

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Conception d'un système d'alimentation en eau potable du village Cheraioua commune Tizi Rached (w.Tizi-Ouzou).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0020-17

APA Citation (توثيق APA):

Ait Slimane, Djamilia (2017). Conception d'un système d'alimentation en eau potable du village Cheraioua commune Tizi Rached (w.Tizi-Ouzou)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتنميين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

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

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE**  
**« ARBAOUI Abdellah »**

**DEPARTEMENT HYDRALIQUE URBAINE**

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

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

**Option : Alimentation en eau potable**

### **THEME**

**CONCEPTION D'UN SYSTEME D'ALIMENTATION EN**  
**EAU POTABLE DU VILLAGE CHERAIOUA COMMUNE**  
**TIZI RACHEDW.TIZI-OUZOU**

**Présenté par :**

**M<sup>elle</sup>: AIT SLIMANE DJAMILA**

**Devant les membres du jury:**

<b>Nom /Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup>A.HADJ SADOK</b>	<b>M.C.A</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>me</sup>M.KAHLERRAS</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Membre</b>
<b>M<sup>r</sup>Y.BOUNNAH</b>	<b>M.A.B</b>	<b>Membre</b>
<b>M<sup>me</sup>L.TAFAT</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Membre</b>
<b>M<sup>r</sup>:B .SALAH</b>	<b>Professeur</b>	<b>Promoteur</b>

**Septembre.2017**

## ملخص :

تعاني قرية شرعية التابعة لبلدية تيزي راشد الواقعة في ولاية تيزي وزو من نقص في المياه الصالحة للشرب ، ولمواجهة هذا الوضع قمنا بتخطيط مشروع تزويد القرية بمياه الشرب من سد تكسبت عبر أنبوب يعبر البلدية ويغذي بلدية عزازقة و الأربعاء نايت ثيراثن. وسوف تتضمن هذه المذكرة جميع الدراسات اللازمة، من التوجيه إلى التخزين على مستوى خزانات قرية شرعية

## Résumé :

Le village Cheraioua appartenant à la commune de Tizi Rached située à la wilaya de Tizi Ouzou présente une insuffisance en eau potable . Pour pallier cette situation nous prévoyons un projet d'alimentation en eau potable à partir du barrage Taksebt par une conduite traversant la commune et alimentant Azazga et Larbaa N'Ait Irathen . Ce mémoire comprendra toutes les études nécessaires telles que l'acheminement et le stockage au niveau des réservoirs du village Cheraioua.

## Abstract :

The Cheraioua village, in the town of Tizi Rached which is located in the wilaya of Tizi Ouzou, has a drinking water deficiency. To overcome this problem, we plan a drinking water supply project from the Taksebt dam through a pipe that crosses the common and feeds Azazga and Larbaa N'Ait Irathen. The present work includes all the necessary studies, from the routing to the storage at the level of the reservoirs of the village Cheraioua.

J'ai tout le plaisir de dédier ce mémoire à :

-Mes chers parents : mon papa Belkacem et ma maman Nadia qui ont œuvré pour ma réussite de par leurs amour, sacrifice et précieux conseils.

-Mon frère : Yanis

-Mes sœurs : Lamia et Yasmine.

-Toute ma famille

-Mon promoteur : professeur Salah Boualem.

-Mes amis : Amin, Iméne, Fayf ,Melissa, Nano, Sonia, Dyhia, Soussou, Kari, Asma, Rim, Samia ,Safaa, Nonor, Meriem et mon futur.

-Madame N.Babaci, madame O.Guemache et monsieur M.Oukrine.

- Mes professeurs de l'ENSH.

## Remerciements

Un grand merci à mes parents pour leur soutien et pour leurs sacrifices.

Je tiens à exprimer également mes vifs remerciements et ma profonde gratitude à Monsieur Salah Boualem, de m'avoir encadré dans ce mémoire de fin d'étude.

Je remercie également et profondément Monsieur A.Djoudi pour son aide précieuse et son orientation durant toute cette période.

Je remercie aussi toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure I1</b> : les limites de la commune de Tizi Rached .....	4
<b>Figure II-1</b> : Accroissement de la population.....	8
<b>Figure II-2</b> : Représentation des débits horaires.....	16
<b>Figure II-3</b> : Courbe de cumul de consommation.....	16
<b>Figure III -1</b> : Réseau ramifié .....	19
<b>Figure III -2</b> : Réseau maillé.....	20
<b>Figure III -3</b> : le comportement et les valeurs de vitesse et pression du réseau en cas de pointe.....	32
<b>Figure III -4</b> : le comportement et les valeurs de vitesse et pression du réseau en cas de pointe+incendie. ....	33
<b>FigureIV -1</b> : Coupe transversale d'un réservoir semi enterré.....	43
<b>Figure V-1</b> : Conduites en fonte. ....	46
<b>Figure V-2</b> : Conduites en acier. ....	47
<b>Figure V-3</b> : Conduites en PEHD. ....	47
<b>Figure V-4</b> : Courbes caractéristiques de la pompe.....	55
<b>FigureV-5</b> : Détermination du point de fonctionnement de la pompe. ....	57
<b>Figure VI-1</b> : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier.....	66
<b>Figure IX.1</b> pelle mécanique .....	74
<b>Figure IX-2</b> : Réseau à nœuds. ....	84

## LISTE DES PLANCHES :

Planche 1 : plan de masse du village Cheraioua w.Tizi Ouzou.

Planche 2 : profil en long de la conduite d'adduction.

Planche 3 : profil en long de la conduite principale du réseau.

Planche 4 : les accessoires d'un réseau d'alimentation en eau potable.

## LISTE DES TABLEAUX :

<b>Tableau II -1</b> : Estimation de la population à l’horizon.....	7
<b>Tableau II -2</b> : Consommation moyenne domestique.....	9
<b>Tableau II-3</b> : Evaluation des besoins administratifs.....	10
<b>Tableau II-4</b> : Evaluation des besoins scolaires.....	10
<b>Tableau II-5</b> : Evaluation des besoins sanitaires.....	10
<b>Tableau II -6</b> : Evaluation des besoins socioculturels.....	10
<b>Tableau II-7</b> : Récapitulation des besoins en eaux du village.....	11
<b>Tableau II-8</b> : Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers. ....	12
<b>Tableau II -9</b> : Tableau récapitulatif des coefficients.....	13
<b>TableauII-10</b> : Variation des débits horaires.....	15
<b>TableauIII-1</b> : Tableau des débits routes , nodaux et de dimensionnement en cas de pointe.....	24
<b>Tableau III-2</b> : Tableau des débits routes, nodaux et de dimensionnement en cas de pointe+inc.....	25
<b>TableauIII-3</b> : Tableau représentant les diamètres proposés.....	27
<b>TableauIII-4</b> : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe.....	28
<b>TableauIII-5</b> : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe+incendie.....	29
<b>Tableau III-6</b> : Etat des conduites en cas de pointe.....	30
<b>Tableau III-7</b> : Etat des conduites en cas de pointe+incendie.....	31
<b>Tableau IV-1</b> : Calcul de la capacité du réservoir.....	38
<b>Tableau IV-2</b> : valeurs de dimensionnement.....	40
<b>Tableau V-1</b> : Vitesse du diamètre économique normalisé.....	50
<b>Tableau V-2</b> : Tableau récapitulatif des résultats. ....	52
<b>Tableau V-3</b> : Bilan total avec différents diamètres. ....	53
<b>Tableau V-4</b> : Les différentes variantes de pompes. ....	54
<b>Tableau V-5</b> : Caractéristiques de la conduite et de la pompe.....	56
<b>Tableau V-6</b> : Calcul des prix d’énergie pour les différents modes de réglage.....	61
<b>Tableau VII.1</b> : calcul de la profondeur et la largeur de tranchée. ....	75
<b>TableauVII.2</b> : Choix du coefficient du talus.....	77
<b>Tableau VII.3</b> : Calcul de la section de la tranchée.....	77
<b>Tableau VII.4</b> : Calcul du volume d’excavation. ....	78
<b>Tableau VII.5</b> : Capacité du godet.....	79
<b>Tableau VII.6</b> : Calcul du volume de remblais. ....	80
<b>Tableau VII.7</b> : Détermination des délais de réalisation. ....	83
<b>Tableau VII.8</b> : Planning des travaux (Diagramme de GANTT). ....	85
<b>TableauVII.9</b> : Devis estimatif de la réalisation . ....	86
<b>Tableau VII.10</b> : Récapitulatif des devis.....	87

# SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
<b>Chapitre 1</b> : Présentation de la zone d'étude.....	2
I.1.Introduction :.....	3
I.2.Situation géographique: .....	3
I.3.Situation topographique :.....	4
I.4.Situation géologique : .....	4
I.5.Situation climatologique: .....	5
I.6.Situation hydraulique actuelle : .....	5
I.7.Conclusion : .....	5
<b>Chapitre 2</b> : Estimation des besoins en eau potable.....	6
II.1. Introduction : .....	7
II.2. Estimation de la Population future : .....	7
II.3. Catégories de la consommation de l'agglomération :.....	8
II.4. Choix de la norme unitaire de consommation :.....	8
II.4.1. Définition : .....	8
II.4.2. Critères du choix de la norme : .....	9
II.5. Évaluation de la consommation moyenne journalière :.....	9
II.6. Besoins en eau par catégorie : .....	9
II.6.1. Besoins domestiques :.....	9
II.6.2. Besoins administratifs :.....	10
II.6.3. Besoins scolaires :.....	10
II.6.4. Besoins sanitaires :.....	10
II.6.5. Besoins socioculturels :.....	10
II.7. Récapitulation des besoins en eau du village : .....	11
Tableau II-7 :Récapitulation des besoins en eaux du village.....	11
II.8. Etude des variations de la consommation : .....	11
II.8.1. La consommation maximale journalière $Q_{max,j}$ :.....	11
II.8.2. La Consommation minimale journalière $Q_{min,j}$ : .....	12
II.8.3. Récapitulation des variations journalières de la consommation en eau potable :.....	12
II.8.4. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ( $K_{max,h}$ ).....	12
II.8.5. Débit moyen horaire .....	13



II.8.6. Débit max horaire en fonction de $\alpha$ et $\beta$ .....	14
II.8.7. Débit minimum horaire en fonction de $\alpha$ et $\beta$ .....	14
II.8.8.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	14
II.9. Conclusion :.....	17
<b>Chapitre 3 : Dimensionnement du réseau de distribution.....</b>	<b>18</b>
III.1 Introduction :.....	19
III.2 Types de réseaux de distribution :.....	19
III.2.1. Réseauramifié : .....	19
III.2.1.Réseumaillé :.....	20
III.2.3. Réseau mixte : .....	21
III.3 Choix du type de réseau : .....	21
III.4 Matériaux de conduites : .....	21
III.5 Choix du type de matériau : .....	22
III.6 Calcul hydraulique du réseau : .....	22
III. 6.1 Détermination des débits du réseau :.....	22
III.6.1 .1 Débit spécifique : .....	22
III.6.1.2 Débit en route :.....	23
III.6.1.3Détermination des débits nodaux.....	23
III.6.1.4 Détermination des débits de dimensionnement : .....	24
III.6.2. Proposition de diamètres : .....	26
III.7 Simulation hydraulique du réseau dans le logiciel EPANET.....	28
III.7.1 Définition d'EPANET .....	28
III.7.2 Résultat de la simulation : .....	28
III.8. Canalisations et accessoires du réseau : .....	34
III.9 Conclusion :.....	35
<b>Chapitre 4 : Etude des réservoirs.....</b>	<b>36</b>
IV.1. Introduction :.....	37
IV.2. Rôles des réservoirs : .....	37
IV.3. Emplacement des réservoirs : .....	37
IV.4. Capacité du réservoir :.....	37
IV.5. Dimensionnement du réservoir : .....	38

IV.5.1	Volume du reservoir:	38
IV.5.2	Section du réservoir :	39
IV.5.3	Diamètre du réservoir:	40
IV.5.4	Hauteur de la réserve d'incendie	40
IV.6.	Comparaison entre le volume calculé et le volume existant :	41
IV.7.	Equipements du réservoir :	41
IV.7.1	Conduite d'arrivée :	41
IV.7.2	Conduite de distribution :	41
IV.7.3	Conduite de décharge ou de vidange :	42
IV.7.4	Conduite de trop-plein :	42
IV.7.5	By-pass :	42
IV.7.6	Système de matérialisation d'incendie	42
IV.8	Conclusion :	43
<b>Chapitre 5</b>	<b>Etude de l'adduction et du pompage</b>	<b>44</b>
V.1	Introduction :	45
V.2.	Types d'adductions :	45
V.2.1.	Adduction gravitaire	45
V.2.2.	Adduction par refoulement	45
V.2.3.	Adduction mixte	45
V.3.	Choix du tracé :	46
V.4.	Choix du matériau :	46
V.5	Calcul hydraulique	48
V.5.1	Détermination du diamètre économique	48
V.5.2	Calcul des pertes de charge linéaires	50
V.5.3.	Calcul des pertes de charges singulières :	50
V.5.4.	Calcul des pertes de charges totales :	50
V.5.5	Puissance absorbée par la pompe	51
V.5.6	Energie consommée annuelle	51
V.5.7	- Les frais d'exploitation	52
V.5.8.	Frais d'annuité :	52
V.5.9.	Frais d'amortissement	53
V.5.10.	Le bilan (prix total) :	53
V.6.	Choix du nombre de pompe :	54

V.7.Courbes caractéristiques de la pompe : .....	55
V.8.Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement : .....	56
V.9.Point de fonctionnement des pompes : .....	57
V.10. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données : .....	58
V.10.1. Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé : .....	58
V.10.2. Débit disponible < Débit appelé : .....	61
V.11. Conclusion.....	62
<b>Chapitre 6 : Protection de l'adduction contre le coup de bélier.....</b>	<b>63</b>
VI.1. Introduction : .....	64
VI.2.Les causes du coup de bélier : .....	64
VI .3Les conséquences du coup de bélier .....	64
VI .3.1 Cas de fortes pressions .....	64
VI .3.2 Cas de pressions négatives .....	64
VI.3.3 Fatigue de la conduite.....	65
VI .4. Les différentes phases du coup de bélier : .....	65
VI .5Les moyens de protection contre le coup de bélier : .....	66
VI.5.1 Réservoirs d'air : .....	66
VI .5.2 Cheminée d'équilibre .....	67
VI .5.3 Soupape de décharge .....	67
VI.5.4. Volant d'inertie.....	67
VI .6. Dimensionnement du réservoir d'air : .....	68
Etape du calcul simplifié d'un réservoir d'air par la méthode de Vibert : .....	68
VI .6. 1.Calcul des surpressions et dépressions .....	68
VI .6. 2.Calcul de la valeur du coup de bélier : .....	69
VI .6. 3. Calcul de la célérité d'onde : .....	69
VI .6. 4.Calcul de la vitesse d'écoulement : .....	70
VI .6. 5.La charge maximale absolue : .....	70
VI .6. 6.La charge statique absolue : .....	71
VI .7Conclusion : .....	71
<b>Chapitre 7 : Organisation de chantier et management de projet.....</b>	<b>72</b>
VII .1 Introduction : .....	73
VII.2 La pose de canalisations .....	73
VII.3 Organisation de chantier .....	73

VII.3.1 Réalisation du tracé des tranchées sur le terrain : .....	73
VII.3.2 Nivellement de la plateforme de pose : .....	73
VII.3.3 Décapage de la couche de terre végétale : .....	73
VII 3.4 Excavation des tranchées : .....	74
VII.3.4.1 La profondeur de la tranchée Htr : .....	74
VII.3.4.2 Largeur de la tranchée : .....	75
VII.3.4.3 Choix du coefficient de talus : .....	76
VII.3.4.4 Section de la tranchée : .....	76
VII.3.4.5 Volumes d'excavation : .....	78
VII.3.5 Calcul des volumes des remblais : .....	80
VII.3.5.1 Durée d'excavation : .....	81
VII.3.6. Le compactage : .....	82
VII.4. Planning d'exécution des travaux : .....	82
VII.4.1. Planification des travaux .....	82
VII.5. Devis estimatif d'établissement du projet : .....	86
VII.6. Conclusion : .....	87
<b>Chapitre 8 : Protection, hygiène et sécurité de travail.</b> .....	<b>88</b>
VIII.1. Introduction : .....	89
VIII.2. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique : .....	89
VIII.1.1. Facteurs humains : .....	89
VIII.1.2 Facteurs matériels : .....	89
VIII.3. Liste des conditions dangereuses : .....	89
VIII.4. Liste des actions dangereuses : .....	90
VIII.5. Mesures préventives .....	90
VIII.5.1 Protection collective : .....	90
VIII.5.2. Autres protections : .....	91
VIII.5.3. Protection individuelle : .....	91
VIII.6. Les risques provenant de produits dangereux : .....	91
VIII.7. Conclusion : .....	91
Conclusion générale .....	92

## **INTRODUCTION GENERALE :**

L'eau est une source vitale et un élément indispensable à toute forme de développement, mais elle devient de plus en plus insuffisante dans le monde entier ; cela est dû à la forte croissance démographique, aux faibles précipitations et à son inégale répartition auxquels s'ajoutent l'effet de pollution et de sécheresse.

Ces dernières années beaucoup d'infrastructures ont été réalisées afin de combler le manque et assurer les besoins en eau de la population. Malgré les efforts entrepris dans ce sens l'Algérie demeure déficitaire.

Le village Cheraïoua qui se situe dans la commune de Tizi Rached (wilaya de Tizi Ouzou) présente une insuffisance en matière d'eau potable. Puisque la commune subit de très grandes extensions, l'alimentation est loin d'être proportionnelle par rapport à la densité populaire. Nous sommes donc appelés à redimensionner le réseau pour pouvoir faire face à la forte demande.

Notre projet consiste à dimensionner les différents éléments formant le système d'alimentation en eau potable tels que : le réseau de distribution, l'adduction et les réservoirs tout en assurant une protection des conduites contre le régime transitoire.

Afin de mettre à exécution ce projet dans les meilleures conditions et les plus brefs délais, il faut prendre les dispositions nécessaires et assurer une bonne organisation au niveau du chantier.

# Chapitre 1 :

## Présentation de la zone d'étude.

## I.1.Introduction :

Notre zone d'étude reconnaît actuellement une situation alarmante dans le domaine de l'alimentation en eau potable. L'accroissement démographique, l'extension du tissu urbain et le développement des équipements sanitaires, mettent l'actuel réseau dans l'incapacité de subvenir aux besoins de la commune. L'extension prévue de la chaîne d'alimentation en eau potable, nécessite la connaissance de toutes les caractéristiques du lieu et ses données relatives : données hydrauliques, situation géologique et topographique...qui est l'objet du présent chapitre. Ce chapitre nous permet d'acquérir des informations de base qui nous permettent d'aborder notre projet d'une façon adéquate.

## I.2.Situation géographique:

La commune de TIZI RACHED est située à l'Est du Chef lieu de la Wilaya de Tizi Ouzou, à une distance d'environ quinze kilomètres de ce dernier.

Elle est délimitée comme suit :

- Nord : Par la commune de FREHA.
- Est : Par la commune de MEKLA et AIT OUMALOU.
- Sud : Par les commune de LAARBA NATH IRATHEN et IRDJEN.
- Ouest : Par la commune de TIZI OUZOU.[1]

Pour bien éclaircir notre situation géographique, on présente la carte suivante qui représente la région concernée.



