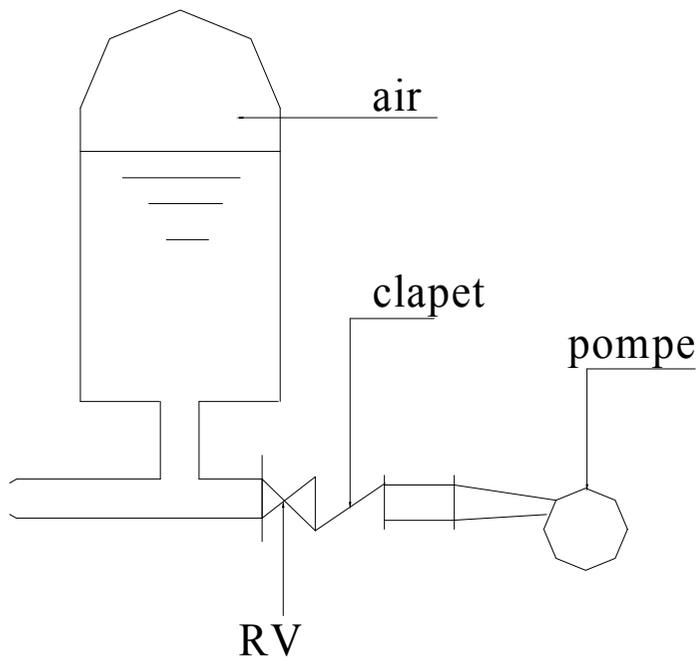


Figure VIII.1 : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier

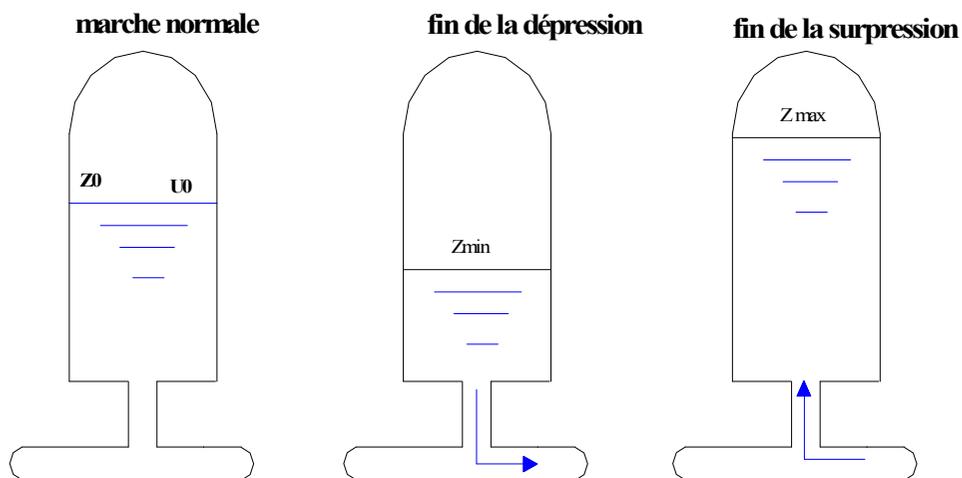


Figure VIII.2 : Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir

VIII.4.3- Les réservoirs d'air :

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

VIII.4.4- Les cheminées d'équilibre :

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

VIII.5- Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

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

Phase 01 : (Figure VIII.3- b)

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L , le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

Phase 02 : (Figure VIII.3- c)

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à

$\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

Phase03 : (Figure VIII.3- d)

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

Phase 04: (Figure VIII.3- e)

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

Chapitre VIII : Protection des conduites contre les phénomènes transitoires
(Coup de bélier)

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

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$.

