



Departement d'Hydraulique

# MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

*Présenté par :*

- **MENNAD** Farouk
- **GHORAF** Abdelhak

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **HYDRAULIQUE URBAINE**

**INTITULE :**

Alimentation en eau potable de nouveau pôle urbain  
15 décembre CAPS 2400 logements L.S.L à MEDEA

Soutenu le **26/09 /2022** Devant le jury composé de :

- Président : **Mr.Chenafi**
- Promoteur (s) : **Mr. Nasri**
- Examineur (s) : **Mr. Amoura**

# REMERCIEMENT :

*Tout d'abord, je tiens à remercier ALLAH (Hamdoulil'ALLAH) Le Tout Puissant qui ma a donné la force, le courage, la volonté et la patience de mener à terme ce présent travail.*

*Je voudrais remercier, mon encadrant Mr. NASRI pour sa patience, sa disponibilité et surtout sa judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion*

*Nous remercions Dr Chenafi qui a accepté d'assurer la présidence du jury ainsi que Dr Amoura pour avoir accepté l'évaluation de ce travail.*

*On adresse nos sincères remerciements à toutes les personnes qui ont accepté de répondre à nos questions durant notre recherche.*

*Mes gratitudes s'adressent également à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la prospérité de ce modeste travail, et en particulier à toutes mes familles pour leurs soutiens moraux durant toute la durée de préparation de ce mémoire.*

# Dédicaces :

*D'abord je tiens à remercier le bon dieu de m'avoir appris, protégé, guidé tout au long de ma vie.*

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :*

*A mes très chers parents qui m'ont toujours poussé et soutenu pour aller de l'avant. Ce travail est le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et ma formation et sans vous je n'aurais jamais été ce que je suis. Que dieu, le tout puissant, vous préserve et vous accorde santé, longue vie et bonheur.*

*A ma famille qui m'a toujours encouragé.*

*A mon frère Hafoud.*

*A tous mes amis et mes collègues.*

*A toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Binôme Farouk et Abdelhak.*



## **Sommaire:**

Introduction général.....	1
---------------------------	---

### **Chapitre I:**

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de la zone d'étude.....	2
I.2.1. Situation géographique.....	2
I.2.2. Le contexte immédiat de l'aire d'étude.....	3
I.2.3. Contexte topographique et réseau hydrographique.....	4
I.2.4. Climatologie générale et contexte pluviométrique.....	4
I.2.5. Situation des équipements.....	5
I.3. Conclusion.....	5

### **Chapitre II:**

II.1. Introduction.....	6
II.2. Évaluation de la population future.....	6
II.3. Estimation des besoins en eau potable.....	6
II.3.1. Besoins domestiques.....	6
II.3.2. Consommation horaire de pointe ( $Q_{pt}$ ).....	6
II.3.3. Catégories de demande en eau.....	7
II.1. Variations de la consommation journalière.....	8
II.1.2. Variations de la consommation horaire.....	9
II.1.3. Consommation maximale horaire.....	9
II.1.4. Le coefficient maximum horaire.....	9
II.1.5. Consommation minimale horaire.....	10
II.1.6. Etude de la consommation horaire.....	11
II.2. Conclusion.....	13

### **Chapitre III:**

III.1 Les réservoirs de stockage.....	14
III.2 Caractéristiques du réservoir.....	14
III.3 Classification des réservoirs.....	14
III.3.2) Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	18
III.3.3) Emplacement de réservoir.....	20
III.4 Le choix du type de réservoir :.....	20
III.5 Capacité du réservoir.....	20
III.6 Détermination de la capacité des réservoirs.....	22
III.6.1) Dimensionnement de la station de la reprise.....	22
III.6.2) Dimensionnement du réservoir principal ( $R_p$ ).....	22
III.7 Dimensionnement du réservoir.....	23
III.7.1) Détermination du diamètre du réservoir.....	23
III.7.2) Détermination de la hauteur d'incendie.....	24
III.8 Conclusion.....	24

### **Chapitre IV:**

IV.1. Introduction.....	25
IV.2. Choix du tracé :.....	25
IV.3. Choix du type de matériaux.....	25
IV.4. Les équipements du système d'adduction.....	26
IV.5. Prix des conduites.....	27
IV.6. Etude technico-économique.....	27