**Figure I.1** : les limites de la commune de Tizi Rached (DRE Tizi Ouzou)

### I.3.Situation topographique :

La commune de Tizi Rached est caractérisée par des pentes très variées qui permettent de distinguer :

- La classe des pentes inférieures à 5% : correspond à la zone de plaine alluviale, occupant la partie Nord du territoire de la commune.
- La classe des pentes de 5% à 15% : occupant la partie centrale du territoire.
- La classe des pentes supérieures à 15 % : occupe la partie sud accidentée de la commune (zone de montagne). [1]

### I.4.Situation géologique :

La commune de Tizi Rached appartient aux zones internes du massif de la Grande Kabylie dans lesquelles on distingue le socle cristallophyllien Kabyle, sa couverture sédimentaire paléozoïque peu ou pas métamorphisé et la dorsale Kabyle essentiellement carbonatée. [1]



## I.5.Situation climatologique :

La commune de Tizi Rached se caractérise par un climat de type méditerranéen à quatre Saisons (Hiver, Printemps, Eté, Automne) caractérisé par :

- Un Hiver doux et humide, un été chaud et sec et printemps et Automne à climat modéré.
- L'Humidité est importante et n'est jamais inférieure à 50% y compris en milieu de journée. Les vents sont de toutes directions durant toute l'année, à l'exception de l'été où les vents d'Est prédominent. [1]

## I.6.Situation hydraulique actuelle :

L'alimentation de la chaîne de refoulement se fait actuellement à partir du réservoir de volume 1000 m<sup>3</sup> raccordé à la conduite de transfert Taksebt-Azazga de diamètre nominal (DN 800). Ce dernier alimente la station de refoulement (SR1) par une conduite d'adduction gravitaire de diamètre nominal DN250 en fonte.

Cette station refoule l'eau vers le réservoir de volume 500m<sup>3</sup> de la station de refoulement SR2 située au niveau de Boushel par une conduite de diamètre nominal DN 250. Cette dernière, au moyen du réservoir de volume 500m<sup>3</sup> alimente gravitairement les Zones : Partie basse de Taboukert, La route de Tizi Rached et la partie basse Timezguida.

La station SR2 refoule l'eau vers le réservoir de volume 500m<sup>3</sup> situé au niveau du village IKHRIBEN par une conduite de diamètre nominal DN 250 dont une partie est en fonte et une partie en acier.

Le réservoir de volume 500m<sup>3</sup> d'IKHRIBEN alimente par gravité le Chef-lieu de Tizi Rached avec une conduite en PEHD DE200 et quelques autres villages.

La chaîne de Larbaâ- Nath- Irathen (LNI) alimente le réservoir de tête d'Affensou de volume 500 m<sup>3</sup> par une conduite en Acier de diamètre nominal DN 150, ce dernier alimente plusieurs villages et parmi eux : Cheraioua (PEHD DN 75) qui est le village de notre étude. [1]

## I.7.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons procédé au recensement des différentes informations concernant la zone, qui sont nécessaires à l'étude hydraulique ce qui est le but de la suite des chapitres de notre projet. Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau du village « Cheraioua ».

Chapitre 2 :  
Estimation des besoins en eau  
potable

## II.1. Introduction :

Dans le présent chapitre, nous procédons à l'évaluation des besoins en eau potable dans le but d'estimer d'une façon approchée la quantité d'eau nécessaire aux habitants de notre agglomération tout en se basant sur les données du recensement de la population (RGPH 2008), taux d'accroissement et le plan d'urbanisme.

Cette évaluation dépend de plusieurs facteurs à savoir : l'évolution démographique, les habitudes de la population et le climat de la région. Elle diffère aussi d'une agglomération à une autre.

## II.2. Estimation de la Population future :

La satisfaction des besoins en eau potable à long terme des habitants est basée sur l'estimation de la population à un horizon futur à partir de la relation suivante :

$$P_n = P_0 (1 + \alpha)^n \dots\dots\dots (II-1)$$

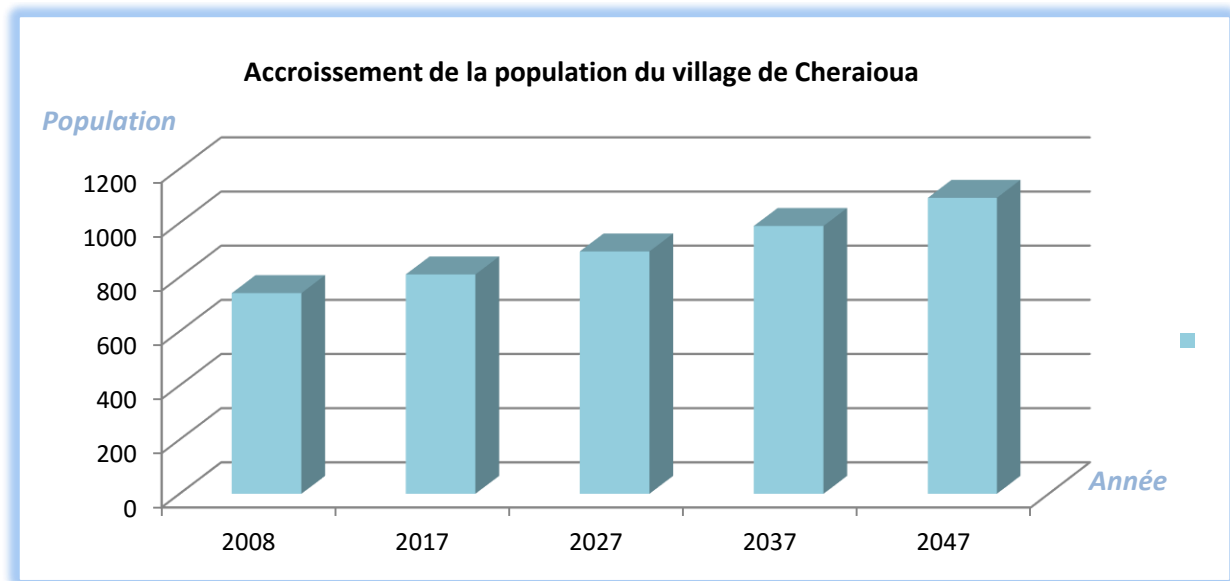
Avec :

- **P<sub>n</sub>** : la population à l'horizon de calcul.
- **P<sub>0</sub>**: Population de l'année de référence.
- **α** : Taux d'accroissement de la population en %.
- **n** : Nombre d'années séparant les deux horizons

Le taux d'accroissement du village Cheraioua est de = 1%. (Source D.R.E. Tizi Ouzou).

**Tableau II -1** : Estimation de la population à l'horizon

Année	RGPH 2008	2017	2027	2037	2047
n	0	9	19	29	39
τ	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
Population	741	810	895	989	1092



**Figure II-1** : Accroissement de la population.

### **II.3. Catégories de la consommation de l'agglomération :**

Les catégories de consommation rencontrées au niveau de notre village après recensement sont les suivantes :

- les Besoins domestiques.
- les Besoins scolaires.
- les Besoins sanitaires.
- les Besoins administratifs.
- les Besoins socioculturels.

### **II.4. Choix de la norme unitaire de consommation :**

#### **II.4.1. Définition :**

La Norme unitaire de consommation ou dotation est définie comme étant la quantité d'eau moyenne nécessaire à l'utilisateur, consommateur, afin d'effectuer ses différents besoins. Elle est généralement exprimée comme suit : litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule...

### II.4.2. Critères du choix de la norme :

La dotation dépend du :

- Nombre d'habitants.
- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Des différentes ressources existantes.

### II.5. Évaluation de la consommation moyenne journalière :

Les besoins journaliers sont calculés comme suit :

$$Q_{moyj} = \frac{(Q_i * N_i)}{1000} \quad [m^3/j] \quad \dots\dots\dots (II-2)$$

Avec :

- $Q_{moyj}$  : consommation moyenne journalière en  $m^3/j$  ;
- $Q_i$  : dotation journalière pour chaque catégorie en  $l/j/catégorie$  ;
- $N_i$  : nombre de consommateurs.

### II.6. Besoins en eau par catégorie :

#### II.6.1. Besoins domestiques :

La consommation en eau dépend du confort et des habitudes de la population.

**Tableau II -2 : Consommation moyenne domestique**

Horizon	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Débit moyen( $m^3/j$ )	Débit moyen(l/s)
2047	1092	150	<b>163.8</b>	<b>1.896</b>

**II.6.2. Besoins administratifs :**

**Tableau II-3 :** Evaluation des besoins administratifs.

Administration	Unité	Nombre	Dotation(l/j/unité)	Qmoyj(m <sup>3</sup> /j)
Poste	Employé	10	15	<b>0.15</b>

**II .6.3 Besoins scolaires :**

Le village en question comporte une école primaire, dont l'effectif est donné dans le tableau

II-4 :

**TableauII-4 :** Evaluation des besoins scolaires

Etablissement	Unité	Nombre	Dotation(l/j/unité)	Qmoyj(m <sup>3</sup> /j)
Ecole primaire	Élève	160	10	<b>1.6</b>

**II.6.4. Besoins sanitaires :**

**Tableau II-5 :** Evaluation des besoins sanitaires

Equipement sanitaire	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj(m3/j)
Salle de soin	Patient	20	25	0.5
Croissant rouge	Local	/	250	0.25
<b>Total</b>				<b>0.75</b>

**II.6.5. Besoins socioculturels :**

**Tableau N°II -6 :** Evaluation des besoins socioculturels

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj(m3/j)
Mosquée	Fidèle	80	5	0.4
Foyer de jeunes	Jeune	20	5	0.1
Café	Client	70	10	0.7
<b>Total</b>				<b>1.2</b>

### II.7. Récapitulation des besoins en eau du village :

Les besoins totaux en eau de notre village sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau II-7** : Récapitulation des besoins en eaux du village

Catégorie des besoins	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
Domestiques	163.8
Administratifs	0.15
Scolaires	1.6
Sanitaires	0.75
Socioculturels	1.2
<b>Total</b>	<b>167.5</b>

### II.8. Etude des variations de la consommation :

La consommation en eau potable varie en fonction du temps et sa variation présente des valeurs maximales et minimales. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximum  $K_{max,j}$  et minimum  $K_{min,j}$ .

#### II.8.1. La consommation maximale journalière $Q_{max,j}$ :

C'est la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année calculée par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (II-3)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$  : consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup> /j) ;
- $K_{max,j}$  : coefficient d'irrégularité journalière maximum ;
- $K_{max,j} = (1,1- 1,3)$  .

Pour notre cas nous prenons :  $K_{max,j} = 1,3$  .

**II.8.2. La Consommation minimale journalière  $Q_{min,j}$  :**

C'est la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année calculée par la relation suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (II-4)$$

Avec :

- **$Q_{moy,j}$**  : consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j)
- **$K_{max,j}$**  : coefficient d'irrégularité journalière minimum ,
- **$K_{min,j}$**  =(0,7-0,9)

Pour notre cas nous prenons  **$K_{min,j}$**  =0,7.

**II.8.3. Récapitulation des variations journalières de la consommation en eau potable :**

Les différentes consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau II -8:

**Tableau II-8** : Récapitulatif des débits maximums et minimums journaliers.

Horizons	Q <sub>moy j</sub>		K <sub>maxj</sub>	Q <sub>max j</sub>		K <sub>minj</sub>	Q <sub>min j</sub>	
	m <sup>3</sup> /j	l/s		m <sup>3</sup> /j	l/s		m <sup>3</sup> /j	l/s
2047	167.5	1.939	1.3	217.75	2.52	0.7	117.25	1.357

**II.8.4. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ( $K_{max.h}$ )**

Ce coefficient dépend de la plus grande consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe horaire

Pour son calcul, on utilise la relation suivante :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \dots\dots\dots (II-5)$$



## Chapitre II ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

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

Pour notre cas on prend  $\alpha_{\max} = 1,25$ .

- $\beta_{\max}$ : coefficient lié à l'accroissement de la population. L'annexe II -1 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **1092 hab.**, donc  $\beta_{\max} = 1,96$ ,

D'où :  $K_{\max,h} = 1,25 * 1,96 = 2,45$

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

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots\dots\dots (II-6)$$

$\alpha_{\min}$  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie de **0,4 à 0,6**. Pour notre cas on prend  $\alpha_{\min} = 0,5$ .

$\beta_{\min}$ : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. L'annexe II -2 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants. Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **1092 hab.** donc  $\beta_{\min} = 0,1$ . Donc  $K_{\min,h} = 0,1 * 0,5 = 0,05$ .

**Tableau II -9** : Tableau récapitulatif des coefficients

Coefficient	$K_{\max,h}$	$K_{\min,h}$
Valeur	2.45	0.05

### II.8.5. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{Q(\text{max},j)}{24} \text{ [m}^3\text{/h]} \dots\dots\dots (II-7)$$

Donc :  $Q_{\text{moy},h} = \frac{217,75}{24} = 9,07 \frac{m^3}{h}$

### II.8.6. Débit max horaire en fonction de $\alpha$ et $\beta$

C'est le débit max horaire en fonction du développement et les habitudes de la population, qui est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} * Q_{\text{moy},h} \quad \dots\dots\dots \text{(II-8)}$$

Donc:  $Q_{\max,h} = 2.45 * 9.07 = 22.22 \text{ m}^3/h$

### II.8.7. Débit minimum horaire en fonction de $\alpha$ et $\beta$

C'est le débit min horaire en fonction du développement et les habitudes de la population, qui se calcule par la formule suivante :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} * Q_{\text{moy},h} \quad \dots\dots\dots \text{(II-9)}$$

Donc :  $Q_{\min,h} = 0.05 * 9.07 = 0.45 \text{ m}^3/h$

### II.8.8. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

Pour calculer le débit correspondant à chaque heure on utilise l'annexe II -3 qui nous donne le pourcentage horaire du débit maximum journalier selon le nombre d'habitants. Les résultats sont représentés ci-après :

**TableauII-10** : Variation des débits horaires

Heures	Consommation totale $Q_{max,j} = 217,75m^3/j$		Consommation cumulée	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0--1	1	2,1775	1	2,1775
1--2	1	2,1775	2	4,355
2--3	1	2,1775	3	6,5325
3--4	1	2,1775	4	8,71
4--5	2	4,355	6	13,065
5--6	3	6,5325	9	19,5975
6--7	5	10,8875	14	30,485
7--8	6,5	14,1538	20,5	44,63875
8--9	6,5	14,1538	27	58,7925
9--10	5,5	11,9763	32,5	70,76875
10--11	4,5	9,7988	37	80,5675
11--12	5,5	11,9763	42,5	92,54375
12--13	7	15,2425	49,5	107,78625
13--14	7	15,2425	56,5	123,02875
14--15	5,5	11,9763	62	135,005
15--16	4,5	9,7988	66,5	144,80375
16--17	5	10,8875	71,5	155,69125
17--18	6,5	14,1538	78	169,845
18--19	6,5	14,1538	84,5	183,99875
19--20	5	10,8875	89,5	194,88625
20--21	4,5	9,7988	94	204,685
21--22	3	6,5325	97	211,2175
22--23	2	4,355	99	215,5725
23--24	1	2,1775	100	217,75

Du tableau on obtient :

-Un débit de pointe  $Q_{max,h} = 15.24m^3/h$  entre midi et 14h.

- Un débit minimum  $Q_{min,h} = 2.18m^3/h$  entre 23het 4h du matin.

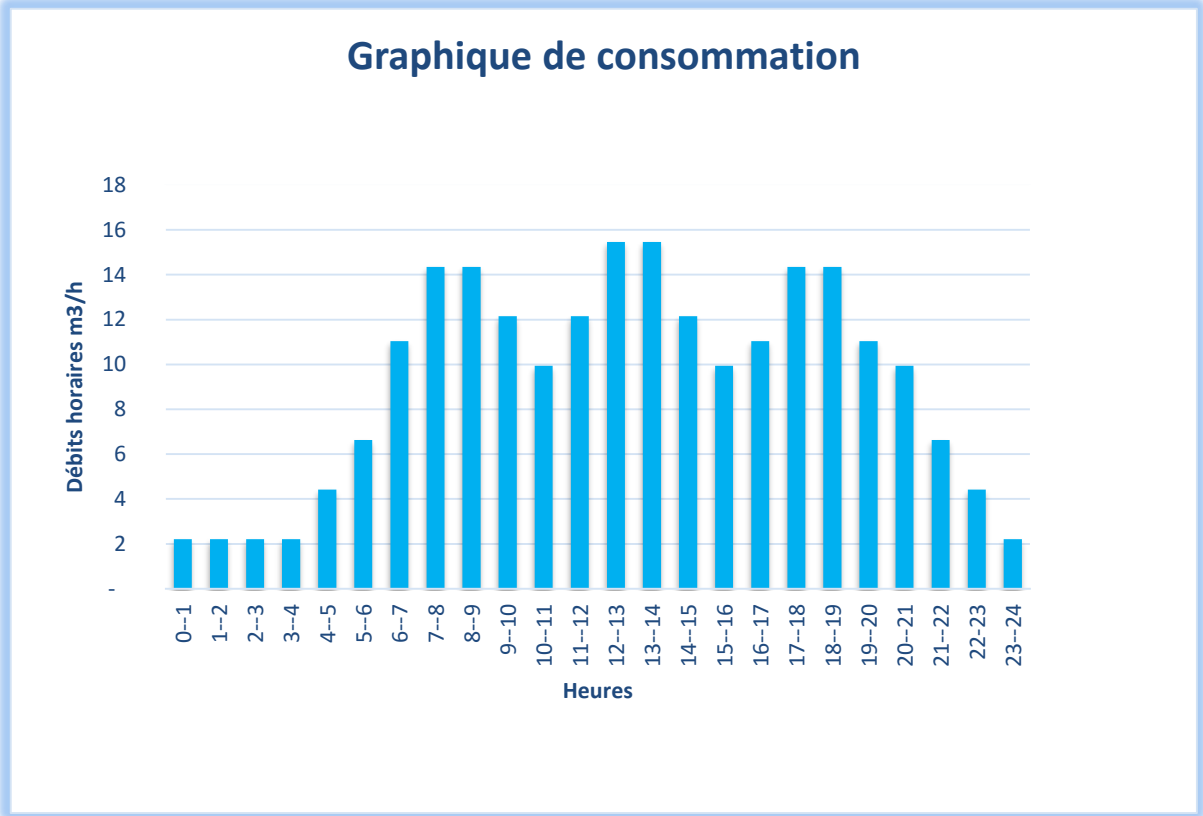


Figure II-2 : Représentation des débits horaires.

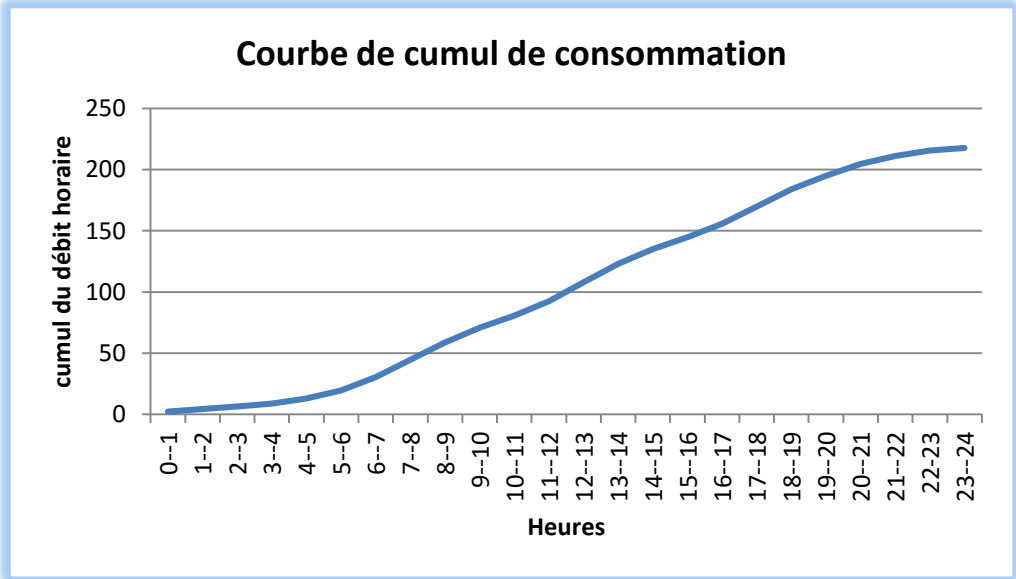


Figure II-3 : Courbe de cumul de consommation

### **II.9. Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons procédé d'une façon estimative au calcul des besoins en eau potable des différentes catégories de consommateurs de notre village. Ce chapitre nous servira de base pour tout dimensionnement des différents ouvrages formant le système d'alimentation en eau potable adopté pour notre village.