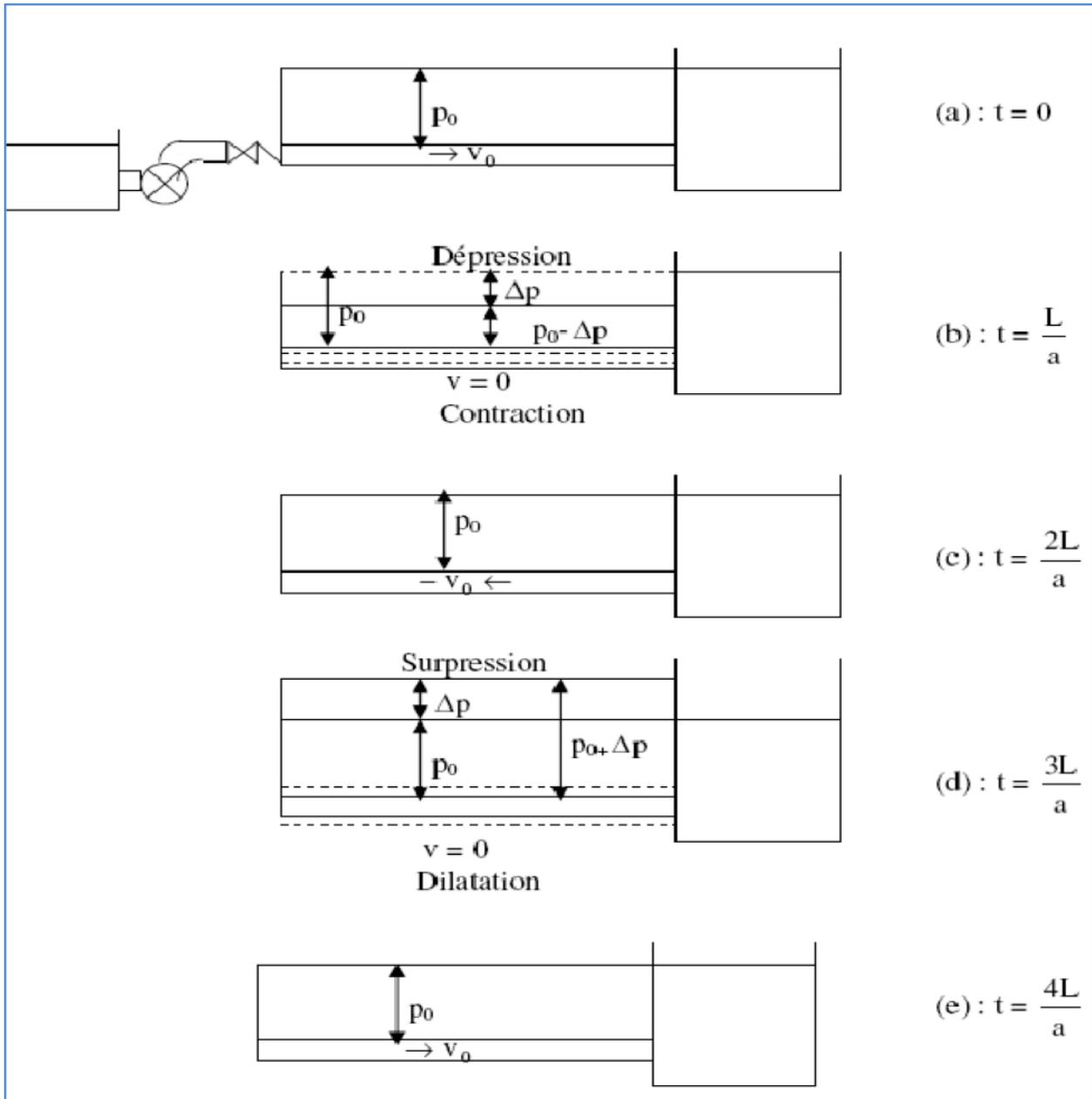


Figure VIII.3 : Evolution de l'écoulement en fonction du temps dans une conduite de refoulement (au moment du coup bélier).

VIII.6- Etude du coup de bélier :

a) Détermination de la valeur de surpression et de dépression :

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

$$\Delta H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g} \dots\dots\dots(\text{VIII.1})$$

- La surpression :

$$H_s = H_g + H_{\max} \dots\dots\dots(\text{VIII.2})$$

- La dépression:

$$H_d = H_g - H_{\max} \dots\dots\dots(\text{VIII.3})$$

Avec :

- V_0 : Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;
- g : accélération de la pesanteur (9,81 m²/s)
- c : Célérité en [m/s].
- H_g : la hauteur géométrique[m]

b) Détermination de la vitesse de la célérité :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$c = \frac{\left(\frac{k}{\rho}\right)^{1/2}}{\left(1 + \frac{k}{E} \frac{D}{e}\right)^{1/2}} \dots\dots\dots(\text{VIII.4})$$

Avec :

- k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,03 \cdot 10^3$ Mpa;
- ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{kg} / \text{m}^3$;
- E : Coefficient de l'élasticité de la conduite ; $E = 2 \cdot 10^5$ Mpa ;
- D : diamètre de refoulement (150mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm), on prend dans notre cas $e = 2 \text{mm}$.

c) Détermination de La vitesse d'écoulement en régime permanent :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$V_0 = \frac{Q}{A} = \frac{4Q}{\pi D^2} \dots\dots\dots(\text{VIII.5})$$

Avec :

- Q:le débit refoulé ;
- D : diamètre de refoulement.

Voici tous les caractéristiques de la conduite de refoulement :

- Longueur : L = 658 m.
- Diamètre : D = 150 mm
- Hauteur géométrique : H = 61,52 m
- Débit refoulé : Q = 0,02 m³/s.

Après calcul on trouve : c = 1073,59 m/s et V₀=1,13 m/s

$$H_{\max} = \pm \frac{cV_0}{g} = \frac{1073,59*1,13}{9,81} = \pm 123,67m$$

$$H_s = H_g + H_{\max} = 61,52 + 123,67 = 185,19 \text{ m}$$

$$H_s = 185,19 \text{ m}$$

$$H_d = H_g - H_{\max} = 61,52 - 123,67 = -62,15 \text{ m}$$

$$H_d = -62,15 \text{ m}$$

VIII.7- Dimensionnement du réservoir d'air :

Pour la détermination du volume d'air anti-bélier il y a plusieurs méthodes mais nous choisissons la méthode de VIBERT car :

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air ;
- Abstraction des pertes de charges dans la conduite ;
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

Comme on a calculé la vitesse de la célérité : c = 1073,59 m/s, nous devons l'augmenté de 5% car c'est un matériau en acier donc la nouvelle célérité sera donc : c = 1127,27 m/s.

➤ La charge en tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{cV_0}{g} = 61,52 + 123,67 = 185,19 \text{ m}$$

➤ La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = 185,19 + 10 = 195,19 \text{ m}$$

➤ La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 = 71,52 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{1,13^2}{9,81 * 2} = 0,065 \text{ m}$$

D'où :

- $h_0/Z_0 = 0,065/71,52 = 9,09 * 10^{-4}$
- $Z_{\max}/Z_0 = 195,19/71,52 = 2,73$

On a les valeurs de (h_0/Z_0) et (Z_{\max}/Z_0) on peut tirer la valeur de $(U_0/L.S)$ à partir de l'abaque de VIBERT (voir annexe N°5)

Donc :

- $U_0/L.S = 2 * 10^{-4}$
- $Z_{\min}/Z_0 = 0,34$

Application :

$$U_0 = 2 * 10^{-4} * L * S = 2 * 10^{-4} * 658 * (0,02/1,13) = 2,33 * 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\rightarrow U_0 = 2,33 \text{ litres d'air.}$$

$$U_0 . Z_0 = U_{\max} . Z_{\min}$$

$$\rightarrow U_{\max} = U_0 * (Z_0/Z_{\min}) = 2,33 / 0,34 = 6,85 \text{ litres}$$

$$\rightarrow U_{\max} = 6,85 \text{ litres}$$

En tenant compte de la sécurité nous prenons **$U_{\max} = 6,85 \text{ litres d'air}$**

VIII.8- Conclusion:

A travers ce chapitre nous avons vu comment évoluer un régime transitoire après une rupture d'une pompe ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin nous avons vu comment calculer la surpression, la dépression et comment faire le dimensionnement du réservoir d'air.

IX.1- Introduction :

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, ces travaux sont les opérations concourantes à la construction, la réparation, l'entretien ou la démolition d'un édifice (construction, bâtisse) de nature hydraulique ou génie civil. Les terrassements forment la partie principale d'un grand nombre de travaux. Notamment la construction des voies de communication, des travaux des ports, en plus l'exécution des ouvrages d'art et des bâtiments.