IV.6.1	Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement .....	27
IV.6.2	Calcul de la vitesse .....	28
IV.6.3	Calcul des pertes de charge $\Delta H$ .....	28
IV.7.	Etude de l'adduction refoulement ; .....	30
IV.7.1	Tronçon point de piquage P1- R1 : .....	30
IV.8.	Conclusion : .....	31

### **Chapitre V:**

V.1.	Introduction .....	32
V.2.	Description de système de distribution .....	32
V.2. 1)	1-1- Réseau ramifié .....	32
V.2. 2)	Réseau maillé .....	33
V.2. 3)	Le réseau étagé .....	33
V.2. 4)	Réseau mixte .....	33
V.3.	Conception d'un réseau de distribution .....	33
V.4.	Principe de tracé d'un réseau de distribution .....	33
V.5.	Choix du matériau des conduites du réseau .....	34
V.6.	Équipement du réseau de distribution .....	35
V.6. 1)	Robinets vannes .....	35
V.6. 2)	Bouches ou poteau d'incendie .....	35
V.6. 3)	Clapets .....	35
V.6. 4)	Ventouses .....	35
V.6. 5)	Robinets de vidange .....	35
V.6. 6)	Réducteurs de pression .....	35
V.7.	Exigences du réseau de distribution .....	35
V.8.	Calcul hydraulique du réseau de distribution .....	35
V.8. 1)	Débit de pointe .....	35
V.8. 2)	Débit spécifique .....	36
V.8. 3)	Débit de route .....	36
V.8. 4)	Débit au nœud .....	36
V.8. 5)	Calcul de la pression .....	36
V.8. 6)	Calcul des débits en route et les débits aux nœuds .....	37
V.9.	Modalisation et simulation du réseau : .....	40
V.9. 1)	Présentation du logiciel EPANET : .....	40
V.9. 2)	Etapes d'utilisation du logiciel EPANET .....	40
V.9. 3)	Modélisation du réseau .....	40
a.	Au niveau des nœuds .....	41
b.	Au niveau des arcs .....	41
c.	Au niveau des réservoirs .....	41
V.9. 4)	Simulation du réseau .....	41
V.10.	Conclusion .....	49

### **Chapitre VI:**

VI.1	Introduction .....	49
VI.2	Les actions reçues par les conduites .....	49
VI.3	Exécution des travaux .....	49
VI.3.1)	Vérification manutention des canalisations .....	49
VI.3.2)	Aménagement du lit de pose .....	51

## Sommaire

---

VI.3.3)	La mise en place des canalisations .....	51
VI.3.4)	Assemblage des conduites .....	51
VI.3.5)	Remblai des tranchées .....	51
VI.3.6)	Nettoyage des conduites .....	51
VI.3.7)	Surveillance et entretien du réseau .....	51
	Conclusion Générale.....	53
	Bibliographie .....	54