Chapitre 3 :  
Dimensionnement du réseau de  
distribution.

### III.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous dimensionnons le réseau d'alimentation en eau potable du village Cheraioua. Cela nécessite : le tracé du réseau, choix des conduites, le calcul des débits et diamètres de tous les tronçons. Enfin nous passons à la vérification du comportement du réseau dans le cas de pointe et pointe+incendie à l'aide du logiciel EPANET.

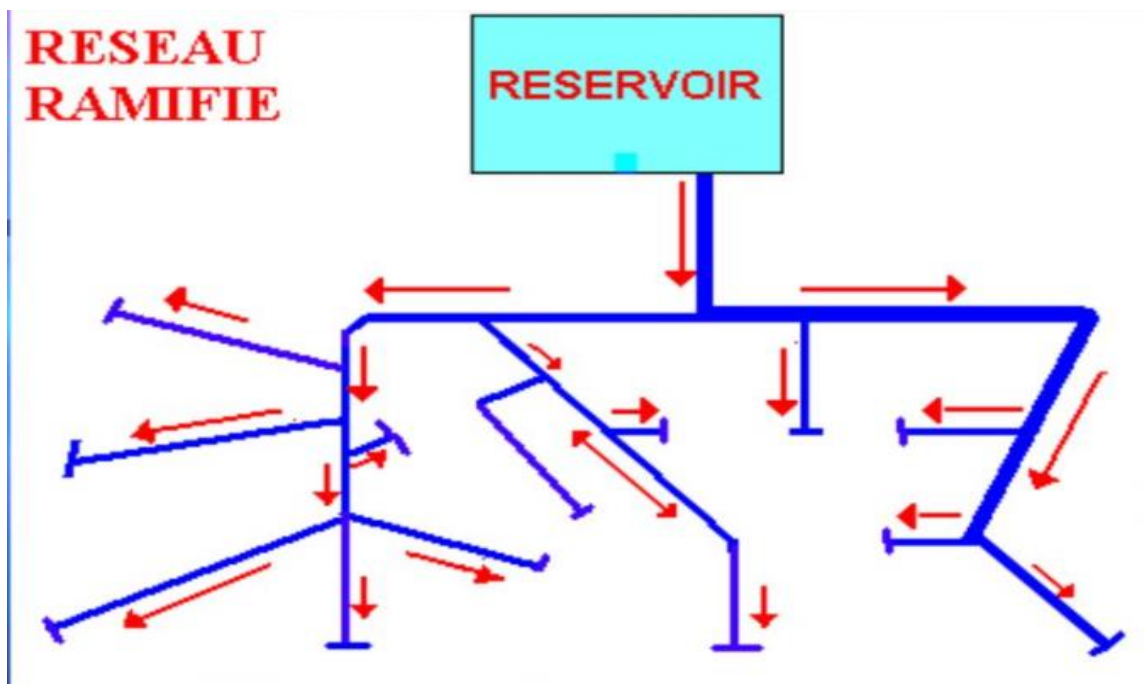
### III.2 Types de réseaux de distribution :

Il existe trois types de réseaux qui varient selon la disposition des tronçons :

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

#### III.2.1. Réseau ramifié :

Un réseau ramifié est un réseau constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches).



La figure III -1 : Réseau ramifié (source : slide player connaissance des besoins en eau réalisé par Sebastien Dupuis)

**Avantages :**

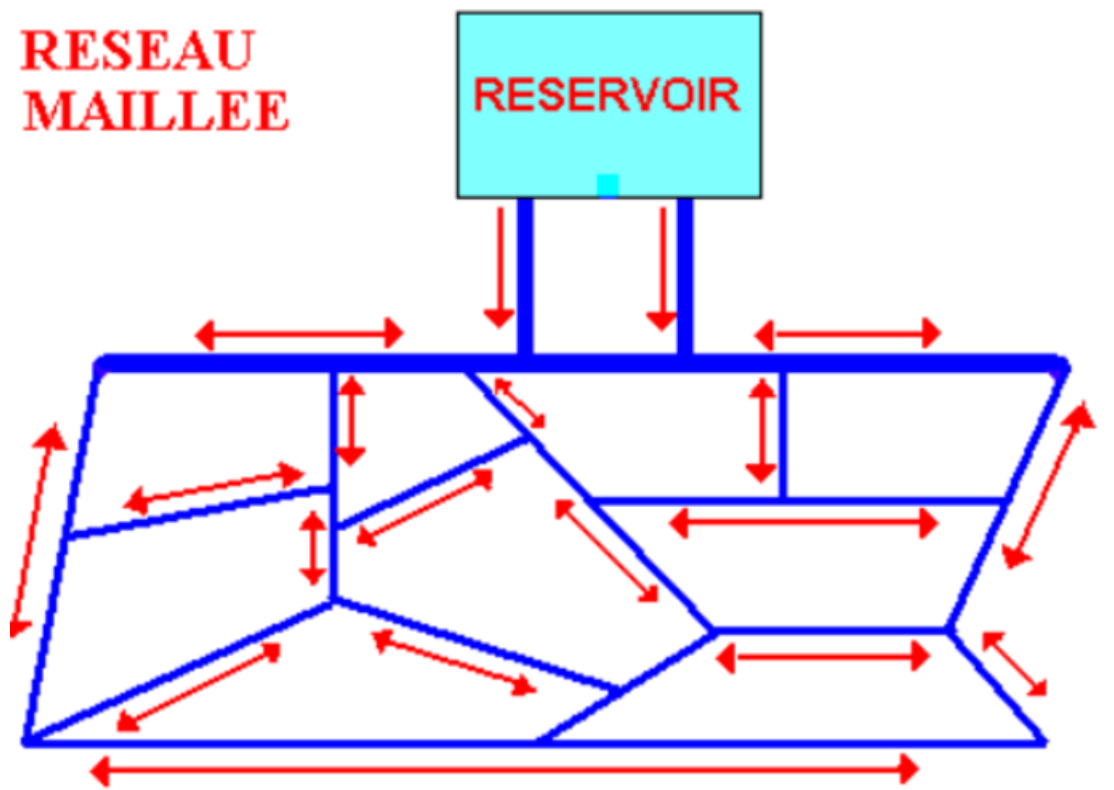
- Economique ;
- Simple à mettre en place ;
- Calculs hydrauliques simple ;
- Nécessite moins d'accessoires par rapport au réseau maillé.

**Inconvénients :**

- Il n'assure aucune distribution de retour ;
- Moins sécurisé que le réseau maillé en cas d'incendie ;
- Problème de qualité d'eau due à la stagnation.

**III.2.1. Réseau maillé :**

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé ,une telle boucle s'appelle une maille.



**La figure III -2 :** Réseau maillé (source : slide player connaissance des besoins en eau réalisé par Sebastien Dupuis)

**Avantages :**



- Bonne répartition des débits et pression ;
- Réseau sécurisé en cas d'incendie ;
- Assure une alimentation de retour ;
- Pas de problème de stagnation d'eau.

**Inconvénients :**

- Couteux ;
- Nécessite plus d'accessoires que le réseau précédent ;
- Calcul hydraulique compliqué ;
- Pertes de charge élevées ;
- Indétermination dans le sens et la valeur du débit et des pertes de charge.

**III.2.3. Réseau mixte :**

C'est la combinaison dans un même réseau de distribution d'eau des 2 réseaux suscités.

**III.3 Choix du type de réseau :**

Il existe différents facteurs nous citons :

- L'emplacement de gros consommateurs ;
- L'emplacement des quartiers ;
- Le relief ;
- Le souci d'assurer un service souple et régulier ;
- Suivi des voix routières.

**III.4 Matériaux de conduites :**

- Métallique : en fonte ou en acier
- À base de ciment : en béton ou en amiante ciment
- Matière thermoplastique : polyéthylène PEHD, PEMD, PEBD ou en PVC

**III.5 Choix du type de matériau :**

Le choix des conduites doit répondre à deux types d'exigences :

**-Exigences techniques :**

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et aux charges ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d’entretien et mise en service.

**- Exigences économiques :**

- Les frais de la fourniture et du transport ; -
- La disponibilité sur le marché.

Pour notre réseau on choisit le PEHD pour les avantages qu’il offre :

- Résistance aux liquides corrosifs ;
- Capacité à véhiculer des eaux agressives et chargées ;
- Flexibilité des tubes et facilité de pose ;
- Possibilité d’enroulement pour les petits diamètres ;
- Fiable au niveau des branchements (pas de fuites) ;
- Durée de vie théorique 50 ans.

**III.6 Calcul hydraulique du réseau :**

Le calcul hydraulique du réseau projeté, se fera pour deux cas de pointe et pointe+ incendie

**III. 6.1 Détermination des débits du réseau :**

**III.6.1 .1 Débit spécifique :**

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

$$q_{sp} = \frac{Q_{max.h} - Q_{conc}}{\sum L_i} [l/s /m1] \dots\dots\dots (III-1)$$

Avec :

- $q_{sp}$  : Débit spécifique (l/s/m)
- $Q_{conc}$  : Débit concentré ( $Q_{conc}=0$  dans notre cas)
- 

$\sum L_i$  = somme des longueurs des tronçons assurant un débit route en mètre (m)

Dans notre cas :

$$\sum L_i = 1429.91 \text{ m}$$

$$q_{sp} = \frac{4.23}{1429.91} = 0.00296 = 2.96 \cdot 10^{-3} \text{ l/s / m}$$

### III.6.1.2 Débit en route :

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

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times L_i \text{ [l/s]} \dots\dots\dots (III -2)$$

Avec :

- $Q_{ri}$  : Débit route du tronçon i [l/s] ;
- $L_i$  : Longueur du tronçon i [m].

Dans notre cas :

$$Q_r = 0.00296 \cdot 1429.91 = 4.23 \text{ l/s}$$

### III.6.1.3 Détermination des débits nodaux

Les débits nodaux sont calculés comme suit :

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_{ri} + Q_{conc} \dots\dots\dots (III -3)$$

Avec :

- $Q_n$  : Débit au nœud [l/s].

**III.6.1.4 Détermination des débits de dimensionnement :**

$$Q_{dim(i)} = 0.55Q_{ri} + \sum Q_{r(i+1)+\dots+n} \dots\dots\dots (III -4)$$

Avec :

- $Q_{dim}$  = Débit de dimensionnement

**Tableau III-1 :** Tableau des débits routes, nodaux et de dimensionnement en cas de pointe.

N° de nœud	Tronçon	longueur[m]	Qspé [l/s/ml]	Q route [l/s]	Q nodaux [l/s]	Qdim [l/s]
1	1 2	33,06	0.00296	0,098	0,10	0,05
	1 3	35,61		0,105		4,09
2	2 1	33,06		0,098	0,05	
3	3 1	35,61		0,105	0,19	
	3 4	61,61		0,182		0,10
	3 5	33,72		0,100		3,80
4	4 3	61,61		0,182	0,09	
5	5 3	33,72		0,100	0,34	
	5 6	27,32		0,081		0,65
	5 11	171,38		0,507		2,84
6	6 5	27,32		0,081	0,23	
	6 7	56,04		0,166		0,09
	6 8	75,04		0,222		0,34
7	7 6	56,04		0,166	0,08	
8	8 6	75,04		0,222	0,22	
	8 9	52		0,154		0,08
	8 10	20,2	0,060	0,03		
9	9 8	52	0,154	0,08		
10	10 8	20,2	0,060	0,03		
11	11 5	171,38	0,507	0,34		
	11 12	46,49	0,138		0,08	
	11 13	8,89	0,026		2,41	

<b>12</b>	12 11	46,49	0,138	0,07	
<b>13</b>	13 11	8,89	0,026	0,25	
	13 14	87,93	0,260		0,14
	13 15	68,89	0,204		2,04
<b>14</b>	14 13	87,93	0,260	0,13	
<b>15</b>	15 13	68,89	0,204	0,57	
	15 16	180,97	0,536		0,68
	15 21	132,71	0,393		0,83
<b>16</b>	16 15	180,97	0,536	0,36	
	16 17	29,43	0,087		0,05
	16 18	32,38	0,096		0,26
<b>17</b>	17 16	29,43	0,087	0,04	
<b>18</b>	18 16	32,38	0,096	0,15	
	18 19	19,49	0,058		0,03
	18 20	50,12	0,148		0,08
<b>19</b>	19 18	19,49	0,058	0,03	
<b>20</b>	20 18	50,12	0,148	0,07	
<b>21</b>	21 15	132,71	0,393	0,50	
	21 22	206,43	0,611		
<b>22</b>	22 21	206,43	0,611	0,31	0,34

Dans le cas de pointe + incendie, nous ajoutons un débit concentré de 17 l/s au point le plus défavorable qui est le nœud 22. Ce débit sert à lutter contre l'incendie.

**Tableau III-2 :** Tableau des débits routes, nodaux et de dimensionnement en cas de pointe+inc.

N° de nœud	Tronçon	longueur[m]	Qspé [l/s/ml]	Q route [l/s]	Q nodaux [l/s]	Qdim [l/s]
<b>1</b>	1 2	33,06	0.00296	0,098	0,10	0,05
	1 3	35,61		0,105		4,09
<b>2</b>	2 1	33,06		0,098	0,05	
<b>3</b>	3 1	35,61		0,105	0,19	
	3 4	61,61		0,182		0,10
	3 5	33,72		0,100		3,80
<b>4</b>	4 3	61,61		0,182	0,09	

<b>5</b>	5 3	33,72	0,100	0,34	0,65
	5 6	27,32	0,081		
	5 11	171,38	0,507		
<b>6</b>	6 5	27,32	0,081	0,23	0,09
	6 7	56,04	0,166		
	6 8	75,04	0,222		
<b>7</b>	7 6	56,04	0,166	0,08	
<b>8</b>	8 6	75,04	0,222	0,22	0,08
	8 9	52	0,154		
	8 10	20,2	0,060		
<b>9</b>	9 8	52	0,154	0,08	
<b>10</b>	10 8	20,2	0,060	0,03	
<b>11</b>	11 5	171,38	0,507	0,34	0,08
	11 12	46,49	0,138		
	11 13	8,89	0,026		
<b>12</b>	12 11	46,49	0,138	0,07	
<b>13</b>	13 11	8,89	0,026	0,25	0,14
	13 14	87,93	0,260		
	13 15	68,89	0,204		
<b>14</b>	14 13	87,93	0,260	0,13	
<b>15</b>	15 13	68,89	0,204	0,57	0,68
	15 16	180,97	0,536		
	15 21	132,71	0,393		
<b>16</b>	16 15	180,97	0,536	0,36	0,05
	16 17	29,43	0,087		
	16 18	32,38	0,096		
<b>17</b>	17 16	29,43	0,087	0,04	
<b>18</b>	18 16	32,38	0,096	0,15	0,03
	18 19	19,49	0,058		
	18 20	50,12	0,148		
<b>19</b>	19 18	19,49	0,058	0,03	
<b>20</b>	20 18	50,12	0,148	0,07	
<b>21</b>	21 15	132,71	0,393	0,50	
	21 22	206,43	0,611		
<b>22</b>	22 21	206,43	0,611	17,31	0,34

### III.6.2. Proposition de diamètres :

Dans cette étape et à l'aide de l'ANNEXE III.1 on va attribuer à chaque tronçon un diamètre qui dépend du débit :

- Le débit qui sort du réservoir en cas de pointe est de 4,23 l/s.
- Le débit qui sort du réservoir en cas de pointe +incendie est de 21.23l/s

**TableauIII-3** : Tableau représentant les diamètres proposés

Tronçons	Débit [l/s]		Diamètre [mm]
	cas de pointe	cas de pointe +incendie	
<b>1 2</b>	0.05	0.05	20
<b>1 3</b>	4.09	21.09	150
<b>3 4</b>	0.10	0.10	20
<b>3 5</b>	3.8	20.8	150
<b>5 6</b>	0.65	0.65	32
<b>5 11</b>	2.84	19.84	150
<b>6 7</b>	0.09	0.09	20
<b>6 8</b>	0.34	0.34	25
<b>8 9</b>	0.08	0.08	20
<b>8 10</b>	0.03	0.03	25
<b>11 12</b>	0.08	0.08	20
<b>11 13</b>	2.41	19.41	125
<b>13 14</b>	0.14	0.14	20
<b>13 15</b>	2.04	19.04	125
<b>15 16</b>	0.68	0.68	32
<b>15 21</b>	0.83	17.83	125
<b>16 17</b>	0.05	0.05	20
<b>16 18</b>	0.26	0.26	20
<b>18 19</b>	0.03	0.03	20
<b>18 20</b>	0.08	0.08	20
<b>21 22</b>	0.34	17.34	125
<b>R1 1</b>	4.23	21.23	150

Vu la différence de cote entre le réservoir existant  $R75m^3$ , de cote de trop plein  $C_{tp}=208.13m$  et le point le plus défavorable situé à une cote de terrain  $C_t=92.41m$ , le nœud va recevoir une pression qui dépasse les 10 bars que les accessoires ne pourront pas supporter. On opte donc pour une distribution étagée, on va scinder le réseau en deux parties. La première zone sera alimentée par le réservoir existant, la deuxième zone sera desservie par un autre réservoir semi enterré qu'on va projeter à la cote 132.85m choisie par ce qu'elle représente le point le plus haut de la zone 2 donc l'alimentation se fera normalement et pourra plus ou moins régler le problème de pressions importantes.

Pour :

- Le réservoir existant  $\rightarrow q_{sp} * L_{1-13} = 0.00296 * 621.56 = 1.84$  l/s
  - Le réservoir projeté  $\rightarrow q_{sp} * L_{13-22} = 0.00296 * 808.45 = 2.39$  l/s
- $$q_{sp} * L_{1-13} + q_{sp} * L_{13-22} = 4.23 \text{ l/s} = Q_{maxh.} \text{ (Vérifié)}$$

### III.7 Simulation hydraulique du réseau dans le logiciel EPANET

#### III.7.1 Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression.

Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyaux), pompes, vannes, bâches et réservoirs.

EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau. [2]

#### III.7.2 Résultat de la simulation :

On a procédé à la vérification des vitesses dans tous les tronçons et pressions au niveau de tous les nœuds après introduction de l'ensemble de données nécessaires du réseau : altitudes des nœuds, débits nodaux, longueurs de conduite, rugosité et diamètres proposés. On a effectué des changements de telle façon à avoir des valeurs de vitesse et pression acceptables. Les résultats de la simulation sont représentés ci-dessous :

**Tableau III-4** : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe

Nœuds	Altitude [m]	Demande [l/s]	Charge [m]	Pression [m]
<b>R1</b>	208,13	-88.14	208.13	-
<b>1</b>	183,94	0,17	206.98	23.04
<b>2</b>	187,58	0.08	206.03	18.45
<b>3</b>	178.6	0.32	205.72	27.12
<b>4</b>	190	0.15	204.32	14.32
<b>5</b>	171	0.57	204.54	33.54
<b>6</b>	167.15	0.39	202.24	35.09
<b>7</b>	171,6	0,13	201.21	29.61



8	157,64	0.37	200.44	42.8
9	159,44	0.13	199.48	40.04
10	156,09	0.05	200.21	44.12
11	133,75	0.57	139.28	5.53
12	130,78	0.12	138.61	7.83
R2	135.95	80.98	135.95	-
13	132,85	0.42	135.95	3.10
14	116,76	0.22	134.65	17.89
15	116,96	0.96	135.89	18.93
16	83.45	0.6	135.37	51.92
17	83.45	0.07	134.81	51.36
18	77.84	0.25	135.22	57.38
19	77.2	0.05	134.81	51.36
20	77.51	0.12	134.5	56.99
21	103,1	0.84	133.95	30.85
22	92.41	0.57	132.24	39.83

TableauIII-5 : Etat des nœuds du réseau en cas de pointe+incendie

Nœuds	Altitude [m]	Demande [l/s]	Charge [m]	Pression [m]
R1	208,13	-88.14	208.13	-
1	183,94	0.17	206.98	23.04
2	187,58	0.08	206.03	18.45
3	178.6	0.32	205.72	27.12
4	190	0.15	204.31	14.31
5	171	0.57	204.54	33.54
6	167.15	0.39	202.24	35.09
7	171,6	0.13	201.21	29.61
8	157,64	0.37	200.44	42.8
9	159,44	0.13	199.48	40.04
10	156,09	0.05	200.20	44.11
11	133,75	0.57	139.19	5.44
12	130,78	0.12	138.52	7.74
R2	135.95	80.98	135.95	-
13	132,85	0.42	135.84	2.99
14	116,76	0.22	134.55	17.79
15	116,96	0.96	132.06	15.10
16	83.45	0.6	135.37	51.92
17	83.45	0.07	134.81	51.36

<b>18</b>	77.84	0.25	135.22	57.38
<b>19</b>	77.2	0.05	135	57.8
<b>20</b>	77.51	0.12	134.5	56.99
<b>21</b>	103,1	0.84	125.65	22.55
<b>22</b>	92.41	0.57	132.24	39.83

Le débit négatif dans les tableaux représente le débit sortant du réservoir vers le réseau.

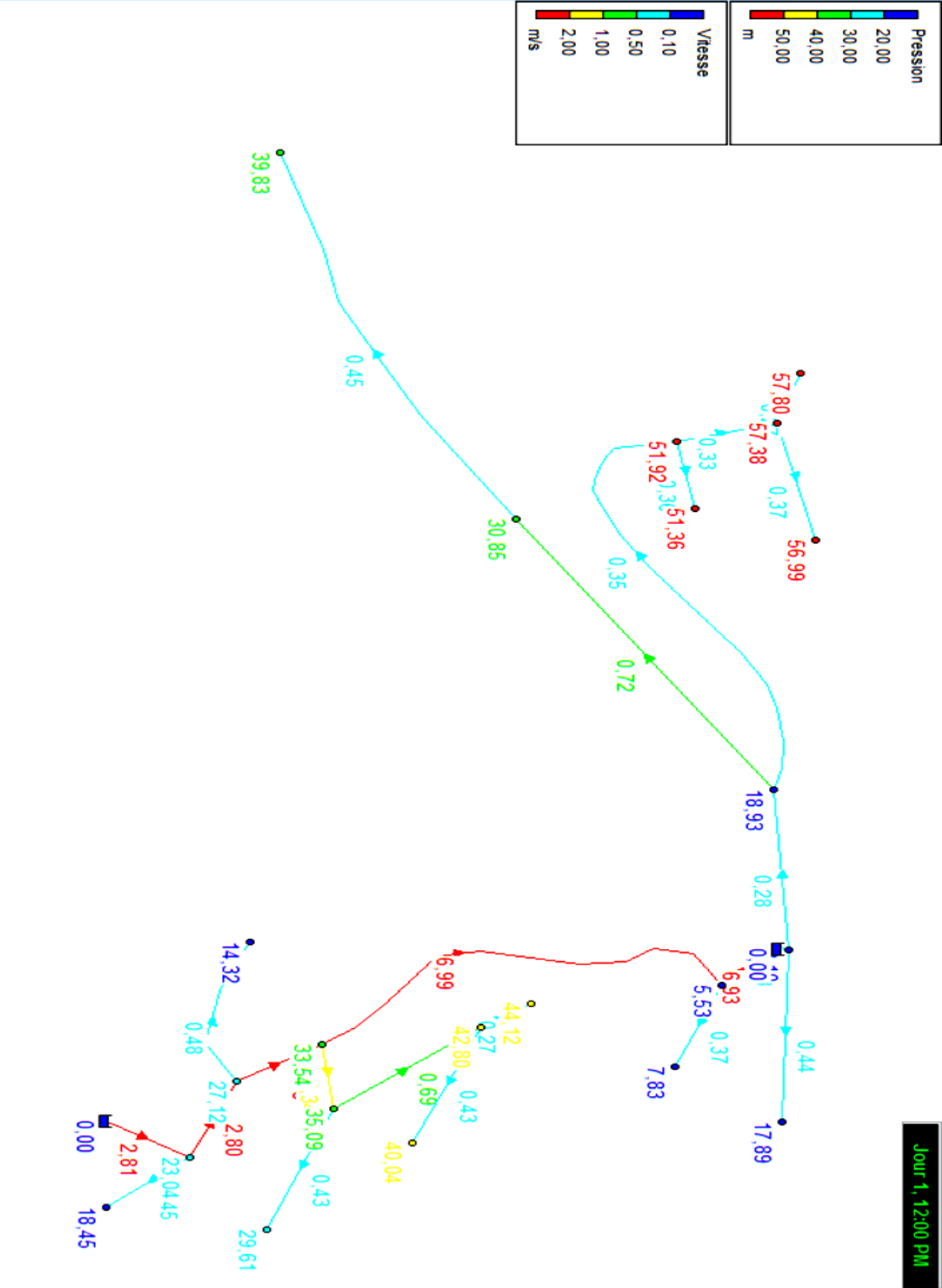
**Tableau III-6 : Etat des conduites en cas de pointe**

<b>Tronçons</b>	<b>Longueur [m]</b>	<b>Diamètre [mm]</b>	<b>Vitesse [m/s]</b>	<b>Pertes de charge Unitaires (m/km)</b>
<b>R1 1</b>	32.45	200	2.81	35.48
<b>1 2</b>	33,06	20	0.45	28.7
<b>1 3</b>	35,61	200	2.8	35.28
<b>3 4</b>	61,61	20	0.48	22.83
<b>3 5</b>	33,72	200	2.78	34.91
<b>5 6</b>	27,32	32	1.34	84.24
<b>5 11</b>	171,38	125	6.99	380.81
<b>6 7</b>	56,04	20	0.43	18.40
<b>6 8</b>	75,04	32	0.69	24.03
<b>8 9</b>	52	20	0.43	18.40
<b>8 10</b>	20,2	20	0.27	11.43
<b>11 12</b>	46,49	20	0.37	14.43
<b>11 R2</b>	8,89	125	6.93	374.79
<b>R2 13</b>	0.1	125	0.33	1.12
<b>13 14</b>	87.93	25	0.44	14.73
<b>13 15</b>	68.89	125	0.28	0.81
<b>15 16</b>	180.97	63	0.35	2.87
<b>15 21</b>	132.72	125	0.72	24.64
<b>16 17</b>	29.43	20	0.36	19.14
<b>16 18</b>	32.38	40	0.33	4.73
<b>18 19</b>	19.49	20	0.27	11.43
<b>18 20</b>	50.12	20	0.37	14.43
<b>21 22</b>	206.43	125	0.45	11.31

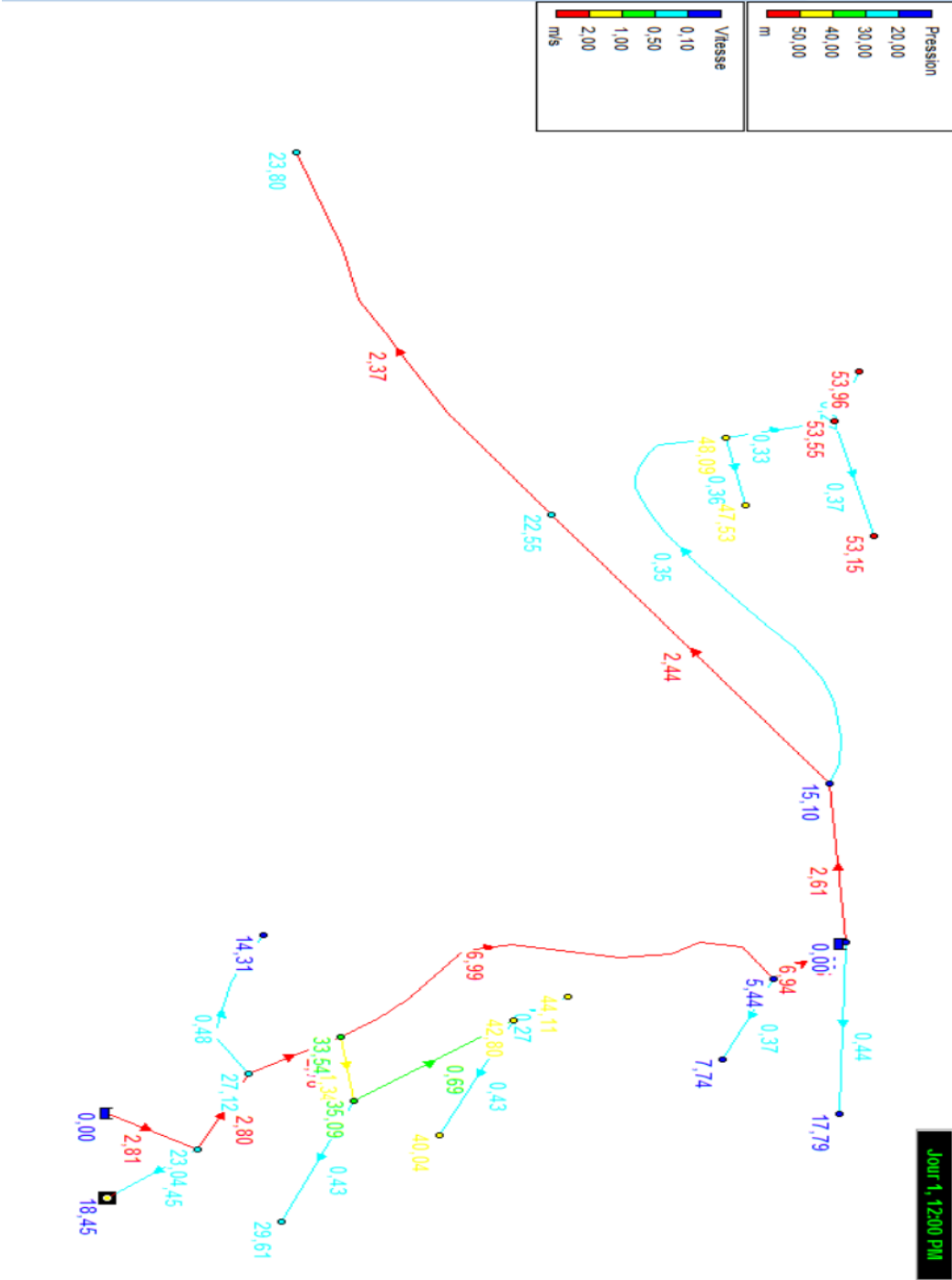
**Tableau III-7** : Etat des conduites en cas de pointe+incendie

Tronçons	Longueur [m]	Diamètre [mm]	Vitesse [m/s]	Pertes de charge Unitaires(m/km)
<b>R1 1</b>	32,45	200	2.81	35.53
<b>1 2</b>	33,06	20	0.45	28.70
<b>1 3</b>	35,61	200	2.80	35.33
<b>3 4</b>	61,61	20	0.48	22.83
<b>3 5</b>	33,72	200	2.78	34.96
<b>5 6</b>	27,32	32	1.34	84.24
<b>5 11</b>	171,38	125	6.99	381.34
<b>6 7</b>	56,04	20	0.43	18.40
<b>6 8</b>	75,04	32	0.69	24.03
<b>8 9</b>	52	20	0.43	18.4
<b>8 10</b>	20,2	20	0.27	11.43
<b>11 12</b>	46,49	20	0.37	14.43
<b>11 R2</b>	8,89	125	6.94	375.31
<b>R2 13</b>	0.1	125	2.66	57.11
<b>13 14</b>	87.93	25	0.44	14.73
<b>13 15</b>	68.89	125	2.61	54.36
<b>15 16</b>	180.97	63	0.35	2.87
<b>15 21</b>	132.72	125	2.44	48.31
<b>16 17</b>	29.43	20	0.36	19.14
<b>16 18</b>	32.38	40	0.33	4.73
<b>18 19</b>	19.49	20	0.27	11.43
<b>18 20</b>	50.12	20	0.37	14.43
<b>21 22</b>	206.43	125	2.37	45.71

La figure III-1 et la figure III-2 représentent le comportement et les valeurs de vitesse et pression du réseau en cas de pointe et en cas de pointe plus incendie.



**La figure III -3** : le comportement et les valeurs de vitesse et pression du réseau en cas de pointe



**La figure III -4 :** le comportement et les valeurs de vitesse et pression du réseau en cas de pointe+incendie.

### III.8. Canalisations et accessoires du réseau :

Nous avons choisi le PEHD dans notre cas pour les avantages qui offre de diamètre qui varie entre 20 mm et 200 mm, les accessoires utilisés dans le réseau sont :

- **Robinets vannes :** c'est un accessoire d'isolement de tronçon pour réparation lors d'un disfonctionnement au niveau du réseau. On les trouve au niveau de chaque nœud.
- **Ventouses :** Ce sont des appareils de dégazage mis en place aux points hauts de la canalisation, ils servent à évacuer l'air occlus. Par exemple dans notre cas on la place au niveau du nœud 15.18
- **Robinets de vidange :** permettent la vidange des conduites pour réparation ou maintenance, et sont placés au point le plus bas du réseau dans des regards en maçonnerie. Pour notre cas ce robinet est placé au niveau du nœud 3,6,8
- **Bouches ou poteau d'incendie :** Ils sont conçus de façon à assurer un débit de 17 l/s et une pression d'1 bar, espacés de 50 à 200 m.
- **Réducteur de pression :** Cet appareil réduit la pression de l'eau qui le traverse, et permet d'obtenir à sa sortie une valeur réglée et constante. Installé à l'entrée du réseau d'eau (pour un pavillon comme pour un appartement) il protège toute l'installation des problèmes dus à un excès de pression : bruits dans les canalisations, coups de bélier...[3].Par exemple dans notre cas on les place aux nœuds 18, 19, 20
- **Les téés :** accessoires de raccordement entre 3 conduites de mêmes diamètres ou différents

- **Les coudes :** accessoires utiles pour les 2 types de réseaux maillé ou ramifié utilisés dans le cas de changement de directions ou même variation de diamètre.
- **Les compteurs :** servent à contrôler la consommation car le réseau de distribution nécessite l'emplacement d'un appareil de mesure de débit.
- **Surpresseurs :** Compresseur ou pompe utilisés pour augmenter la pression de l'eau comme dans le cas de certains nœuds de notre réseau par exemple au nœud 12

### III.9 Conclusion :

Dans ce chapitre on a dimensionné le réseau de distribution et à l'aide du logiciel Epanet on a pu choisir les diamètres adéquats au réseau pour des valeurs de vitesse et pression acceptable. et afin d'assurer un bon fonctionnement de notre réseau les accessoires doivent être placés soigneusement par des agents qualifiés afin d'assurer la longévité du réseau.



Chapitre 4:  
Etude des réservoirs.

### IV.1. Introduction :

Les réservoirs constituent un élément essentiel dans notre étude. Dans ce chapitre, nous visons à déterminer le volume nécessaire du réservoir d'alimentation en eau potable afin d'évaluer la capacité du réservoir existant de 75m<sup>3</sup> pour assurer un bon fonctionnement du réseau.

### IV.2. Rôles des réservoirs :

Les rôles des réservoirs (Dupont, 1977) :

- Régulation du fonctionnement de la station de pompage;
- Simplification de l'exploitation;
- Garantie de pressions nécessaires en tout point du réseau;
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution;
- Maintien de l'eau à une température constante et préservation contre toute contamination;
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée;
- Jouer le rôle de relais.

### IV.3. Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat, c'est pour cela qu'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 peut le placer à un niveau inférieur à celui de 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. [4]

Pour notre cas le réservoir alimente le village par gravité.

### IV.4. Capacité du réservoir :

La méthode analytique permet la détermination de la capacité totale du réservoir. Elle se base à la fois sur le régime de consommation tout au long de la journée et le temps de fonctionnement de la pompe.

Dans notre cas le temps de fonctionnement de la pompe est de 20h/24 pendant cette période, les pompes doivent assurer le débit maximum journalier.

**Tableau IV-1 : Calcul de la capacité du réservoir**

heure	consommation d'eau en %	refoulement	stockage	distribution	Volume du réservoir
0--1	1.00	0	-	1	8,5
1--2	1.00	0	-	1	7,5
2--3	1.00	0	-	1	6,5
3--4	1.00	0	-	1	5,5
4--5	2.00	5	3	-	8,5
5--6	3.00	5	2	-	10,5
6--7	5.00	5	0	0	10,5
7--8	6.50	5	-	1,5	9
8--9	6.50	5	-	1,5	7,5
9--10	5.50	5	-	0,5	7
10--11	4.50	5	0,5	-	7,5
11--12	5.50	5	-	0,5	7
12--13	7.00	5	-	2	5
13--14	7.00	5	-	2	3
14--15	5.50	5	-	0,5	2,5
15--16	4.50	5	0,5	-	3
16--17	5.00	5	0	0	3
17--18	6.50	5	-	1,5	1,5
18--19	6.50	5	-	1,5	0
19--20	5.00	5	0	0	0
20--21	4.50	5	0,5	-	0,5
21--22	3.00	5	2	-	2,5
22--23	2.00	5	3	-	5,5
23--24	1	5	4	-	9,5

**IV.5. Dimensionnement du réservoir :**

**IV.5.1 Volume du reservoir:**

La capacité du réservoir est calculée par la méthode analytique qui consiste à déterminer pour chaque heure de la journée le résidu dans le réservoir :

$$V_r = \frac{a \times Q_{max,j}}{100} \dots\dots\dots (IV-1)$$

Avec :

- **V<sub>r</sub>**: volume résiduel (m<sup>3</sup>)
- **a** : fraction horaire du débit maximum journalier (%) ;
- **Q<sub>maxj</sub>**: La consommation maximale journalière (m<sup>3</sup>/j).