Actuellement, les tendances principales du développement des machines de construction et de terrassement sont le changement de la transmission hydraulique et l'augmentation de la puissance ou de la capacité des machines, et leur mécanique est plus en plus complexe. Avant d'aller sur chantier et commencer la réalisation de travaux il faut toujours commencer par une étude donnant les meilleurs outils de travail (engins) la stratégie des travaux et leur organisation et cherche constamment la meilleure façon la plus économique d'utilisation des moyens fournis.

IX.2- Les actions reçues par les conduites:

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai
- La pression résultante des charges roulantes
- La pression résultante des charges permanentes de surface
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique
- Le poids propre de l'eau véhiculée
- Le tassement différentiel du terrain
- Les chocs lors de la mise en œuvre
- Action des racines des arbres.

IX.3- Exécution des travaux:

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe)
- Emplacement des jalons des piquets
- Aménagement du lit de pose
- La mise en place des canalisations en tranchée
- Assemblage des tuyaux
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints
- Remblai des tranchées.

IX.3.1- Vérification, manutention des canalisations :

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité
- Le marquage en cas de défaut

IX.3.2- Décapage de la couche de terre végétale ou goudron :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs, Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B.h.L \text{ (m}^3\text{)(IX.1)}$$

Avec :

- B : largeur de la couche végétale (m) ;
- h : hauteur de la couche (h=0.1m) ;
- L : longueur totale des tranchées (m).

IX.3.3- Excavation des tranchées:

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

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

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

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

- La profondeur de la tranchée (H) ;
- La longueur de la tranchée (b) .

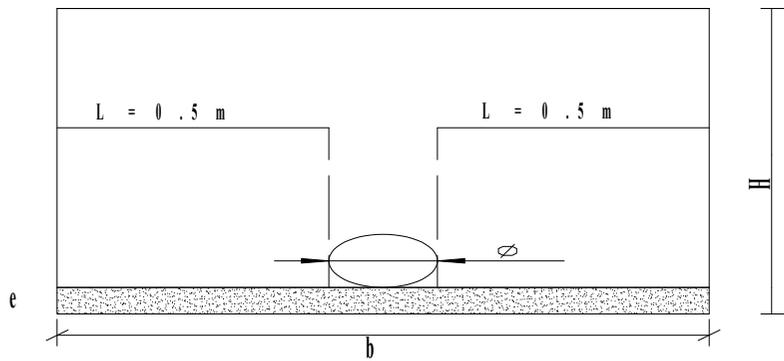
a) Calcul de la largeur de tranchée :

La largeur du fond de tranchée est obtenue par la formule :

$$b = (L * 2) + \emptyset \text{(IX.2)}$$

Où :

- b : Largeur de la tranchée (m);
- \emptyset : Diamètre de la conduite (m) ;
- L : la distance entre la conduite et le fruit de talus =0.5m.



Avec

- H : la profondeur de la tranchée
- e : l'épaisseur du lit de sable

b) Calcul de la profondeur de tranchée :

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

$$H = e + \varnothing + h \quad (\text{m}) \dots\dots\dots(\text{IX.3})$$

Avec :

- H : profondeur de la tranchée (m) ;
- e : hauteur de lit de pose (m) ;
- Ø : diamètre de la conduite (m) ;
- h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite.

IX.3.4- Aménagement du lit de sable :

Le fond de la tranchée est, normalement, arasé avec une couche du sable de 10cm d'épaisseur. Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm. Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : Exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou même de dalles de répétition.

IX.3.5- Pose de canalisation:

1. Principe de pose des canalisations :

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1 m.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraînée soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.

2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm... Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 10 à 15 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempt de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

1/ Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

2/ Cas d'un terrain mouillé :

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

4. Pose de canalisation en galerie :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

5. Traversée des routes :

En raison des charges qui peuvent causées des ruptures, et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite, comme à la route. Il sera donc prévu des gaines (buses de diamètres supérieurs) dans lesquels les conduites seront introduites à fin de les protéger contre les chocs et les vibrations.

Dans les changements de direction, et dans les branchements, il y a lieu tendance, sur la poussée exercée par l'eau

Emboîtement des joints (réseau de distribution) ou à la rupture de soudures (adductions). On prévoit donc la construction des butées en béton qui s'opposeront à ces efforts.

6. Traversée d'une rivière ou oued :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

IX.3.6- Accessoires :

Sur une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

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

On peut citer :

- Les robinets vannent
- Robinet d'arrêt
- Les vannes papillons
- Les ventouses

IX.3.7- Essai sur la canalisation en place :

Après la pose de la conduite et avant remblaiement de la tranchée il faut effectuer par tronçon des essais à la pression d'épreuve

La conduite est alors remplie d'eau pour l'éprouver à la pression.

La pression d'essai sera égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite (+50%)

La durée d'essai est d'au moins 30 min

La variation de pression devra être supérieure à 0.2 bar

➤ L'épreuve des joints et canalisations principales :

Dans le but de s'assurer l'étanchéité des joints en essai à la poussée hydraulique est effectué sur la canalisation quant elle est mise en place pour y procéder, l'aval de la canalisation est clôturé par une plaque d'extrémité sur laquelle une pompe est branchée. Quand les joints sont d'un type tel qu'ils cessent d'être visibles sous un revêtement ne permettant plus d'avoir les fuites, un premier essai est fait avant l'application du lit de revêtement cet essai peut avoir lieu à l'air sous une pression de 6 bars.

IX.3.8- Remblaiement des tranchées:

Jusqu'à la hauteur du diamètre horizontal pour les tuyaux circulaires, le matériau de remblai doit être poussé sous les flancs de la canalisation.

Au –dessus de l’assise et après les essais, le remblaiement et le damage doivent être poursuivis par couches successives jusqu’à une hauteur de 0.10m, au-dessus de la génératrice supérieure de l’assemblage.