Le volume résiduel sera :

$$V_r = \frac{10.5 \times 217.75}{100} = 22.86m^3$$

Avec :

$$Q_{maxj}=217.75 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$a=10.5$$

Et le volume total sera :

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

..... (IV-2)

Avec :

- **V<sub>inc</sub>** : volume d'incendie estimé à 120 m<sup>3</sup>.

$$V_T = 22.86 + 120$$

$$V_T = 142.86 \text{ m}^3$$

On prend : **V<sub>T</sub>=150m<sup>3</sup>**

**IV.5.2 Section du réservoir :**

$$V=S.H$$

..... (IV-3)

Où :

V : volume total du reservoir;

H : Hauteur d'eau dans le reservoir. H=(3 ÷ 6)m

Dans notre cas on prend : H=3m

$$\text{On aura : } S=150/3$$

$$S= 50m^2$$

**IV.5.3 Diamètre du réservoir:**

on a

$$S = \frac{\pi D^2}{4}$$

..... (IV-4)

D'où  $D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$  .

$$D = \sqrt{\frac{4 * 150}{\pi}} = 7.98m.$$

**D=8 m**

**IV.5.4 Hauteur de la réserve d'incendie :**

$$H_{inc} = \frac{V_{INC}}{S}$$

..... (IV-5)

$$H_{inc} = \frac{120}{50} = 2.4$$

**H<sub>inc</sub> = 2.4m**

- **Tableau récapitulatif des resultats trouvés :**

**Tableau IV-2:** valeurs de dimensionnement

Type	Capacité (m3)	Diamètre de la cuve (m)	Hauteur d'eau (m)	Section de la cuve (m <sup>2</sup> )	Hauteur de la réserve d'incendie (m)
Semi enterré	150	8	3	50	2.4

Notre choix s'est orienté vers le réservoir semi-enterré pour les avantages qu'il présente :

- Il s'adapte aux terrains accidentés ;
- Frais de construction économiques ;
- Etude simplifiée ;
- Etanchéité plus facile à réaliser.

#### **IV.6. Comparaison entre le volume calculé et le volume existant :**

Le volume du réservoir existant est de 75m<sup>3</sup>, alors que celui que nous avons calculé est estimé à 150m<sup>3</sup>. La capacité existante est donc insuffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération. Une projection d'un autre réservoir s'impose, celui-ci aura donc la capacité calculée qui est de 150m<sup>3</sup> et pourra subvenir aux besoins des habitants à long terme. Le réservoir à projeter régler aussi le problème de pressions suscité dans le chapitre 2.

#### **IV.7. Equipements du réservoir :**

##### **IV.7.1 Conduite d'arrivée :**

L'arrivée dans le réservoir de la conduite de refoulement doit se faire par le bas et du côté opposé de la conduite de départ

Le réservoir est muni de robinet à flotteur qui sert à remplir le réservoir. [5]

##### **IV.7.2 Conduite de distribution :**

Pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée .

La conduite de distribution est munie à son origine d'une crépine constituée d'un corps cylindrique terminé par un collet, d'une bride de serrage et de ses boulons.

La crépine se place à 0.15m au dessus du fond du réservoir afin que les dépôts ne puissent pénétrer dans la conduite . [5]

**IV.7.3 Conduite de décharge ou de vidange :**

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier, afin de pouvoir évacuer les dépôts.

Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations, il est nécessaire de pouvoir le vidanger, au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Cette conduite peut utilement comporter un siphon servant de garde d'eau, pour éviter les émanations gazeuses désagréables en provenance de l'égout. [5]

**IV.7.4 Conduite de trop-plein :**

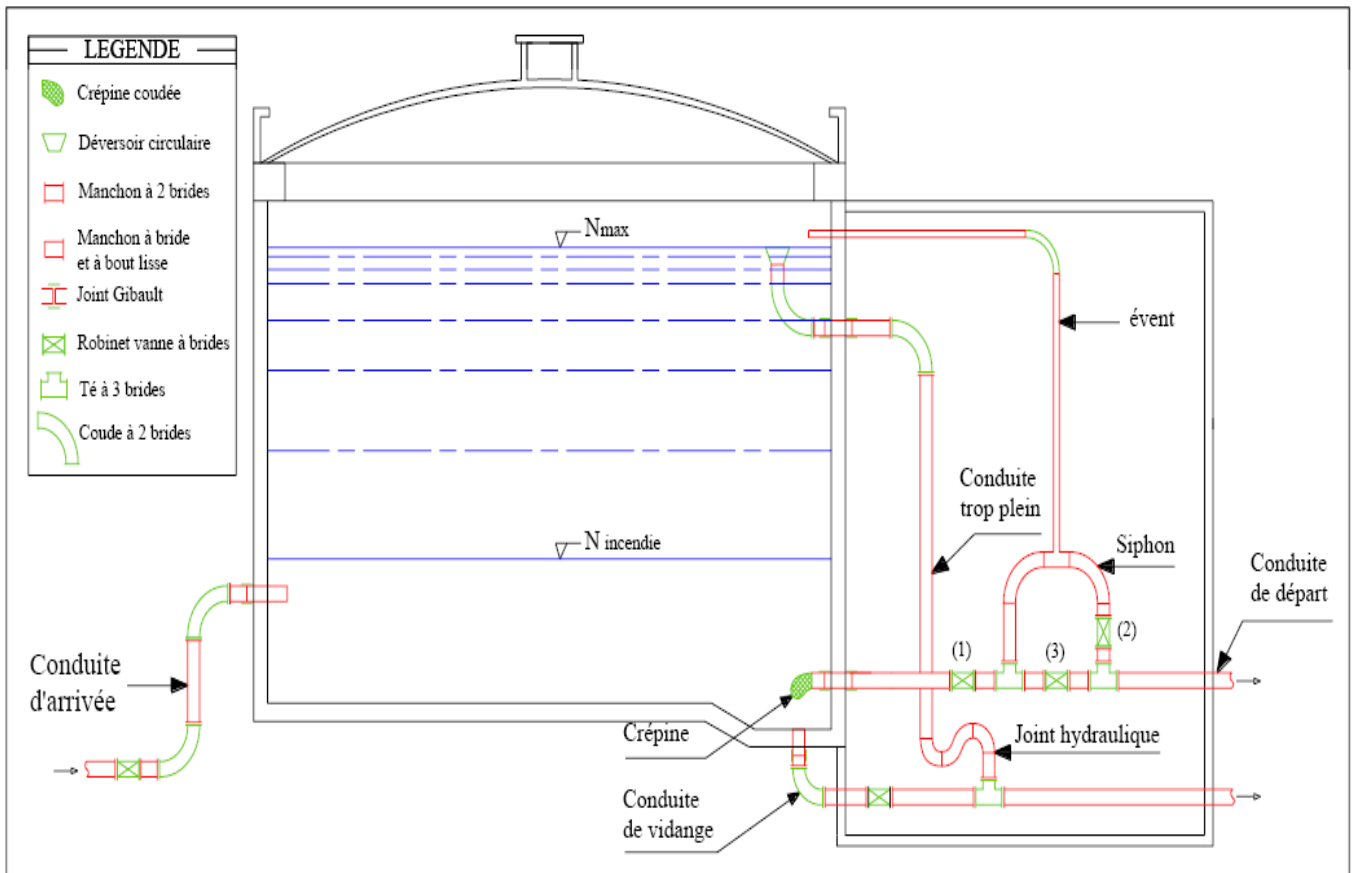
Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas. [4]

**IV.7.5 By-pass :**

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien. [4]

**IV.7.6 Système de matérialisation d'incendie : [4]**

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint.



**FigureIV-1** Coupe transversale d'un reservoir semi enterré.

**IV.8 Conclusion :**

Ce chapitre nous a permis de verifier la capacité du réervoir existant et de savoir s'il est nécessaire d'implanter un nouveau réservoir .Après calcul on déduit que notre zone d'étude nécessite un autre ouvrage de stockage d'eau potable qui sera alimenté à partir du réservoir existant par gravité.



## Chapitre 5 :

Etude de l'adduction et du pompage.

## **V.1 Introduction :**

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Cet acheminement peut se faire soit par pompage, soit gravitairement soit mixte. Le but de ce chapitre est de faire une étude technico-économique afin de combler le déficit en eau du village en question.

## **V.2. Types d'adductions :**

Les adductions peuvent être classées en trois groupes selon leur fonctionnement :

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

### **V.2.1. Adduction gravitaire**

C'est une adduction où l'écoulement se fait en gravitaire. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. [4]

### **V.2.2. Adduction par refoulement**

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. [4]

### **V.2.3. Adduction mixte**

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon. [4]

### V.3. Choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs :

- Tracé le profil en long aussi régulier que possible que la topographie le permet ;
- Choisir le chemin le plus court ;
- Eviter les contres pentes pour éviter la cavitation qui provoque l'éclatement de la conduite ;
- Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des matériaux.

Dans notre cas on opte pour une adduction par refoulement.

### V.4.Choix du matériau :

- **Fonte :**

La fonte est un matériau caractérisé par une bonne résistance, elle n'est pas sensible à la corrosion mais les tuyaux en fonte sont lourds et chers et ne conviennent pas trop aux terrains accidentés.



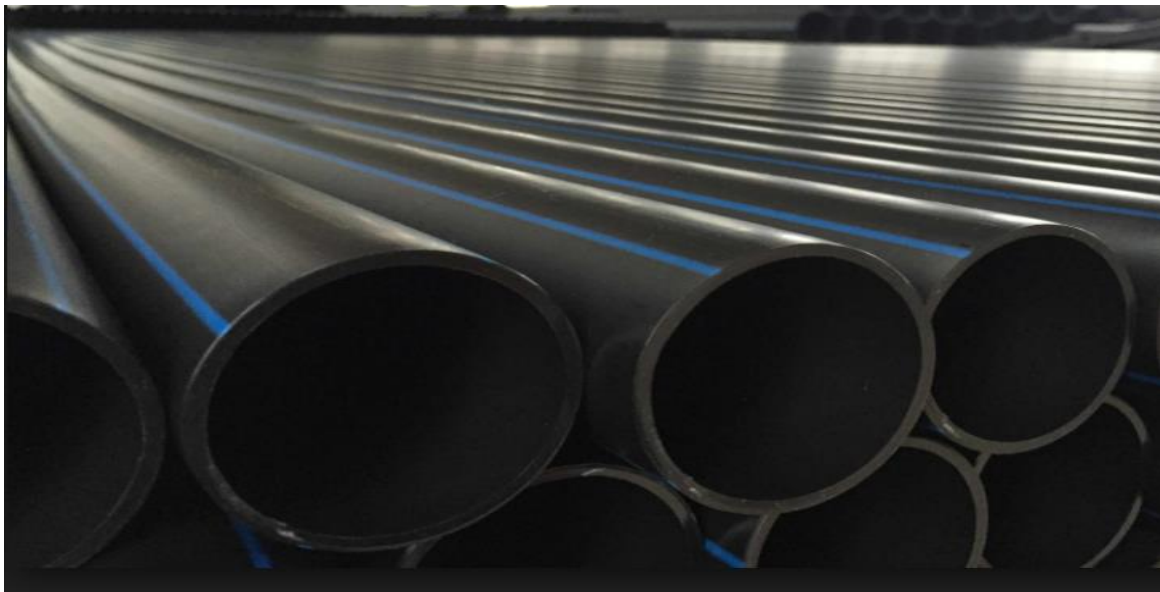
**Figure V-1 :** Conduites en fonte.(source google image)

- **Acier** : L'acier est un matériau qui peut supporter des pressions importantes, il présente une bonne étanchéité et il est plus léger que les tuyaux en fonte mais il est très sensible à la corrosion surtout lorsque le sol est agressif.



**Figure V-2** : Conduites en acier. (source google image)

- **PEHD** : Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, caractérisé par sa souplesse, sa durée de vie élevée et sa possibilité de raccordement. Il est facile à transporter et présente un bon rapport qualité prix mais nécessite une grande technicité pour la jonction.



**Figure V-3** : Conduites en PEHD(source google image)

**V.5 Calcul hydraulique :**

**V.5.1 Détermination du diamètre économique**

Il existe plusieurs formules pour le calcul du diamètre économique, Pour ce fait on utilise la formule des facteurs économique :

$$D_{ec} = E^{1/(\alpha+m)} \cdot Q_i^{(\beta+1)/(\alpha+m)} \dots\dots\dots(V-1)$$

Avec :

- **Q** : débit en m<sup>3</sup>/s ;
- **α** : coefficient tenant compte du lien : investissement-diamètre ;
- **β** : Exposant tenant compte le régime d'écoulement ;
- **m**: Exposant tenant compte du type du matériau ;
- **E** : un facteur économique.

$$E = 10 * M * \Gamma * \gamma \dots\dots\dots(V-2)$$

- **Γ** : prix du KWH d'énergie en (DA) ;
- **M** : Facteur tenant compte de matériaux de la canalisation :  
M=0.13 →(voir ANNEXE V-1)
- **γ** : coefficient de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station de pompage :

$$\gamma = \frac{1}{K_0 * K_j * K_h} \dots\dots\dots(V-3)$$

Avec :

- **K<sub>0</sub>** : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau =1.03 à 1.04 ;
- **K<sub>j</sub>** : coefficient de variation journalière de la consommation ;
- **K<sub>h</sub>** : Coefficient de variation horaire de la consommation.

Dans notre cas on a :

K<sub>j</sub>= 1.3 ;  
K<sub>h</sub>=2.45. (D'après le chapitre II)

Et on prend :  $K_0 = 1.04$

D'où : 
$$\gamma = \frac{1}{1.04 \cdot 1.3 \cdot 2.45} = 0.3$$

Sachant que le prix d'énergie (d'après SONELGAZ) est de :

- 06H à 17H :  $\sigma = 1.34 \text{ DA/KWh}$
- 17H à 21H :  $\sigma = 6.06 \text{ DA/KWh}$
- 21H à 06H :  $\sigma = 0.74 \text{ DA/KWh}$

Alors : 
$$\Gamma = (11 \cdot 1.34 + 4 \cdot 6.06 + 5 \cdot 0.74) / 20 = 2.134$$

Donc : 
$$E = 10 \cdot 0.13 \cdot 2.134 \cdot 0.3$$
  

$$E = 0.83$$

Pour notre cas on prend :  $\alpha = 1.95$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 4.772$  ;

→ (Voir ANNEXE V-2 et ANNEXE V-3)

D'où :

$$D_{ec} = 0.83^{0.149} \cdot (3.02 \cdot 10^{-3})^{0.446} = 0.073 = 73 \text{ mm}$$

Nous prenons un diamètre extérieur normalisé  $D_N = 75 \text{ mm}$  pour du PEHD PN 10 et un diamètre intérieur de 63.8mm.

La vitesse d'écoulement sera donc :

$$V = \frac{4 \times Q_{pom}}{\pi \times D_{Ninter}^2} \dots\dots\dots (V-4)$$

$$V = \frac{4 \times 0.00302}{3.14 \times 0.0638^2} = 0.95 \text{ m/s}$$

**Tableau V-1** : Vitesse du diamètre économique normalisé.

$Q_{pom}(m^3/s)$	$D_N(mm)$	$V(m/s)$
0.00302	75	0.95

**V.5.2 Calcul des pertes de charge linéaires**

Les pertes de charge linéaires  $\Delta H_l$  dépendent du :

- **K'** : Coefficient de perte de charge; ( pour la valeur numérique → voir ANNEXE V-2
- **D** : Diamètre de la conduite [m];
- **Q** : Débit refoulé en [m<sup>3</sup>/s]; Q=0.00302m<sup>3</sup>/s
- **L** : La longueur du tronçon en [m]. L=683.63 m

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H_l = \frac{K' \times L \times Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots(V-5)$$

- **β** : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- **m**:Exposant tenant compte du type du matériau ;

**V.5.3. Calcul des pertes de charges singulières :**

Les pertes de charge singulières sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires:

$$\Delta H_s = 15\% \times \Delta H_L \dots\dots\dots(V-6)$$

Avec :

- **ΔH<sub>s</sub>**:Pertes de charge singulières [m] ;
- **ΔH<sub>L</sub>**:Pertes de charge linéaires [m].

**V.5.4. Calcul des pertes de charges totales :**

Les pertes de charges totales représentent la somme des pertes de charges singulières et linéaires :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s \dots\dots\dots(V-7)$$

$$\Delta H_T = 1.15 \times \Delta H_L$$

Nous allons choisir une pompe adéquate qui pourra assurer le débit nécessaire ainsi que la pression. Pour cela nous procédons au Calcul de la hauteur manométrique totale.

La hauteur manométrique totale de la pompe est calculée comme suit :

$$HMT = H_g + \sum \Delta H \dots\dots\dots(V-8)$$

$$HMT = H_g + \Delta H_{asp} + \Delta H_T$$

Avec :

- $\Delta H_{asp}$ : Pertes de charges à l'aspiration = 0.5 m ;
- $H_g$ : Hauteur géométrique qui est la différence entre le niveau du trop plein du réservoir d'alimentation existant et la cote de la station de pompage;

$$H_g = C_{TP} - C_{Sp} \dots\dots\dots(V-9)$$

Avec :

- $C_{TP}$ : Cote du trop-plein du réservoir ;
- $C_{Sp}$ : Cote de la station de pompage.

$$H_g = 208.13 - 82 = 126.13m$$

**V.5.5 Puissance absorbée par la pompe**

La puissance en KW se calcule comme suit :

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta} \dots\dots\dots(V-10)$$

Avec :

- $\rho$  : Masse volumique de l'eau qui est de 1000 kg/m<sup>3</sup> ;
- $\eta$  : Rendement de la pompe qui est de 70%.

**V.5.6 Energie consommée annuelle :**

L'énergie consommée en une année se calcule ainsi :

$$E = P \times T \times 365 \dots\dots\dots(V-11)$$



Avec :

- **T** : nombre d'heures de pompage qui est de 20h.

Pour remplir les valeurs du tableau suivant on utilise l'ANNEXE V.1

**Tableau V-2** :Tableau récapitulatif des résultats.

$D_{N_{ext}}$ [mm]	$D_{N_{int}}$ [mm]	Vitesse [m/s]	$\Delta H_l$ [m]	$\Delta H_s$ [m]	$\Delta H_T$ [m]	HMT [mce]	P[w]	E[kwh]
63	53.6	1.34	7.61	1.14	8.75	135.38	5729.71	41826.883
75	63.8	0.95	3.31	0.5	3.81	130.44	5520.63	40300.599
90	79.2	0.61	1.18	0.18	1.36	127.99	5416.94	39543.662

**V.5.7 - Les frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_e = E \times e \dots\dots\dots(V-12)$$

Avec :

- **e**: Prix du kwh qui est e=2.134 DA/KWh(déjà calculé);
- **E**: énergie de consommation KWh / an.

**V.5.8. Frais d'annuité :**

Nous supposons que le coût de la conduite de refoulement sera sur une période de 30 ans, ou taux d'actualisation de 8% c'est-à-dire :

$$A = \frac{i}{(i + 1)^{30} - 1} \dots\dots\dots(V-13)$$

Avec :

- **i** : taux d'annuité = 8% (adopté en Algérie) ;
- **n** : nombre d'année d'amortissement qui es de 30ans.

D'où : A= 0.09.

**V.5.9. Frais d'amortissement :**

$$F_a = L \times \text{prix conduite} \times A \dots\dots\dots (V-14)$$

Avec : **Prix conduite** : Prix du mètre linéaire de la conduite de refoulement [Da].

**V.5.10. Le bilan (prix total) :**

$$F_t = F_e + F_a \dots\dots\dots (V-15)$$

**Tableau V-3** : Bilan total avec différents diamètres.

<b>D<sub>N</sub><sub>ext</sub>[mm]</b>	<b>D<sub>N</sub><sub>int</sub>[mm]</b>	<b>E[kwh]</b>	<b>F<sub>e</sub>[DA]</b>	<b>Longueur [m]</b>	<b>prix unitaire[DA]</b>	<b>F<sub>a</sub>[DA]</b>	<b>Bilan total</b>
63	53.6	41826883	89258.568	683.63	245.34	15094.96	104353.46
75	63.8	40300599	86001.478	683.63	351.59	21632.17	107633.64
90	79.2	39543662	84386.174	683.63	420.14	25849.83	110236.004

Nous avons trouvé que le diamètre économique est de 90 mm mais le diamètre technico-économique est de 75 mm qui vérifie les vitesses et les frais sont moins importants que celui du 63mm.

### V.6.Choix du nombre de pompe :

Les critères de choix de pompes se résument comme suit :

- Meilleur rendement ;
- Vitesse de rotation élevée (tr/min) ;
- Nombre minimal de pompes ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH requis) minimale.

Dans notre projet la station de pompage doit refouler un débit de 10,87 m<sup>3</sup>/h, nous avons donc utilisé le logiciel caprari et le site KSB pour avoir les différents types de pompes qui répondent aux critères demandés.

**Tableau V-4** : Les différentes variantes de pompes.

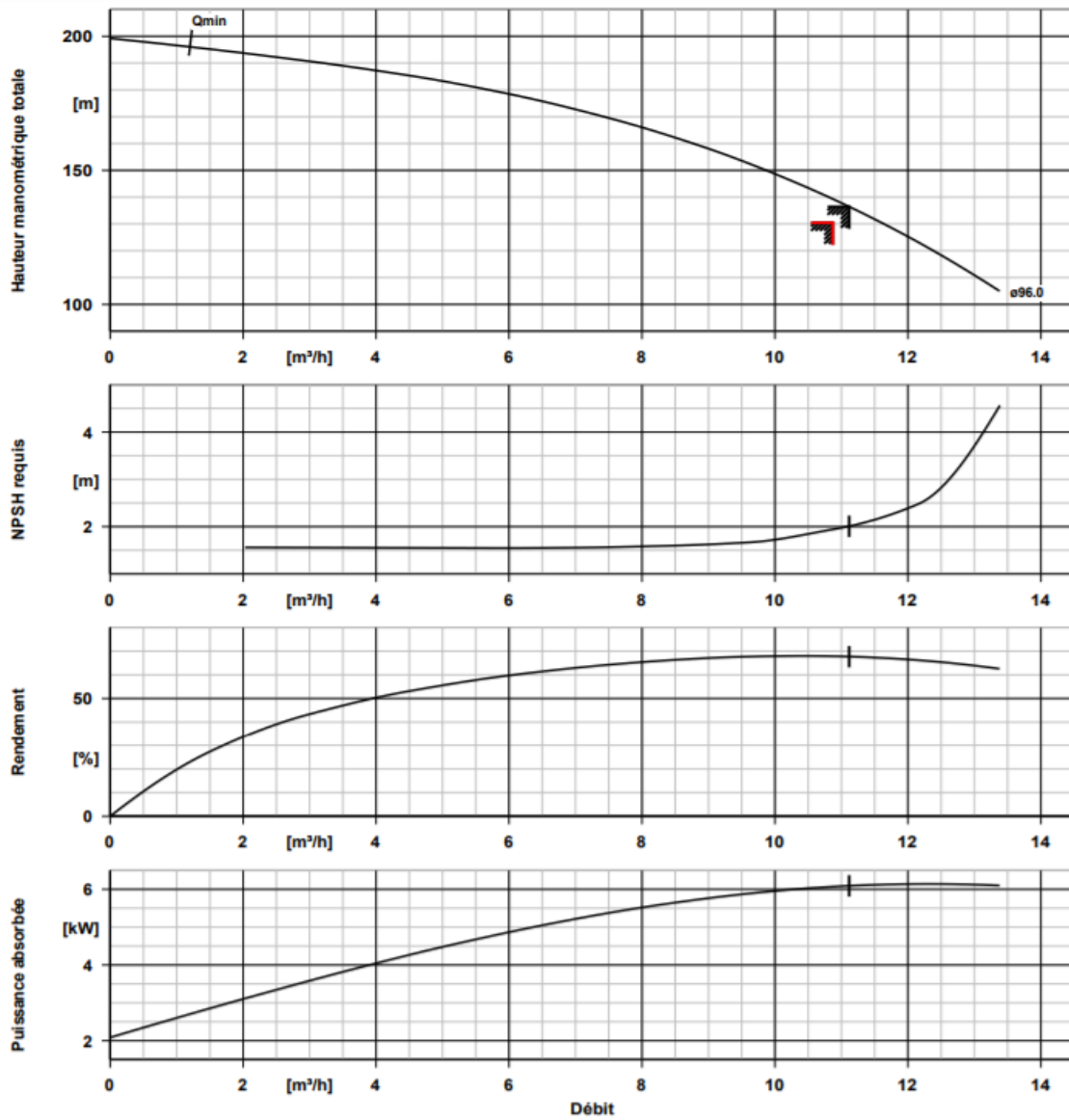
n	Q <sub>applé</sub> (l/s)	Type de pompe	N [tr/min]	Rendement [%]	Puissance (KWH)	NPSH	Q <sub>p</sub> l/s	Hp
1	3.02	HVU25 /4A+20	2900	67.5	10.5	1.89	5.22	139
2	3.02	HVU50 /3A+40	2900	32.8	14.3	2.29	3.31	147
1	3.02	HMU40-2 /6 <sup>E</sup>	2900	67.5	10.7	1.98	5.3	139
<b>1</b>	<b>3.02</b>	<b>MovitecVF010/17- B1D13ESD5VW</b>	<b>2947</b>	<b>67.7</b>	<b>6.09</b>	<b>2.02</b>	<b>3.08</b>	<b>136.46</b>
3	3.02	ETN 065-040-315 GGSAA11GD4022 02B	2956	20	19.27	2.91	3.02	130.43

Nous optons donc une seule pompe de type **MovitecVF010/17-B1D13ESD5VW** qui satisfait les besoins du village Cheraioua.

**V.7.Courbes caractéristiques de la pompe :**

Les courbes caractéristiques [H-Q] , [P<sub>abs</sub> - Q] , [η- Q] , [(NPSH)<sub>r</sub> - Q] sont représentées

Ci-dessous :



**Figure V-4 :** Courbes caractéristiques de la pompe

(Source : KSB)

**V.8.Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :**

La caractéristique d'une conduite est la courbe Hc qui représente les variations de pertes de charge en fonction du débit pour un diamètre et une longueur donnés. La courbe est exprimée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad \dots\dots\dots (V-16)$$

Avec :

- **Q** : Débit refoulé(m<sup>3</sup>/s) ;
- **Hc** : courbe caractéristique de la conduite ;
- **Hg** : Hauteur géométrique (m) ;(Déjà calculé)
- **R** : Résistance de la conduite (s<sup>2</sup>.m<sup>-5</sup>) exprimée comme suit :

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad \dots\dots\dots (V-17)$$

Avec :

- **λ =0.013** : Coefficient de perte de charge calculé par la formule de Nikuradsé :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \varepsilon / D)^{-2} \quad \dots\dots\dots (V-18)$$

- **Hp** : Courbe caractéristique de la pompe.

Le tableau suivant regroupe les caractéristiques et calculs effectués.

**Tableau V-5 : Caractéristiques de la conduite et de la pompe**

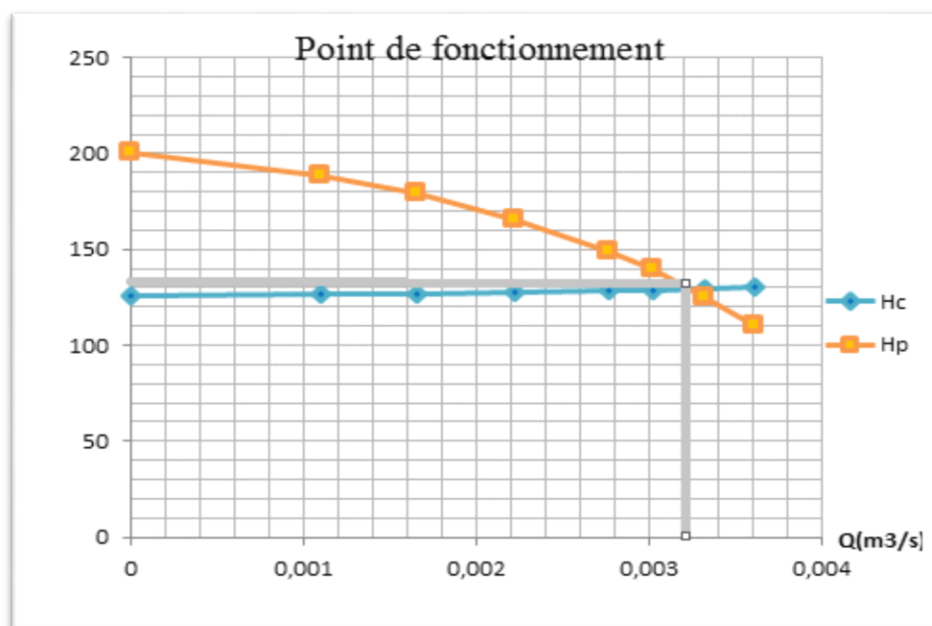
Q(m3/s)	Hg (m)	L <sub>ref</sub> (m)	D <sub>ec</sub> (m)	Hc (m)	Hp (m)
0	126,13	683,63	0,075	126,13	200
0,00111	126,13	683,63	0,075	126,51165	188
0,00166	126,13	683,63	0,075	126,983564	179,7
0,00222	126,13	683,63	0,075	127,656602	165,3
0,00277	126,13	683,63	0,075	128,506727	149
0,00302	126,13	683,63	0,075	128,955099	140
0,00333	126,13	683,63	0,075	129,564854	125,1
0,00361	126,13	683,63	0,075	130,166772	110

### V.9.Point de fonctionnement des pompes :

L'intersection de la courbe caractéristique totale de la conduite avec celle de la pompe choisie représente le point de fonctionnement de la pompe c'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit  $Q$  à une hauteur  $H$  lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal.

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Cette condition n'est généralement pas satisfaite, c'est pour cela qu'on est obligé d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe dans le but de l'adapter à des conditions de marche données. [11] A cet effet, plusieurs solutions sont à envisager :

- Le vannage modification de la vitesse de rotation ;
- Modification du temps de pompage ;
- Rognage, la réduction du diamètre de la roue, pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée.



**FigureV-5** : Détermination du point de fonctionnement de la pompe.

$Q_{appelé} = 0,00302 \text{ m}^3/\text{s} < Q_{pf} = 0,00325 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_{appelé} = 130,44 \text{ m} < H_{pf} = 130,5 \text{ m}$

**V.10. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données**

[11] :

Afin de corriger l'écart existant entre la demande et les caractéristiques disponibles de débit et charge nous procédons par les modes de réglage suivants. [11]

**V.10.1. Débit disponible (point de fonctionnement) > Débit appelé :**

Si le débit pompé est supérieur à la demande, nous corrigeons cet excès par un des modes de réglage suivants :

- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement. [11]

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{\text{ap,van}}^{\text{inst}} = \eta_{\text{av,van}}^{\text{inst}} * \frac{H_{\text{app}}}{H_{\text{app}} + h_v} \dots\dots\dots(\text{V-19})$$

Avec :

- $\eta_{\text{ap,van}}^{\text{inst}}$  : Rendement de l'installation après vannage ;
- $\eta_{\text{av,van}}^{\text{inst}}$  : Rendement de l'installation avant vannage ;
- $H_{\text{app}}$  : hauteur manométrique appelée ;
- $h_v$  : différence entre la hauteur  $H'_c$  et la hauteur appelée.

$$h_v = H'_c - H_{\text{app}} \dots\dots\dots(\text{V-20})$$

- $H'_c$  : Hauteur correspondante à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe  $H=f(Q)$ . [11]

**Application numérique :**

$$H'_c = 140 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_v = 9.56 \text{ m.}$$

$$\eta_{\text{av,van}}^{\text{inst}} = 67.7 \%$$

$$\eta_{ap,van}^{inst} = 67.7 * \frac{130.44}{130.44+9.56} \Rightarrow \eta_{ap,van}^{inst} = 63.07\%$$

➤ **Rognage** : c'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé. [11]

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \dots\dots\dots (V-21)$$

Avec :

- **Q<sub>pf</sub>**: débit correspondant au point de fonctionnement ;
- **D** : diamètre extérieur de la roue avant le rognage ;
- **d**: diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm). [11]

**Rendement de rognage :**

$$R = (1-m) * 100 \dots\dots\dots (V-22)$$

- **R** : rendement de rognage (%) ;
- **m**: coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \dots\dots\dots (V-23)$$

**Remarque :**  
Si le rendement de rognage est inférieur à **15%** alors le rognage est efficace.



**Application numérique**

Le diamètre de la roue après le rognage, sera :

$$d = 96 * \sqrt{\frac{10.87}{11.7}} \Rightarrow d = 92.53\text{mm}$$

Le coefficient de rognage est :

$$m = \sqrt{\frac{10.87}{11.7}} \Rightarrow m = 0.96$$

Le rendement de rognage est :  $R = (1-0.96) * 100 \Rightarrow R\% = 4\% < 15\%$

$\Rightarrow$  Le rognage est une solution efficace.

Le rendement après rognage est : 63.7%.

- **Diminution du temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \dots\dots\dots (V-24)$$

Avec :

- **t** : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- **t'** : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- **Q<sub>pf</sub>** : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m<sup>3</sup>/h). [11]

**Application numérique**

Le nouveau temps de pompage sera :  $t' = \frac{10.87}{11.7} * 20 \Rightarrow t' = 18.58h$ .

Le rendement correspondant au débit  $Q_{Pf} = 11.7 \text{ m}^3/h$  est 67.7 %

**V.10.2. Débit disponible < Débit appelé :**

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Changement de type de pompe.**  
(Ce n'est pas notre cas) [11]

**Récapitulatif**

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$$

**Tableau V-6** : Calcul des prix d'énergie pour les différents modes de réglage.

Mode de réglage	Rendement (%)	Puissance (KW)	Prix d'énergie (DA)
Par vannage	63.07	6.13	95494.37
Par diminution du temps de pompage	67.7	5.7	84355.95
Par rognage	63.7	6.06	94403.89

D'après le tableau le mode qui semble le plus adéquat est le réglage par diminution du temps de pompage, car il nous assure un meilleur rendement, une puissance minimale et un prix énergétique minimal.

### **V.11. Conclusion**

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de dimensionner la conduite de refoulement reliant la station de pompage située à Boushel au réservoir existant, cette conduite pourra satisfaire les besoins en eau potable du village Cheraioua.

Abase des données recueillies nous avons effectué un choix de pompe qui va assurer un bon fonctionnement du transfert.

Chapitre 6 :

Protection de l'adduction contre le  
coup de bélier.

### **VI.1. Introduction :**

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

Cette variation de pressions peut être importante. Elle se traduit souvent par un bruit caractéristique, qui peut entraîner la rupture de la conduite dans les grandes installations, du fait de la quantité d'eau en mouvement. Ce problème peut être résolu avec la mise en place d'un antibélier. [6]

### **VI.2. Les causes du coup de bélier :**

Ce phénomène oscillatoire est la conséquence de diverses causes :

- Modification de la vitesse d'une pompe ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier ;
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- Démarrage ou arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes électro pompes ;
- Variation d'un plan d'eau.

### **VI .3Les conséquences du coup de bélier [4] :**

**VI .3.1 Cas de fortes pressions :** si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible PMA de la conduite il peut y avoir :

- Fissuration de conduites ;
- Dislocation des joints.

**VI .3.2 Cas de pressions négatives :** apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. si la pression devient inférieure à -10m.c. e il y'aura :

- Implosion de la conduite ;
- Aspiration des joints ;
- Décollement de l'enduit interne de protection.

### VI.3.3 Fatigue de la conduite

L'alternance des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquant la fatigue pour le matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

## VI.4. Les différentes phases du coup de bélier : [7]

### Phase 1

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 2

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

$\frac{2L}{a}$  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.

### Phase 3

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 4

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

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  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  $\frac{4L}{a}$ .

## VI.5 Les moyens de protection contre le coup de bélier :[7]

Les appareils anti bélier ont pour effet :

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

Les appareils les plus utilisés sont :

### VI.5.1 Réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

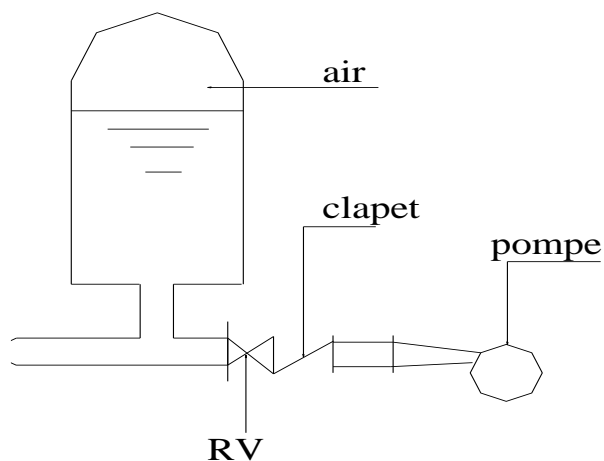


Figure VI-1 :Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier.

**VI .5.2 Cheminée 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 que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes. Cet ouvrage n'est plus utilisé dans le domaine d'AEP.

**VI .5.3 Soupape de décharge :**

Cet appareil fait intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libre, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée. Cet appareil est utilisé le plus souvent pour les réseaux d'irrigation.

**VI.5.4. Volant d'inertie :**

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant 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. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

**Remarque**

Dans notre projet, nous proposons le réservoir d'air. Comme moyen de protection de notre système,



## VI.6. Dimensionnement du réservoir d'air :

Étape du calcul simplifié d'un réservoir d'air par la méthode de Vibert :

C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air en suivant les étapes ci-dessous :

### VI.6.1. Calcul des surpressions et dépressions

Nous calculons dans cette partie la valeur maximale des surpressions et dépressions au niveau de la conduite d'adduction et cela avec les formules suivantes :

- **Pour la surpression**

$$H_s = H_g + H_{max} \dots\dots\dots(VI-1)$$

- $H_s$  : la surpression maximale (m)
- $H_g$  : Hauteur géométrique [m] entre la cote du trop plein du réservoir et celle de la station de pompage
- $H_{max}$  : Valeur positive du coup de bélier[m].

- **Pour la dépression**

$$H_d = H_g - H_{max} \dots\dots\dots(VI-2)$$

- $H_d$  : La dépression maximale [m];
- $H_{max}$  : Valeur négative du coup de bélier (m)

**VI .6. 2.Calcul de la valeur du coup de bélier :**

$$H_{max} = \mp \frac{cV_0}{g} \dots\dots\dots(VI-3)$$

- $V_0$  :Vitesse d'écoulement en régime normal [m/s] ;
- $g$  : la pesanteur [9.81 m<sup>2</sup>/s] ;
- $c$  : célérité d'onde(m/s).

**VI .6. 3. Calcul de la célérité d'onde :**

$$c = \frac{\left(\frac{k}{\rho}\right)^{0.5}}{\left(1 + \frac{k \times D}{E \times e}\right)^{0.5}} \dots\dots\dots(VI -4)$$

- $K$  : Coefficient d'élasticité de l'eau avec  $K = 2,07 \times 10^3$  Mpa;
- $\rho$  : Masse volumique de l'eau avec  $\rho = 1000$  kg / m<sup>3</sup> ;
- $E$ : Module de Young du matériau de la conduite : $E_m = 1.2 \times 10^3$  Mpa pour le PEHD ;
- $e$ : Epaisseur de la conduite avec  $e = 5.6$  mm ;
- $D$  : Diamètre de refoulement avec  $D = 63.8$  mm ;

AN :

$$c = \frac{\left(\frac{2.07 \times 10^9}{1000}\right)^{0.5}}{\left(1 + \frac{2.07 \times 10^3 \times 63.8}{1.2 \times 10^3 \times 5.6}\right)^{0.5}} = 317.18 \text{ m/s.}$$

$$c = 317.18 \text{ m/s}$$

**VI .6. 4.Calcul de la vitesse d'écoulement :**

$$V_0 = \frac{4Q}{\pi D^2} \dots\dots\dots(VI-5)$$

Avec :

- **Q** : débit refoulé [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] ;
- **D** : Diamètre de refoulement [m].