L’exécution de l’assis et de l’enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

La seconde fraction du remblai peut être effectuée à l’aide d’engins mécaniques étant précisé que cette terre, qui doit être ré pondue par couches successives et légèrement damée, ne doit contenir ni blocs de roche, ni débris végétaux ou animaux.

$$V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{cv} + V_s] \dots\dots\dots(IX.4)$$

Avec :

- V_r : Volume du remblai en (m³).
- V_d : Volume du déblai en (m³)
- V_{cdt} : Volume occupé par la conduite
- V_{cv} : Volume de la couche végétale
- V_s : Volume du lit de sable

IX.3.9- Volume excédentaire :

On le calcule suivant cette formule :

$$V_{exc} = V_f - V_r \dots\dots\dots(IX.5)$$

Avec :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).
- V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

$$V_f = V_d \cdot K_f \dots\dots\dots(IX.6)$$

- V_d : Volume du déblai en (m³)
- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a : $K_f = 1,24$.

IX.4- Choix des engins :

IX.4.1- L’engin Pour l’excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l’exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c’est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- 1- Temps de fouille ;
- 2- Temps de transport ;
- 3- Temps de déchargement ;
- 4- Temps de remise en position de déblais.

Ce des engins très réponsus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



Figure IX.1: Pelle équipée en rétro

IX.4.2- L'engin Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



Figure IX.2 : Chargeur

IX.5- Calcul du volume de terrassements :

IX.5.1-Calcul du volume de la couche végétale ou la couche du goudron :

D'après la formule (IX.1) le volume de la couche à décaper est :

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

- B : largeur de la couche végétale (m)
- h : hauteur de la couche (h=0.1m)
- L : longueur totale des tranchées (m)

Tableau IX.1 : calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour le réseau

| Diamètre (mm) | longueur de la conduite (m) | d'une largeur tranchée b :(m) | Volume de la couche végétale (m³) |
|----------------------|------------------------------------|--------------------------------------|---|
| 32 | 239,79 | 1,032 | 24,75 |
| 40 | 1382,42 | 1,04 | 143,77 |
| 50 | 716,35 | 1,05 | 75,22 |
| 63 | 655,65 | 1,063 | 69,70 |
| 75 | 776,17 | 1,075 | 83,44 |
| 90 | 96,31 | 1,09 | 10,50 |
| 110 | 677,44 | 1,11 | 75,20 |
| 200 | 147,13 | 1,2 | 17,66 |
| Total | 4691,27 | | 500,24 |

Donc le volume total de la couche végétale : $V_{cv}=500,24 \text{ m}^3$

IX.5.2- Calcul du volume de déblai :

La surface à calculer est la surface rectangulaire $S = b * H$

$$b = 0.3 * (N-1) + (0.5 * 2) + (\emptyset * N) \quad N = \text{nombre de conduite} = 1$$

Donc : $b = 1 + \emptyset$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau IX.2

Tableau IX.2 : calcul du volume de déblai pour le réseau

| Diamètre (mm) | longueur de la conduite (m) | largueur d'une tranchée b :(m) | La profondeur d'une tranchée H (m) | Volume de déblai (m ³) |
|---------------|-----------------------------|--------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| 32 | 239,79 | 1,032 | 1,132 | 280,13 |
| 40 | 1382,42 | 1,04 | 1,14 | 1639 |
| 50 | 716,35 | 1,05 | 1,15 | 865 |
| 63 | 655,65 | 1,063 | 1,163 | 810,56 |
| 75 | 776,17 | 1,075 | 1,175 | 980,4 |
| 90 | 96,31 | 1,09 | 1,19 | 124,92 |
| 110 | 677,44 | 1,11 | 1,21 | 909,87 |
| 200 | 147,13 | 1,2 | 1,3 | 229,52 |
| Total | 4691,27 | | | 5839,42 |

Donc le volume total de déblai : $V_d=5839,42 \text{ m}^3$

IX.5.3- calcule du volume de lit de sable :

Ce lit correspond a une couche de sable de 10 cm sur le fond de la tranché, donc c'est une surface constante le long de la tranché, on calcul cette surface en utilisant la formule suivante

$$S = e * b * L$$

Tableau IX.3 : calcul du volume de sable pour le réseau

| Diamètre (mm) | longueur de la conduite (m) | largueur d'une tranchée b :(m) | Volume de sable (m ³) |
|---------------|-----------------------------|--------------------------------|-----------------------------------|
| 32 | 239,79 | 1,032 | 24,75 |
| 40 | 1382,42 | 1,04 | 143,77 |
| 50 | 716,35 | 1,05 | 75,22 |
| 63 | 655,65 | 1,063 | 69,70 |
| 75 | 776,17 | 1,075 | 83,44 |
| 90 | 96,31 | 1,09 | 10,50 |
| 110 | 677,44 | 1,11 | 75,20 |
| 200 | 147,13 | 1,2 | 17,66 |
| Total | 4691,27 | | 500,24 |

Donc le volume total du lit de sable : $V_s = 500,24 \text{ m}^3$

IX.5.4- Calcul du volume de remblai :

Ce volume est déduit a partir du volume du déblai est le volume qu'occupe la conduite et le volume occuper par lit de sable, d'après la formule (IX.4)

On a :

$$V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{cv} + V_{ls}]$$

Dont :

Volume occupé par la conduite (m³)

$$V_{cdt} = L * \frac{\pi * \theta^2}{4} \dots\dots\dots(VIII.7)$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite
- Ø : Diamètre de la conduite.

Donc les volumes des travaux pour la conduite sont tablés dans le tableau IX.4

Tableau IX.4 : calcul du volume de remblai pour le réseau

| Diamètre (mm) | longueur de la conduite (m) | largueur d'une tranchée b :(m) | Volume de déblai (m ³) | Volume de la couche végétale (m ³) | Volume de sable (m ³) | Volume occupé par la conduite (m ³) | Volume du remblai (m ³) |
|---------------|-----------------------------|--------------------------------|------------------------------------|--|-----------------------------------|---|-------------------------------------|
| 32 | 239,79 | 1,032 | 280,13 | 24,75 | 24,75 | 0,19 | 230,44 |
| 40 | 1382,42 | 1,04 | 1639 | 143,77 | 143,77 | 1,74 | 1349,72 |
| 50 | 716,35 | 1,05 | 865 | 75,22 | 75,22 | 1,41 | 713,15 |
| 63 | 655,65 | 1,063 | 810,56 | 69,70 | 69,70 | 2,04 | 669,12 |
| 75 | 776,17 | 1,075 | 980,4 | 83,44 | 83,44 | 3,43 | 810,09 |
| 90 | 96,31 | 1,09 | 124,92 | 10,50 | 10,50 | 0,61 | 103,31 |
| 110 | 677,44 | 1,11 | 909,87 | 75,20 | 75,20 | 6,43 | 753,04 |
| 200 | 147,13 | 1,2 | 229,52 | 17,66 | 17,66 | 4,62 | 189,58 |
| Total | 4691,27 | | 5839,42 | 500,24 | 500,24 | 20,47 | 4818,47 |

Donc le volume total du remblai : $V_r = 4818,47 \text{ m}^3$

IX.5.5- Calcul du Volume excédentaire :

D'après la formule (IX.5) on a :

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

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).
- V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Avec : $V_f = V_d \cdot K_f$

- V_d : Volume du déblai en (m^3)
- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a : $K_f = 1,24$.