D'où la valeur de la hauteur maximale du coup de bélier :

$$H_{max} = \mp 30.72 \text{ m}$$

**D'où :**

**La valeur de surpression est de :**

$$H_s = 126.13 + 30.72 = 156.85 \text{ m}$$

**La valeur de dépression est de :**

$$H_d = 126.13 - 30.72 = 95.41 \text{ m}$$

Donc :

$$\text{Pour : } H_g = 126.13 \text{ m ;}$$

$$H_{max} = \mp 30.72 \text{ m}$$

Nous obtenons :  $H_s = 156.85 \text{ m}$

$$H_d = 95.41 \text{ m}$$

**VI .6. 5.La charge maximale absolue :**

$$Z_{max} = 156.85 + 10 = 166.85 \text{ m}$$

**VI .6. 6.La charge statique absolue :**

$$Z_0 = H_g + 10 = 136.13 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = \frac{0.945^2}{2 \times 9.81} = 0.05 \text{ m}$$

Alors :

$$\frac{h_0}{Z_0} = 3.67 \times 10^{-4}$$

$$\frac{Z_{max}}{Z_0} = 1.225$$

A partir de l'abaque de VIBERT (en ANNEXE VI.1) nous tirons :

$$\frac{U_0}{LS} = 1.9 \times 10^{-2}$$

$$\frac{Z_{min}}{Z_0} = 0.825$$

Nous obtiendrons donc :

$$U_0 = 1.4 \times 10^{-2} \times L \times S = 1.9 \times 10^{-2} \times 683.63 \times 4.42 \times 10^{-3} = 0.05741 \text{ m}^3$$

$$U_0 = 57.41 \text{ litres d'air}$$

Et puisque  $U_0 Z_0 = U_{max} Z_{min}$

$$\Rightarrow U_{max} = U_0 \times \left( \frac{Z_0}{Z_{min}} \right) = \frac{57.41}{0.819} = 69.58 \text{ litres d'air}$$

Après normalisation nous avons trouvé : un réservoir de 100 litres d'air.

### VI.7 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons pu déterminer le volume d'air nécessaire afin de vaincre le phénomène du coup de bélier et protéger les conduites contre ce régime transitoire. Il est donc prévu d'installer un réservoir d'air à la sortie de la station de pompage.

Chapitre 7 :  
Organisation de chantier et  
management de projet.

## VII.1 Introduction :

Afin d'achever les travaux dans les meilleures conditions et les plus brefs délais, il faut se baser sur l'organisation des moyens nécessaires à la réalisation.

L'objectif du présent chapitre repose sur l'estimation des volumes de travaux en vue de déterminer la durée de réalisation et le devis du projet en question.

## VII.2 La pose de canalisations :

Les conduites en PEHD se prêtent parfaitement à la pose en tranchées, leur mise en œuvre est facile grâce à leur légèreté. Leur performance et durée de vie dépendent de la qualité des matériaux utilisés à la pose.

La pose de canalisations s'effectue en respectant les recommandations suivantes :

- Elimination des grosses pierres environnantes aux cotes de la tranchée pour éviter leurs chutes sur les canalisations posées ;
- Confection d'un lit de sable d'une épaisseur de 10 cm ;
- Nivelier soigneusement le fond pour éviter les contres pentes ;
- Déposer les conduites au fond des tranchées et vérifier leur alignement.

## VII.3 Organisation de chantier :

Les travaux d'AEP subissent les étapes suivantes :

### VII.3.1 Réalisation du tracé des tranchées sur le terrain :

Implantation de jalons sur l'axe de la tranchée séparés par des distances fixes afin de bien déterminer les extrémités.

### VII.3.2 Nivellement de la plateforme de pose :

Le nivellement du sol consiste à égaliser la surface du terrain, en la rendant plane et horizontale, c'est-à-dire ramener tous les points à la même altitude.

### VII.3.3 Décapage de la couche de terre végétale :

C'est l'étape qui vient juste avant l'excavation. Le décapage de terre végétale se fait sur de faibles profondeurs à l'aide d'un bulldozer ou angledozer, le volume de la couche à décapier est calculé par la formule suivante :

$$V_{cv} = L. b. e$$

.....(VII.1)

Avec :

- $V_{cv}$ : volume de la terre décapée en (m<sup>3</sup>)
- $L$  : longueur totale des tranchées en (m),
- $b$ : largeur de la couche végétale en (m),
- $e$ : épaisseur de la couche en (m),  $e = 10$  cm

### VII 3.4 Excavation des tranchées :

La profondeur minimale de la terre à excaver atteint 1m afin d'assurer la protection des conduites contre le gel, permettre à l'eau de garder sa fraîcheur surtout lorsqu'il fait chaud et aussi ne pas gêner le travail de terre. Pour ce fait on utilise une pelle mécanique.



Figure IX.1 pelle mécanique ( Source elliotclub)

La largeur de la tranchée doit être réalisée de façon à ce qu'elle soit suffisante pour que l'ouvrier puisse faire sa tâche sans gêne.

Cette opération nécessite la détermination de ces 2 paramètres :

#### VII.3.4.1 La profondeur de la tranchée $H_{tr}$ :

Ce paramètre se calcule par :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \dots\dots\dots(VII.2)$$

Avec :

- **Htr** : profondeur de la tranchée (m) ;
- **D** : diamètre de la conduite (m)
- **h** : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite elle est entre 80 et 120cm ;
- **h1** : épaisseur du lit de pose , elle est d'environ **h1 = 0,2 m** ;

Pour notre cas on prend **h=1** pour tous les tronçons.

**VII.3.4.2 Largeur de la tranchée :**

La largeur se calcule en fonction du diamètre de la conduite en laissant de chaque côté un espace de 30cm exprimée par la formule suivante :

$$\boxed{b = D + 0,6} \dots\dots\dots (VII.3)$$

Avec :

- **b** : largeur de la tranchée (m)
- **D** : diamètre de la conduite (m)

**Tableau VII.1** : calcul de la profondeur et la largeur de tranchée.

Tronçons	Diamètre [mn]	Htr	b
<b>R1 1</b>	0,2	1,4	0,8
<b>1 2</b>	0,02	1,22	0,62
<b>1 3</b>	0,2	1,4	0,8
<b>3 4</b>	0,02	1,22	0,62
<b>3 5</b>	0,2	1,4	0,8
<b>5 6</b>	0,032	1,232	0,632
<b>5 11</b>	0,125	1,325	0,725
<b>6 7</b>	0,02	1,22	0,62
<b>6 8</b>	0,032	1,232	0,632
<b>8 9</b>	0,02	1,22	0,62
<b>8 10</b>	0,02	1,22	0,62
<b>11 12</b>	0,02	1,22	0,62



<b>11 13</b>	0,125	1,325	0,725
<b>13 14</b>	0,025	1,225	0,625
<b>13 15</b>	0,125	1,325	0,725
<b>15 16</b>	0,063	1,263	0,663
<b>15 21</b>	0,125	1,325	0,725
<b>16 17</b>	0,02	1,22	0,62
<b>16 18</b>	0,04	1,24	0,64
<b>18 19</b>	0,02	1,22	0,62
<b>18 20</b>	0,02	1,22	0,62
<b>21 22</b>	0,125	1,325	0,725
<b>SP R1</b>	0,075	1,275	0,675

**On prend** :H<sub>tr</sub>=1.5m ; b=1m pour tous les tronçons.

**VII.3.4.3 Choix du coefficient de talus :**

C'est un coefficient défini en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

**TableauVII.2** : Choix du coefficient du talus

sols	Profondeur de la tranchée	
	Jusqu'à 1.5m	Jusqu'à 3m
sable	m=0.5	m=1
Limon sableux	m=0.25	m=0.67
Limon argileux	m=0	m=0.5

**Source** : Thèse ETUDE D'ADDUCTION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE MENACEUR A PARTIR DE SIDI AMAR (W.TIPAZA) (Belkalem Sofiane)

Pour notre cas, on prend m=0 car le sol est limoneux argileux et que les profondeurs ne dépassent 1.5m.

**VII.3.4.4 Section de la tranchée :**

Les sections des tranchées ont une forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$S_{tr} = H_{tr} * b + m * H_{tr}^2 \dots\dots\dots (VII.4)$$

Avec :

- **Htr** : profondeur totale de la tranchée (m).
- **b** : largeur du fond de la tranchée (m).
- **m** : coefficient du talus.

**Tableau VII.3** : Calcul de la section de la tranchée.

tronçon	Htr (m)	B (m)	Str (m <sup>2</sup> )
R1 1	1.5	1	1.5
1 2	1.5	1	1.5
1 3	1.5	1	1.5
3 4	1.5	1	1.5
3 5	1.5	1	1.5
5 6	1.5	1	1.5
5 11	1.5	1	1.5
6 7	1.5	1	1.5
6 8	1.5	1	1.5
8 9	1.5	1	1.5
8 10	1.5	1	1.5
11 12	1.5	1	1.5
11 13	1.5	1	1.5
13 14	1.5	1	1.5
13 15	1.5	1	1.5
15 16	1.5	1	1.5
15 21	1.5	1	1.5
16 17	1.5	1	1.5
16 18	1.5	1	1.5
18 19	1.5	1	1.5
18 20	1,5	1	1,5
21 22	1,5	1	1,5
SP R1	1,5	1	1,5

**VII.3.4.5 Volumes d’excavation :**

On les calcule comme suit:

$$VD = S_{tr} \cdot L = (b \cdot H_{tr}) \cdot L \dots\dots\dots (VII.5)$$

Avec:

- **VD:** Volume du déblai (m<sup>3</sup>).
- **S<sub>tr</sub>:** Section de la tranchée (m<sup>2</sup>).
- **L :** Longueur de la tranchée (m).

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.4:** Calcul du volume d'excavation.

Tronçon	L (m)	S <sub>tr</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>deblais</sub> (m <sup>3</sup> )	V <sub>décapage</sub> (m <sup>3</sup> )
<b>R1 1</b>	32,45	1,5	48,675	3,245
<b>1 2</b>	33,06	1,5	49,59	3,306
<b>1 3</b>	35,61	1,5	53,415	3,561
<b>3 4</b>	61,61	1,5	92,415	6,161
<b>3 5</b>	33,72	1,5	50,58	3,372
<b>5 6</b>	27,32	1,5	40,98	2,732
<b>5 11</b>	171,38	1,5	257,07	17,138
<b>6 7</b>	56,04	1,5	84,06	5,604
<b>6 8</b>	75,04	1,5	112,56	7,504
<b>8 9</b>	52	1,5	78	5,2
<b>8 10</b>	20,2	1,5	30,3	2,02
<b>11 12</b>	46,49	1,5	69,735	4,649
<b>11 R2</b>	8,89	1,5	13,335	0,889
<b>R2 13</b>	0,1	1,5	0,15	0,01
<b>13 14</b>	87,93	1,5	131,895	8,793
<b>13 15</b>	68,89	1,5	103,335	6,889
<b>15 16</b>	180,97	1,5	271,455	18,097
<b>15 21</b>	132,72	1,5	199,08	13,272
<b>16 17</b>	29,43	1,5	44,145	2,943
<b>16 18</b>	32,38	1,5	48,57	3,238
<b>18 19</b>	19,49	1,5	29,235	1,949
<b>18 20</b>	50,12	1,5	75,18	5,012
<b>21 22</b>	206,43	1,5	309,645	20,643

Le volume des déblais est de : **2193,405m<sup>3</sup>**

Le volume du décapage est de : **146,227m<sup>3</sup>**

le volume total est : **2339,632m<sup>3</sup>**

**VII.3.4.5.1 Capacité du godet :**

La capacité du godet d'une pelle est déterminée à partir du volume de terrassement selon le tableau ci-dessous :

**Tableau VII.5:** Capacité du godet

Volume de terrassement (m3)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
Capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Le volume de terrassement est inférieur à 10000 m<sup>3</sup>, le godet a donc une capacité de **0.252m<sup>3</sup>**.

**VII.3.4.5.2 le rendement de la pelle :**

Le rendement de notre pelle est calculé par :

$$R_p = \frac{3600 * q * K_R * K_t}{T_c * K_f} \text{ (m}^3\text{/h)} \dots\dots\dots\text{(VII.6)}$$

Avec :

- **q** : capacité du gobet 0.252 m3.
- **K<sub>R</sub>** : coefficient de remplissage du godet, **K<sub>R</sub>**= 0,8 -0,9 on prend **K<sub>R</sub>**= 0,9.
- **K<sub>t</sub>** : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur : varie entre (0,7- 0,9), on prend **K<sub>t</sub>**= 0,8.
- **K<sub>f</sub>** : coefficient de foisonnement du sol **K<sub>f</sub>** = 1,25.
- **T<sub>c</sub>** : Durée d'un cycle de remplissage du godet T<sub>c</sub>= (15-30) s, on prend T<sub>c</sub> = 20 s.

AN :

**R<sub>p</sub>=26.13 m3/h**

Si le travail de l'engin est estimé à 8 heures par jour, son rendement sera :**R<sub>p</sub>=209.02m3/j.**

**VII.3.5 Calcul des volumes des remblais :**

Le volume des remblais est calculé par la relation suivante :

$$V_R = S_R * L \dots\dots\dots (VII.7)$$

Avec :

$$S_R = S_D - S_C - S_{ls} \dots\dots\dots (VII.8)$$

- **S<sub>D</sub>** : Surface du déblai (m<sup>2</sup>).
- **S<sub>C</sub>** : Section de la conduite (m<sup>2</sup>).
- **S<sub>ls</sub>** : Section du lit de sable (m<sup>2</sup>).

**Tableau VII.6:** Calcul du volume de remblais.

tronçon	Diamètre(m)	L (m)	SD (m2)	Sc (m2)	Sls (m2)	Sr (m2)	Vr (m3)
R1 1	0,2	32,45	1,5	0,0314	0,2	1,269	41,17
1 2	0,02	33,06	1,5	0,0003	0,2	1,300	42,97
1 3	0,2	35,61	1,5	0,0314	0,2	1,269	45,17
3 4	0,02	61,61	1,5	0,0003	0,2	1,300	80,07
3 5	0,2	33,72	1,5	0,0314	0,2	1,269	42,78
5 6	0,032	27,32	1,5	0,0008	0,2	1,299	35,49
5 11	0,125	171,38	1,5	0,0123	0,2	1,288	220,69
6 7	0,02	56,04	1,5	0,0003	0,2	1,300	72,83
6 8	0,032	75,04	1,5	0,0008	0,2	1,299	97,49
8 9	0,02	52	1,5	0,0003	0,2	1,300	67,58
8 10	0,02	20,2	1,5	0,0003	0,2	1,300	26,25
11 12	0,02	46,49	1,5	0,0003	0,2	1,300	60,42
11 R2	0,125	8,89	1,5	0,0123	0,2	1,288	11,45

<b>R2 13</b>	0,025	0,1	1,5	0,0005	0,2	1,300	0,13
<b>13 14</b>	0,125	87,93	1,5	0,0123	0,2	1,288	113,23
<b>13 15</b>	0,063	68,89	1,5	0,0031	0,2	1,297	89,34
<b>15 16</b>	0,125	180,97	1,5	0,0123	0,2	1,288	233,04
<b>15 21</b>	0,02	132,72	1,5	0,0003	0,2	1,300	172,49
<b>16 17</b>	0,04	29,43	1,5	0,0013	0,2	1,299	38,22
<b>16 18</b>	0,02	32,38	1,5	0,0003	0,2	1,300	42,08
<b>18 19</b>	0,02	19,49	1,5	0,0003	0,2	1,300	25,33
<b>18 20</b>	0,125	50,12	1,5	0,0123	0,2	1,288	64,54
<b>21 22</b>	0,075	206,43	1,5	0,0044	0,2	1,296	267,45
<b>TOTAL (m3)</b>							<b>1890,24</b>

### VII.3.5.1 Durée d'excavation :

En se basant sur le volume des terres à excaver et le rendement de l'engin choisi, le temps d'excavation est donné par la relation suivante :

$$T = \frac{V}{R_p} \dots\dots\dots (VII.9)$$

Avec :

- **V** : volume du sol à excaver.
- **Rp** : rendement journalier de l'engin

$$T = \frac{2339,632}{209.02} = 12 \text{ jours}$$

### VII.3.6. Le compactage :

C'est le tassement des sols par l'application de charges, pour effectuer cette opération, on utilise un compacteur à rouleau lisse.

### VII.4. Planning d'exécution des travaux :

Afin d'effectuer les différentes tâches du projet dans des délais impératifs, le diagramme de GANTT présente un planning avec des listes de tâches en colonnes et en abscisse l'échelle de temps.

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- La collecte des informations.
- La décomposition du projet.
- La définition des relations entre les tâches.
- Attribution des durées.
- Construction du diagramme.

#### VII.4.1. Planification des travaux

La réalisation du projet peut être composée des tâches suivantes :

- A. Décapage de la couche de terre végétale.
- B. Piquetage
- C. Exécution des tranchées et des fouilles.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Mise en place des canalisations en tranchée.
- F. Assemblage des tuyaux.
- G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- H. Remblai des tranchées.
- I. Travaux de finition.

**Tableau VII.7:** Détermination des délais de réalisation.

Opération	Tr (jour)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
<b>A</b>	30	0	30	0	30	0
<b>B</b>	10	30	40	30	40	0
<b>C</b>	40	40	80	40	80	0
<b>D</b>	20	80	100	95	115	15
<b>E</b>	35	80	115	80	115	0
<b>F</b>	15	80	95	100	115	20
<b>G</b>	10	80	90	105	115	25
<b>H</b>	10	115	125	115	125	0
<b>I</b>	25	125	150	125	150	0

- TR : temps de réalisation.
- MT : marge totale.
- DCP : date de commencement au plutôt.
- DFP : date de finition au plutôt.
- DCP : date de commencement au plus tard.
- DFPP : date de finition au plus tard

Le schéma suivant représente le réseau à nœud des opérations:

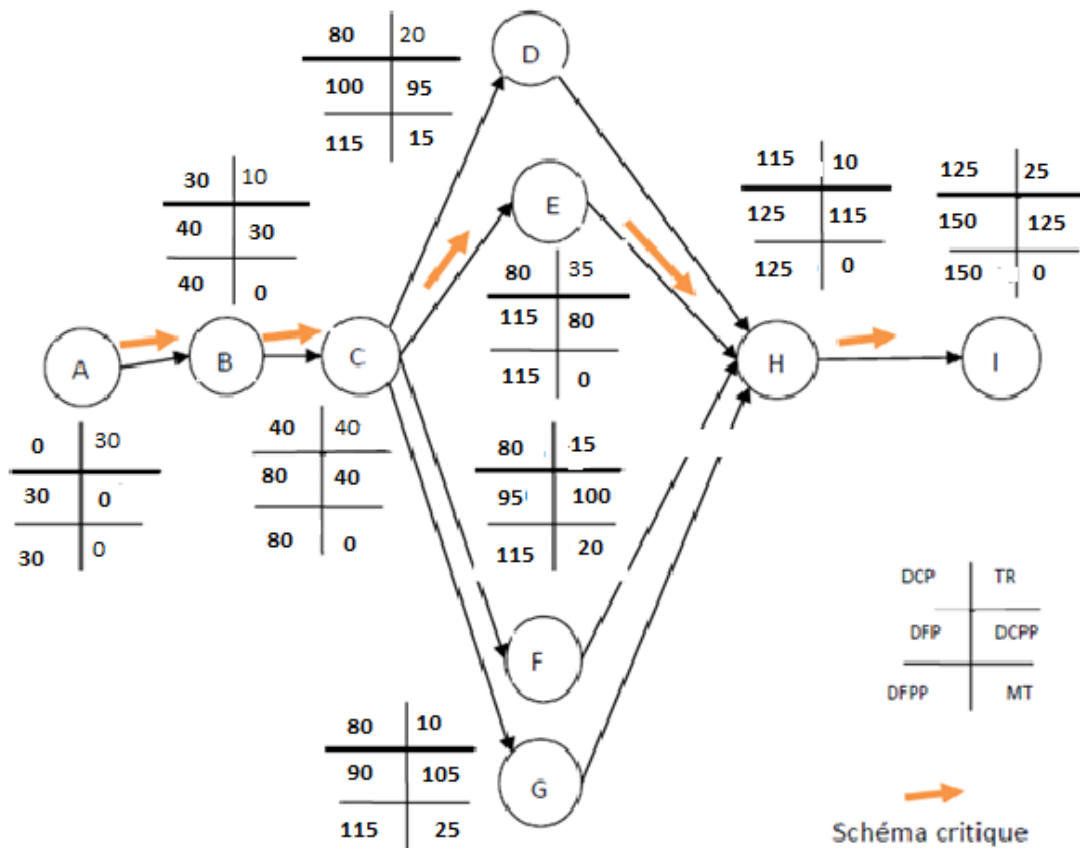


Figure IX-2 : Réseau à nœuds.

Le planning de ces opérations a été organisé comme suit selon le diagramme de GANTT :



**Tableau VII.8: Planning des travaux (Diagramme de GANTT).**

opérations	Durée (jours)							observations
	50	100	150	200	250	300	350	
Décapage	30							
Piquetage		10						
Exécution des tranchées		40						
lit de pose			20					
Mise en place des canalisations			35					
Assemblage des tuyaux			15					
essais d'étanchéité			10					
Remblai			10					
Travaux de finition			25					

Le chemin critique est A-B-C-E-H-I et  $\Sigma TR=150$  jours

**VII.5. Devis estimatif d'établissement du projet :**

**Tableau VII.9 :**Devis estimatif et quantitatif de la réalisation .

désignation	Unité	quantité	Prix unitaire da	Montant (DA)
1-Terrassement				
Décapage	m <sup>3</sup>	146,227	300	43868.1
Déblais	m <sup>3</sup>	2193,405	400	877362
Pose du lit de sable	m <sup>3</sup>	285.98	1100	314578
Remblais des tranchées	m <sup>3</sup>	1890,24	300	567072
Volume des déblais excédentaires	m <sup>3</sup>	851.52	200	170304
Sous total				1973184,1
2- Pose canalisation				
9 Conduite DN20 PEHD	ml	368.44	28.07	10342.11
Conduite DN25 PEHD	ml	102.36	38.28	3918.34
2 Conduite DN32 PEHD	ml	87.93	55.48	4878.36
Conduite DN40 PEHD	ml	32.38	94.1	3046.958
Conduite DN63 PEHD	ml	180.97	209.68	37945.79
Conduite DN75PEHD	ml	683.63	300.5	205430.82
5Conduite DN125 PEHD	ml	588.31	680.13	400127.28
3 Conduite DN200 PEHD	ml	101.78	1650.84	168022.5
Sous total				833712,158
Réservoir 150 m3	-	1	-	5400000

Pour trouver le volume excédentaire nous avons utilisé la formule suivante :

$$V_{ex} = V_f - V_r \dots\dots\dots(VII.10)$$

Avec :

- **V<sub>f</sub>**: Volume du sol foisonné [m<sup>3</sup>] ;
- **V<sub>r</sub>**: Volume du remblai [m<sup>3</sup>] avec :

$$V_f = V_e \times k_f \dots\dots\dots(VII.11)$$

Avec :

- $k_f$ : Coefficient de foisonnement dépend de la nature du sol

**Tableau VII.10 : Récapitulatif des devis**

Nature des charges	Montant (DA)
Terrassement	1973184,1
Pose canalisation	833712,158
Réservoir	5400000
Total HT	8206896.26
TVA (19%)	1559310.29
Total TTC	9766206.55

### VII.6. Conclusion :

L'organisation du chantier est essentielle pour assurer à la fois un bon déroulement du projet et un meilleur rendement.

A partir des calculs établis, la durée du projet est estimée à 150 jours et son cout à 9766206.55 DA.

## Chapitre 8 :

Protection, hygiène et sécurité de  
travail.

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

La sécurité de travail est un enjeu primordial dans la vie professionnelle ; et l'une des conditions qui contribue de manière directe au développement. Mais elle peut aussi devenir une obligation dans certains cas.

L'objectif essentiel de la sécurité de travail est d'éviter au maximum possible les accidents dans les chantiers et les différents lieux de travail.

### **VIII.2. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :**

Les facteurs sont divers et se divisent principalement en 2 catégories :

#### **VIII.1.1. Facteurs humains :**

- Manque de contrôle et négligence
- Manque de maîtrise et responsables
- Conditions physiques inappropriées suite à la fatigue
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Les Faux raisonnements et les erreurs de jugement.

#### **VIII.1.2 Facteurs matériels :**

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux utilisés.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les différentes 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.)

### **VIII.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.
- Mauvaise disposition des lieux.

- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

#### **VIII.4. Liste des actions dangereuses :**

- Intervention sans précaution sur des machines en mouvement et des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
  - Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

#### **VIII.5. Mesures préventives : [8]**

##### **VIII.5.1 Protection collective :**

##### **-Engin de levage :**

La grue, pipelayers et d'autres engins par leurs précisions et possibilités de manutention variées constituent le poste de travail ou la sécurité n'admet pas moindre négligence alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnels compétents.
- Remblayer le plus rapidement possible les pentes de talus, des fouilles sur la voie, dès que l'ouvrage sorte de la terre.
- 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.

##### **- Equipement de mise en œuvre du béton :**

Pour cet équipement vu son rôle important, le responsable en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Orientation rationnelle de la bétonnière.

- Implantation précise de tous les équipements (silo, goulettes...etc.)
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.
- Application stricte des règlements de sécurité.
- **Appareillages électriques :**

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

#### **VIII.5.2. Autres protections :**

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sur route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chutes de personnes et d'engins).
  - Eliminer les surcharges en bordures des fouilles.
  - Les travailleurs œuvrant à la pioche ou à la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante.

#### **VIII.5.3. Protection individuelle :**

Les dispositifs de protection individuelle (casque, gant, chaussures, lunettes protectrices, etc.) sont indispensables pour la protection contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions.

#### **VIII.6. Les risques provenant de produits dangereux :**

Pour se prémunir des dangers d'émanations gazeuses (chlore, hydrogène,...) les installations seront fréquemment vérifiées. On prêtera une attention particulière aux caves, zones en contrebas ou peuvent s'accumuler des gaz particulièrement toxiques. On évitera ces risques en vérifiant ou mieux, en supprimant ces endroits chaque fois que cela est possible. En cas d'accident des équipements de protection individuelle sont mis à la disposition des agents chargés de l'intervention. Ceux-ci devront connaître l'utilisation de ces équipements.

#### **VIII.7. Conclusion :**

Pour faire de la prévention des accidents du travail, il est nécessaire d'analyser les différents facteurs de risques. Toutes les composantes du travail peuvent être à l'origine d'accidents. [9]

La sécurité des travailleurs reste avant tout, une obligation sans laquelle il ne peut y avoir de projet technique acceptable.

## CONCLUSION GENERALE :

Notre étude a englobé tous les points qui touchent à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable et son objectif était de dimensionner le système d'A.E.P. en se basant sur les points suivants :

- Examiner la zone d'étude et estimer les besoins en eau du village Cheraioua pour ensuite dimensionner le réseau de distribution en PEHD, au moyen du logiciel de simulation hydraulique EPANET.
- Après calcul nous avons décidé d'implanter un nouveau réservoir d'une capacité de 150m<sup>3</sup> qui alimentera une partie du village car l'autre est desservie par le réservoir existant de 75 m<sup>3</sup>.
- A l'aide du débit maximal journalier obtenu nous avons effectué un dimensionnement de l'adduction en refoulement qui alimente le village et s'étale sur un linéaire de 683.63m.
- Pour assurer une longévité et un bon fonctionnement, les conduites sont équipées de différents accessoires, nous avons aussi assuré à chacune, une pose adéquate sur le terrain.
- Enfin pour pouvoir se rapprocher au maximum, au bon déroulement du chantier nous avons essayé de proposer une chronologie d'exécution des tâches. Ainsi que les préventions à prendre pour pouvoir assurer la protection et la sécurité des ouvriers.



**ANNEXE II -1 :  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d'habitants**

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

**ANNEXE II -2 :  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitants**

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0.7

*Annexe II.3 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.*

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02

23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01
-------	------	------	-----	-----	----

**Tableau V-1** les valeurs de M

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Plastique	0.13

Source : B.SALAH « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1994

**ANNEXE V-2** : Coefficients K', m,  $\beta$  pour différents types du tuyau

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

Source : B.SALAH « Polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1994

**ANNEXE V-3** : Valeurs de  $\alpha$

Tuyau	$\alpha$
Acier	1.4
Fonte	1.6
Plastique	1.95

Source these: Alimentation en eau potable de la ville d'El Hamma (Moncef Khemmar)

ANNEXE VI.1: ABAQUE DE VIBERT

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ  
DES RÉSERVOIRS D'AIR

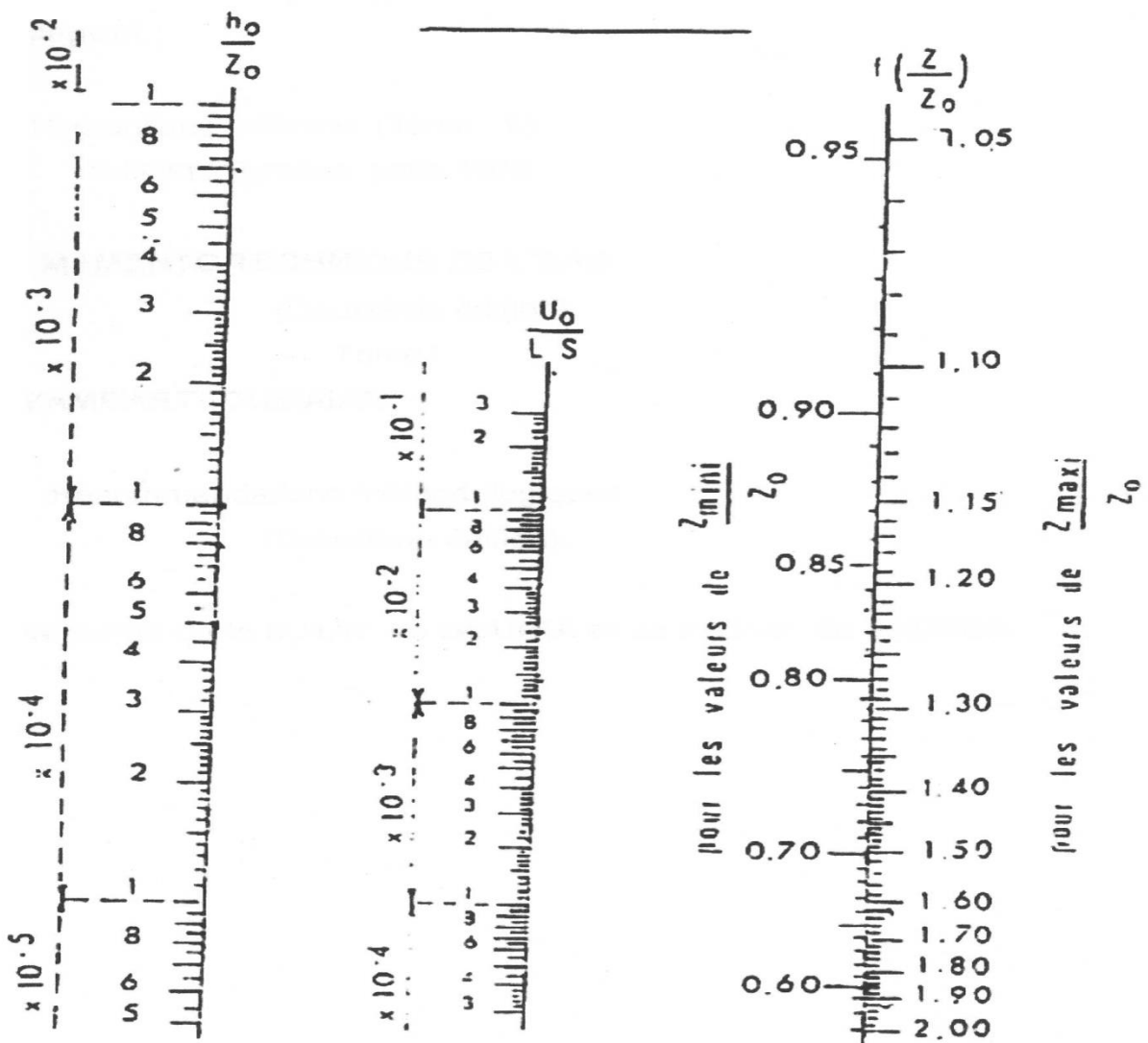


PLANCHE XXVII

### l'ANNEXE III.1

Pres (Bar)	DN	Øint (mm)	Ep.(mm)	Q max à V= 2m/s
<b>10</b>	180	158,6	10,7	142 m <sup>3</sup> /h
	200	176,2	11,9	175 m <sup>3</sup> /h
	225	198,2	13,4	222 m <sup>3</sup> /h
	250	220,4	14,8	274 m <sup>3</sup> /h
<b>12,5</b>	32	26	3,0	3,8 m <sup>3</sup> /h – 63 l/min
	40	32,6	3,7	6 m <sup>3</sup> /h – 100 l/min
	50	40,8	4,6	9 m <sup>3</sup> /h – 150 l/min
	63	51,4	5,8	14 m <sup>3</sup> /h – 233 l/min
	75	61,4	6,8	21 m <sup>3</sup> /h – 350 l/min
	90	73,8	8,2	30 m <sup>3</sup> /h – 500 l/min
	110	90,0	10,0	45 m <sup>3</sup> /h – 750 l/min
	125	102,2	11,4	59 m <sup>3</sup> /h – 983 l/min
	140	114,6	12,7	74 m <sup>3</sup> /h
	160	136,4	11,8	105 m <sup>3</sup> /h
	180	153,4	13,3	133 m <sup>3</sup> /h
	200	170,6	14,7	164 m <sup>3</sup> /h
	225	191,8	16,6	208 m <sup>3</sup> /h
250	213,2	18,4	257 m <sup>3</sup> /h	
<b>16</b>	20	14,0	3,0	1,1 m <sup>3</sup> /h – 18 l/min
	25	19,0	3,0	2 m <sup>3</sup> /h – 33 l/min
	32	24,8	3,6	3,5 m <sup>3</sup> /h – 58 l/min
	40	31,0	4,5	5,4 m <sup>3</sup> /h – 90 l/min
	50	38,8	5,6	8,5 m <sup>3</sup> /h – 141 l/min
	63	48,8	7,1	13,4 m <sup>3</sup> /h – 223 l/min
	75	58,2	8,4	19 m <sup>3</sup> /h – 316 l/min
	90	69,8	10,1	27 m <sup>3</sup> /h – 450 l/min
	110	85,4	12,3	41 m <sup>3</sup> /h – 683 l/min
	125	97	14	53 m <sup>3</sup> /h – 883 l/min
	140	108,6	15,7	66 m <sup>3</sup> /h
	160	130,8	14,6	96 m <sup>3</sup> /h
	180	147,2	16,4	122 m <sup>3</sup> /h
	200	163,6	18,2	151 m <sup>3</sup> /h
225	184,0	20,5	191 m <sup>3</sup> /h	
250	204,6	22,7	236 m <sup>3</sup> /h	

## l'ANNEXE V.1

**(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)**  
**Selon la Norme ISO 4427**

TUBES PEHD : PN 06					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
-	Ø20	-			PE80
P3513001	Ø25	-	38,22	42,48	PE80
P3513006	Ø32	-	48,28	68,87	PE80
P3513009	Ø40	2	94,6	78,88	PE80
P3513012	Ø50	2,4	98,25	114,95	PE80
P3513015	Ø63	3	100,25	137,49	PE80
P3513018	Ø75	3,6	225,21	263,49	PE80
P3513022	Ø90	4,3	296,03	346,36	PE100
P3513025	Ø110	4,9	357,86	418,7	PE100
P3513040	Ø125	-	473,08	553,5	PE100
P3513030	Ø160	5,8	770,35	901,89	PE100
P3513044	Ø200	7,2	1163,39	1361,17	PE100
P3513059	Ø250	9,1	1950	2231,5	PE100
P3513042	Ø315	11,4	3080	3603,6	PE100
P3513039	Ø400	14,5	5134,24	6007,06	PE100
P3513051	Ø500	19,1	6938,13	8117,61	PE100
P3513052	Ø630	24,1	12682,5	14038,83	PE100

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

TUBES PEHD : PN 16					
CODE	Diam Ext	EP(m m)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513002	Ø20	2,3	32,12	37,65	PE80
P3513003	Ø25	2,8	50,65	58,49	PE80
P3513005	Ø32	3,6	78,51	91,88	PE80
P3513008	Ø40	4,5	120,95	141,51	PE80
P3513011	Ø50	5,6	188,28	220,29	PE80
P3513014	Ø63	7,1	297,95	348,5	PE80
P3513017	Ø75	8,4	407,8	477,13	PE80
P3513020	Ø90	8,2	610,71	597,53	PE100
P3513021	Ø110	10	767,19	888,91	PE100
P3513024	Ø125	11,4	967	1132,44	PE100
P3513027	Ø160	14,6	1550	1828,3	PE100
P3513029	Ø200	18,2	2472	2892,94	PE100
P3513032	Ø250	22,7	3915	4463,55	PE100
P3513034	Ø315	28,6	5850	6844,5	PE100
P3513036	Ø400	36,3	9320	10904,4	PE100
P3513037	Ø500	45,4	14911	17445,87	PE100
P3513043	Ø630	57,2	23123,5	27054,5	PE100

TUBES PEHD : PN 20					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513101	Ø20	2,3	38,01	44,47	PEMØ
P3513102	Ø25	3	53,29	62,35	PE100
P3513103	Ø32	3,6	82,22	96,2	PE100
P3513104	Ø40	4,5	128,15	149,94	PE100
P3513105	Ø50	5,6	200,7	234,82	PE100
P3513106	Ø63	7,1	338,73	396,31	PE100
P3513107	Ø75	8,4	447,36	623,4	PE100
P3513108	Ø90	10,1	637,09	733,7	PE100
P3513109	Ø110	12,3	948	1110,17	PE100
P3513110	Ø125	14	1202,75	1407,22	PE100
P3513111	Ø160	17,9	1947,58	2278,88	PE100
P3513112	Ø200	22,4	3121,79	3952,3	PE100
P3513113	Ø250	27,9	4846,33	5579,21	PE100
P3513114	Ø315	35,2	7588,88	8875,48	PE100
P3513115	Ø400	44,7	12110,03	14158,74	PE100
P3513054	Ø500	55,8	19053,81	22304,68	PE100
-	Ø630	-			PE100