Tableau IX.5 : calcul du volume excédentaire pour le réseau

| Volume de déblai (m^3) | Volume du sol foisonné (m^3) | Volume du remblai (m^3) | Volume excédentaire (m^3) |
|----------------------------|----------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|
| 280,13 | 347,36 | 230,44 | 116,92 |
| 1639 | 2032,36 | 1349,72 | 682,64 |
| 865 | 1072,6 | 713,15 | 359,45 |
| 810,56 | 1005,09 | 669,12 | 335,97 |
| 980,4 | 1215,7 | 810,09 | 405,61 |
| 124,92 | 154,9 | 103,31 | 51,59 |
| 909,87 | 1128,24 | 753,04 | 375,2 |
| 229,52 | 284,60 | 189,58 | 95,02 |
| 5839,42 | 7240,88 | 4818,47 | 2422,41 |

Donc le volume total excédentaire : $V_{exc} = 2422,41 m^3$

Tableau IX.6 : Le volume Total des travaux pour le réseau de distribution

| Diamètre (mm) | longueur de la conduite (m) | Volume de la couche végétale (m^3) | Volume de déblai (m^3) | Volume de sable (m^3) | Volume du remblai (m^3) | Volume excédentaire (m^3) |
|---------------|-----------------------------|--|----------------------------|---------------------------|-----------------------------|-------------------------------|
| 32 | 239,79 | 24,75 | 280,13 | 24,75 | 230,44 | 116,92 |
| 40 | 1382,42 | 143,77 | 1639 | 143,77 | 1349,72 | 682,64 |
| 50 | 716,35 | 75,22 | 865 | 75,22 | 713,15 | 359,45 |
| 63 | 655,65 | 69,70 | 810,56 | 69,70 | 669,12 | 335,97 |
| 75 | 776,17 | 83,44 | 980,4 | 83,44 | 810,09 | 405,61 |
| 90 | 96,31 | 10,50 | 124,92 | 10,50 | 103,31 | 51,59 |
| 110 | 677,44 | 75,20 | 909,87 | 75,20 | 753,04 | 375,2 |
| 200 | 147,13 | 17,66 | 229,52 | 17,66 | 189,58 | 95,02 |
| Total | 4691,27 | 500,24 | 5839,42 | 500,24 | 4818,47 | 2422,41 |

IX.6- Devis estimatif :

Tableau IX.7 : Volumes et coût des travaux total

| N° | Désignation de travaux | Unité | Quantité | Prix unitaire | Montant (DA) |
|----|--------------------------------|----------------|------------|---------------|--------------------|
| 1 | Décapage de la couche végétale | m ³ | 500,24 | 200 | 100048 |
| 2 | Déblai | m ³ | 5839,42 | 300 | 1751826 |
| 3 | Lit de sable (sable) | m ³ | 500,24 | 800 | 400192 |
| 4 | Remblai compacté | m ³ | 4818,47 | 400 | 1927388 |
| 5 | Conduite | ml | 4691,27 | 800 | 3753016 |
| 6 | Volume excédentaire | m ³ | 2422,41 | 160 | 387585,6 |
| | | | | Total | 8320055,6 |
| | | | 17% | TVA | 1414409,452 |
| | | | | TTC | 9734465,052 |

IX.7- Conclusion :

La maîtrise de l'organisation de chantier et les techniques de pose de canalisation s'avèrent importantes pour un meilleur rendement de point de vue technique et économique.

X.1- Introduction :

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humain. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont:

- ✓ travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- ✓ réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- ✓ Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

X.2- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions et des actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

X.2.1- Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

X.2.2- Facteurs matériels :

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

X.3- Liste des conditions dangereuses :

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

X.4- Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement ;
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension ;
- Agir sans prévenir ou sans autorisation ;
- Neutraliser les dispositifs de sécurités ;
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin ;
- Importance durant les opérations de stockage ;
- Adopter une position peu sûre ;
- Travailler dans une altitude inappropriée ;
- Suivre un rythme de travail inadapté ;
- Plaisanter ou se quereller.

X.5- Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

X.5.1- Protection individuelle :

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.)

X.5.2- Autres protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

X.5.3- Protection collective :

❖ Equipement de mise en œuvre du béton :

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité ;
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

❖ Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes qui comptent ;
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur ;
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

❖ Appareillage électrique :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

X.6- Organisation de la prévention des accidents du travail :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :

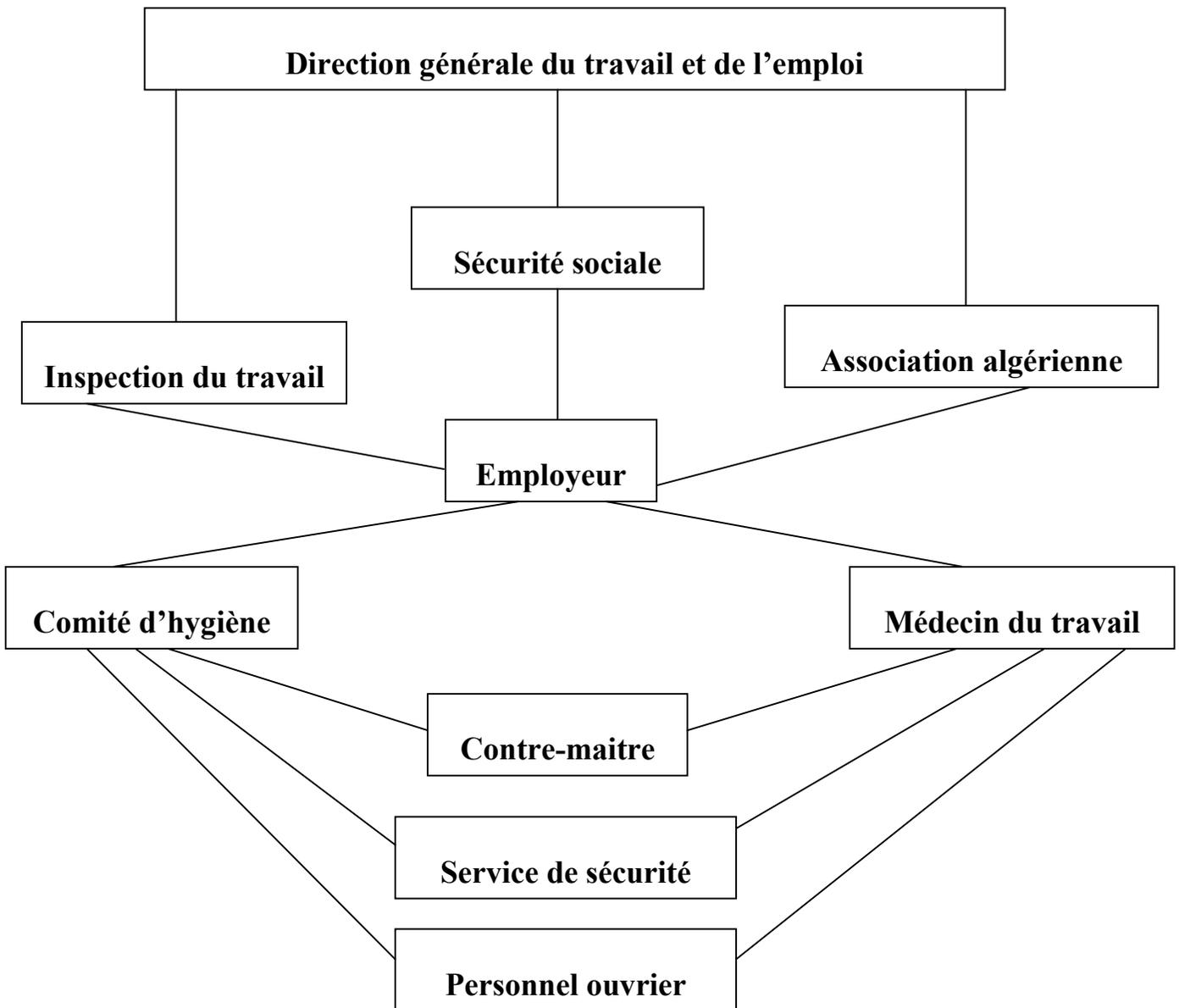


Figure X.1 : Organigramme de la prévention

X.7-Conclusion :

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

Conclusion générale

Dans ce mémoire, nous avons procédé au dimensionnement du nouveau réseau de distribution pour notre ville.

Une vérification du volume de stockage a été faite, par la suite aucun réservoir n'a été projeté puisque celui qui est déjà existé suffit.

Le système d'alimentation en eau potable, que nous avons étudié dans ce projet, et, qui est destiné à assurer les besoins en eau de la ville de LARHAT, à l'horizon 2040, est composé des ouvrages et équipements suivants :

- ✓ Le réseau de distribution qui est composé de dix (10) mailles, avec une longueur Totale égale à 4691,27 m, avec des conduites en PEHD de diamètres variant de 32 à 200 mm.
- ✓ Pour les ouvrages de stockage, la ville de LARHAT possède un réservoir de capacité 500 m³, qui assure le stockage d'eau pour l'année 2040. sans prévoir des nouveaux réservoirs.
- ✓ L'adduction d'eau se fera par une adduction, refoulement F₁ sur une distances de 658 m avec des conduites en acier de diamètre 150 mm.
- ✓ En ce qui concerne l'exploitation de la ressource on a adopté un fonctionnement par pompage de 20 heures.
- ✓ La mise en œuvre d'une organisation performante de gestion permet l'amélioration de la sécurité et du contrôle du fonctionnement du système, la réduction des pertes d'eau, l'amélioration de la qualité d'exécution des travaux, la prolongation de la durée de vie des équipements et installations, la réduction, voir l'élimination du risques de contamination et l'amélioration du niveau de formation et de compétence du personnel.

Enfin, on espère que notre modeste travail pourra servir à l'élaboration, d'un nouveau réseau d'alimentation en eau potable pour la ville de LARHAT, et je voudrai remercier d'avance l'honorable jury qui aura à apprécier ce travail et j'accepte sans réserve toutes les remarques ou suggestions nécessaires à l'enrichissement de cette étude.

ANNEXES

ANNEXE N° 1

REPARATION DES DEBITS HORAIRES EN FONCTION DU NOMBRE D'HABITANTS.

| heures | Nombres d'habitants | | | | |
|---------|---------------------|------------------|-------------------|----------------|---------------------|
| | Moins de 10000 | De 10001 à 50000 | De 50001 à 100000 | Plus de 100000 | Agglo.de type rural |
| 0 - 1 | 1 | 1,5 | 3 | 3,35 | 0,75 |
| 1 - 2 | 1 | 1,5 | 3,2 | 3,25 | 0,75 |
| 2 - 3 | 1 | 1,5 | 2,5 | 3,3 | 1 |
| 3 - 4 | 1 | 1,5 | 2,6 | 3,2 | 1 |
| 4 - 5 | 2 | 2,5 | 3,5 | 3,25 | 3 |
| 5 - 6 | 3 | 3,5 | 4,1 | 3,4 | 5,5 |
| 6 - 7 | 5 | 4,5 | 4,5 | 3,85 | 5,5 |
| 7 - 8 | 6,5 | 5,5 | 4,9 | 4,45 | 5,5 |
| 8 - 9 | 6,5 | 6,25 | 4,9 | 5,2 | 3,5 |
| 9 - 10 | 5,5 | 6,25 | 5,6 | 5,05 | 3,5 |
| 10 - 11 | 4,5 | 6,25 | 4,8 | 4,85 | 6 |
| 11 - 12 | 5,5 | 6,25 | 4,7 | 4,6 | 8,5 |
| 12 - 13 | 7 | 5 | 4,4 | 4,6 | 8,5 |
| 13-14 | 7 | 5 | 4,1 | 4,55 | 6 |
| 14-15 | 5,5 | 5,5 | 4,2 | 4,75 | 5 |
| 15-16 | 4,5 | 6 | 4,4 | 4,7 | 5 |
| 16-17 | 5 | 6 | 4,3 | 4,65 | 3,5 |
| 17-18 | 6,5 | 5,5 | 4,1 | 4,35 | 3,5 |
| 18-19 | 6,5 | 5 | 4,5 | 4,4 | 6 |
| 19-20 | 5 | 4,5 | 4,5 | 4,3 | 6 |
| 20-21 | 4,5 | 4 | 4,5 | 4,3 | 6 |
| 21-22 | 3 | 3 | 4,8 | 4,2 | 3 |
| 22-23 | 2 | 2 | 4,6 | 3,75 | 2 |
| 23-24 | 1 | 1,5 | 3,3 | 3,7 | 1 |

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

ANNEXE N° 2

TUBE PEHD EAU POTABLE (PN10) :

| Référence | Désignation | Diamètre Ext en MM | Épaisseur en MM | Diamètre Int en MM | Q en l/s pour | |
|--------------------|-------------|--------------------------|--------------------|-----------------------|---------------|---------------|
| | | | | | V=0,5 m/s | V= 1 m/s |
| 11 003 0161 | Tube PEHD | 16 | ----- | | | |
| 11 003 0201 | Tube PEHD | 20 | 2.0 | 16 | 0.10 | 0.20 |
| 11 003 0251 | Tube PEHD | 25 | 2.0 | 21 | 0.17 | 0.35 |
| 11 003 0321 | Tube PEHD | 32 | 2.4 | 27.2 | 0.29 | 0.58 |
| 11 003 0401 | Tube PEHD | 40 | 3.0 | 34 | 0.45 | 0.91 |
| 11 003 0501 | Tube PEHD | 50 | 3.7 | 42.6 | 0.71 | 1.43 |
| 11 003 0631 | Tube PEHD | 63 | 4.7 | 53.6 | 1.13 | 2.26 |
| 11 003 0751 | Tube PEHD | 75 | 5.6 | 63.8 | 1.60 | 3.20 |
| 11 007 0901 | Tube PEHD | 90 | 5.4 | 79.2 | 2.46 | 4.93 |
| 11 007 1101 | Tube PEHD | 110 | 6.6 | 96.8 | 3.68 | 7.36 |
| 11 007 1251 | Tube PEHD | 125 | 7.4 | 110.2 | 4.77 | 9.54 |
| 11 007 1601 | Tube PEHD | 160 | 9.5 | 141 | 7.81 | 15.61 |
| 11 007 2001 | Tube PEHD | 200 | 11.9 | 176.2 | 12.19 | 24.38 |
| 11 007 2501 | Tube PEHD | 250 | 14.8 | 220.4 | 19.08 | 38.15 |
| 11 007 3151 | Tube PEHD | 315 | 18.7 | 277.6 | 30.26 | 60.52 |
| 11 007 4001 | Tube PEHD | 400 | 23.7 | 352.6 | 48.82 | 97.65 |
| 11 007 5001 | Tube PEHD | 500 | 29.7 | 440.6 | 76.23 | 152.47 |
| 11 003 6301 | Tube PEHD | 630 | 51.2 | 527.6 | 109.31 | 218.62 |

Source : STPM CHIALI

ANNEXE N° 3

MODULES D'ELASTICITE ET COEFFICIENT DE POISSON DES MATERIAUX (MEUNIER)

| MATERIAUX | MODULE D'ÉLASTICITÉ (YOUNG) EN PASCAL | COEFFICIENT DE POISSON ν |
|------------------------|--|------------------------------|
| PVC | $3 \cdot 10^9$ | 0.3 |
| ACIER | $2 \cdot 10^{11}$ | 0.46 -0.5 |
| FONTE | $1 \cdot 10^{11}$ | 0.3 |
| AMIANTE CIMENT | $2.28 \cdot 10^{10}$ | 0.3 |
| PEHD | $1.2 \cdot 10^9$ | 0.45-0.5 |
| PELD | $2 \cdot 10^8$ | 0.45-0.5 |
| BETON | 1 A $5 \cdot 10^{10}$ | 0.15 |
| ROCHE NON CONSOLIDE | 3 A $4 \cdot 10^9$ | 0.33 |

ANNEXE N° 4

Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge

| | | | | | | | | | | |
|----------------|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Q (l/s) | 0.4 | 0.7 | 1.0 | 1.5 | 2.0 | 2.2 | 2.2 | 2.5 | 3.0 | 3.5 |
| D (mm) | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 50 | 75 | 75 | 75 | 75 |
| 1000i | 1.43 | 3.97 | 7.61 | 160 | 27.3 | 32.6 | 4.51 | 5.77 | 7.97 | 10.7 |
| Q (l/s) | 4.00 | 4.5 | 5.0 | 5.2 | 5.2 | 5.5 | 6.00 | 7.00 | 8.0 | 9.1 |
| D (mm) | 75 | 75 | 75 | 75 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| 1000i | 13.60 | 16.9 | 20.5 | 22.0 | 5.40 | 6.00 | 7.03 | 12.0 | 12.0 | 15.2 |
| Q (l/s) | 9.1 | 10 | 11 | 12 | 13 | 13.8 | 13.8 | 16 | 18 | 20 |
| D (mm) | 125 | 125 | 125 | 125 | 125 | 125 | 150 | 150 | 150 | 150 |
| 1000i | 6.49 | 7.72 | 9.21 | 10.8 | 12.6 | 14.0 | 6.02 | 8.05 | 10.0 | 12.2 |
| Q (l/s) | 22 | 23.6 | 23.6 | 25 | 30 | 35 | 40 | 44 | 44 | 50 |
| D (mm) | 150 | 150 | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 | 250 | 250 | 250 |
| 1000i | 14.5 | 16.5 | 3.94 | 4.38 | 6.14 | 8.18 | 10.5 | 12.5 | 4.29 | 5.45 |
| Q (l/s) | 55 | 60 | 65 | 71 | 71 | 80 | 90 | 100 | 103 | 103 |
| D (mm) | 250 | 250 | 250 | 250 | 300 | 300 | 300 | 300 | 300 | 350 |
| 1000i | 6.50 | 7.64 | 8.88 | 10.5 | 4.50 | 5.63 | 7.00 | 8.53 | 9.01 | 4.29 |
| Q (l/s) | 110 | 120 | 130 | 140 | 144 | 144 | 150 | 160 | 170 | 180 |
| D (mm) | 350 | 350 | 350 | 350 | 350 | 400 | 400 | 400 | 400 | 400 |
| 1000i | 5.03 | 5.92 | 6.87 | 7.89 | 8.31 | 4.31 | 4.65 | 5.24 | 5.87 | 6.53 |
| Q (l/s) | 190 | 200 | 217 | 217 | 220 | 240 | 260 | 280 | 300 | 320 |
| D (mm) | 400 | 400 | 400 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 |
| 1000i | 7.23 | 7.96 | 9.20 | 3.20 | 3.30 | 3.89 | 4.52 | 5.19 | 5.93 | 6.66 |
| Q (l/s) | 340 | 360 | 380 | 400 | 420 | 440 | 460 | 480 | 500 | 505 |
| D (mm) | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 | 500 |
| 1000i | 7.47 | 8.31 | 9.21 | 9.21 | 11.1 | 13.2 | 13.2 | 14.3 | 15.5 | 15.8 |

$J = \Delta H / L =$ gradient de perte de charge

(Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV, édition 1982)

ANNEXE N° 5

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

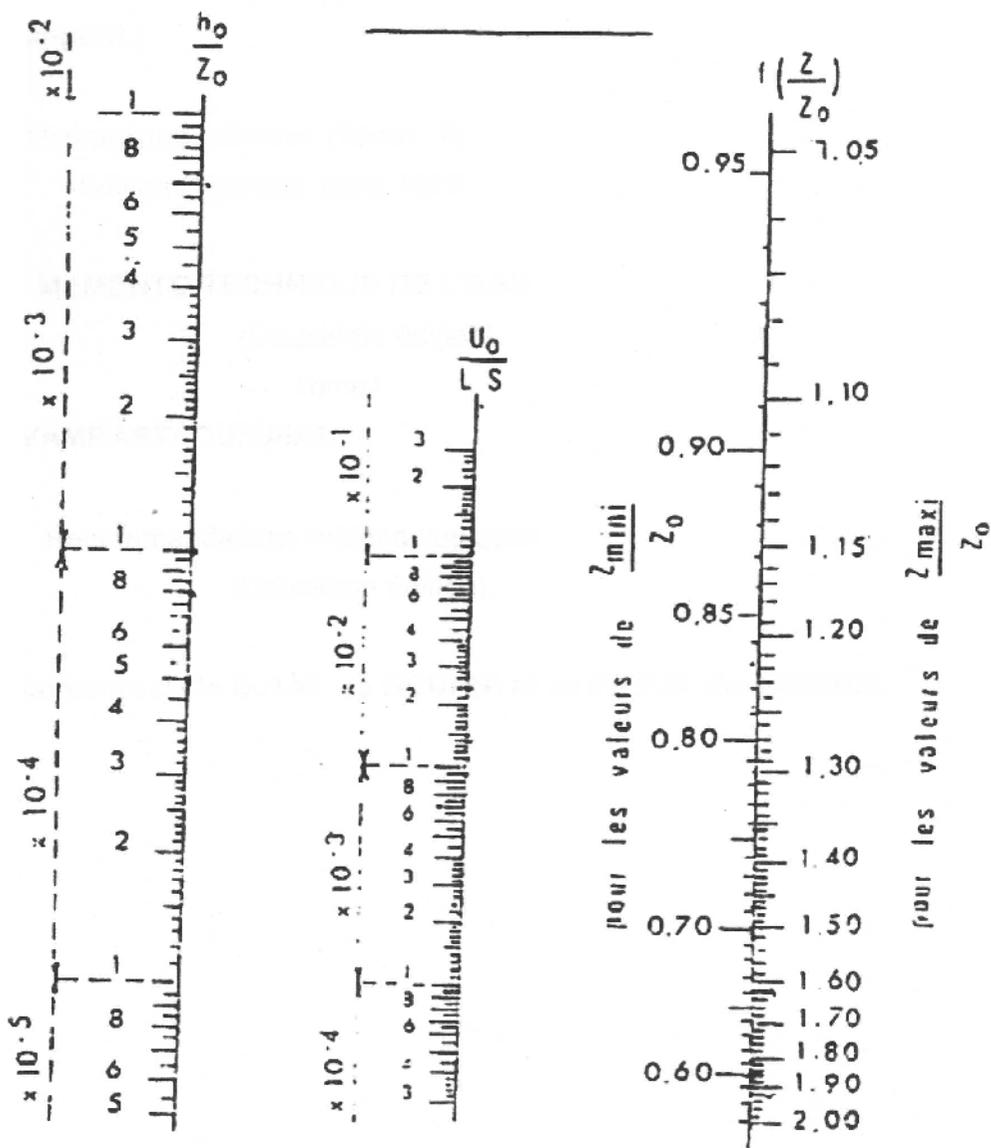


PLANCHE XXVII

REFENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références Bibliographie

DUPONT.A : Exercices et projet.

Editions Eyrolles 1980.

DUPONT.A : Hydraulique urbaine

Tome I et II.

Editions Eyrolles Paris 1988.

E. IVANOV: Organisation de la construction d'un

Système du projet de distribution de l'eau.

ENSH 1985

J. BONIN : Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine.

Editions Eyrolles Paris 1982.

Lyonnaise des eaux : Mémento du Gestionnaire de l'AEP et

L'assainissement.

Tome 1

MICHEM A. MOREL : Exercices de mécanique des fluides

Tome 2

Edition Chihab-Eyrolles

DRE de la commune de DAMOUS

APC de la commune de LARHAT

ARNH de la wilaya de Tipaza

Support pédagogiques :

Dr SALAH. B : Cours d'alimentation en eau potable

ENSH 1993

Mr BEN HAFID MS : Cours de Protection de sécurité du travail

ENSH