## Liste des termes

**ADE** : Algérienne Des Eaux.

**AEP** : Alimentation En Eau Potable.

**APC** : Assemblée Populaire Communale.

**°C** : Degré Celsius.

**CPamont** : Côte piézométrique du nœud amont (m).

**CPaval**: Côte piézométrique du nœud aval (m).

**CR** : Cote Radier (m).

**CTNaval** : Côte du terrain naturel du nœud aval (m).

**CTP** : Cote Trop Plein (m).

**D**: Diamètre de la conduite en (m).

**Dext** : Diamètre extérieur de la conduite (m).

**Dint**: Diamètre intérieur de la conduite (m).

**Dmax** : Diamètre maximal de la conduite (m).

**Dmin** : Diamètre minimal de la conduite (m).

**Di** : Dotation moyenne journalière (l/j/hab).

**DN** : Diamètre Normalisé (m).

**Dr** : Diamètre du réservoir (m).

**D BONNIN** : Diamètre donné par BONNIN (m).

**D BRESS** : Diamètre donné par BRESS (m).

**g** : Accélération de la pesanteur ( $g=9.81 \text{ m/s}^2$ ).

**Hg** : Hauteur géométrique (m).

**Hmt** : Hauteur manométrique totale (m).

**i** : Taux d'annuité, 8% en Algérie.

**K** : Rugosité absolue de la conduite.

**Kc** : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

**Kmax.h** : Coefficient de variation maximale horaire.

**Kmax.j** : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

**Kmin.j** : Coefficient d'irrégularité minimal.

**Kf** : Coefficient de fuite.

**L** : Longueur de la conduite en (m).

**lr** : La largeur de la cuve du réservoir (m).

**Lr** : La longueur de la cuve du réservoir (m)

**Li j** : Longueur du tronçon (i - j) en (m).

**Ni** : Nombre d'habitants.

**ni** : Nombre d'année d'amortissement ( $n_i = 30$  ans).

**P** : Précipitation.

**Paval** : Pression au sol du nœud aval (m).

**Pg** : Plus grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%).

**Pmax(%)** : Résidu maximal dans le réservoir en (%).

**PEHD** : Polyéthylène Haute Densité.

**PN** : Pression Nominale.

**PVC** : Poly Chlorure de Vinyle.

**Q** : Débit véhiculé dans la conduite ( $m^3/s$ ).

**Qmoy.maj.j** : Débit moyen journalier majoré ( $m^3/j$ ) ;

**Qmoy.j** : Débit moyen journalier ( $m^3/j$ ) ;

**Qmax.h** : Débit maximum horaire ( $m^3/h$ ).

**Qmin.j** : Débit minimum journalier ( $m^3/j$ ).

**Qmoy.h** : Débit moyen horaire ( $m^3/h$ ).

**Qmoy.j** : Consommation moyenne journalière des habitants ( $m^3 /j$ ).

**Qn** : Débit au nœud (l/s).

**Qp** : Débit de pointe ( $m^3/h$ ).

**Qr** : Débit de route (l/s).

**Qs** : Débit spécifique (l/s.m).

**q** : Dotation moyenne journalière (l/j/hab).

**R** : Réservoir.

**Re** : Nombre de Reynolds.

**R+max** : Résidu maximum positif.

**R- min** : Résidu maximum négatif.

**RGPH** : Recensement Globale de la Population et de l'Habitat

**SR** : Station de reprise.

**Sr** : Surface du réservoir ( $m^2$ ).

**T** : Taux d'accroissement de la population ( $T = 2$  %).

**T°** : Température de l'eau en degré.

**T<sup>° moy</sup>** : Température moyenne.

**tp** : Temps de pompage par jour (tp=20h).

**tp1** : Nouveau temps de pompage (h) ;

**V** : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s).

**Ve** : Volume d'eau entrant dans le réservoir (m<sup>3</sup>).

**Vinc** : Volume d'incendie (Vinc = 120 m<sup>3</sup>).

**Vmax** : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.

**Vmin** : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.

**Vn** : Volume normalisé du réservoir (m<sup>3</sup>).

**Vr** : Volume de régularisation du réservoir (m<sup>3</sup>).

**VSR** : Volume normalisé de la bêche à eau de la station de reprise (m<sup>3</sup>).

**V0** : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s).

**αmax** : Coefficient qui tient compte du confort et des équipements de l'agglomération.

**βmax** : Coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant.

**θ** : Angle de la vanne.

**v** : Viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s).

**λ** : Coefficient de frottement de Darcy.

**ξ** : Coefficient d'ouverture de la vanne.

**δ** : Altitude du plan d'aspiration en (m).

**ρ** : La masse volumique (Kg/m<sup>3</sup>).

**θ** : Angle de la vanne.

**ΔHt** : Perte de charge totale (m).

**ΔHv** : Pertes de charge créées par la vanne (m).

**ΔHL** : Pertes de charge linéaires (m).

**ΔHS** : Pertes de charge singulières (m).

## Introduction générale

L'homme depuis son existence a su utiliser l'eau dans ses diverses activités que ce soit pour sa propre consommation ou pour l'agriculture. De nos jours, l'eau demeure plus que jamais l'élément indispensable au développement de la vie humaine ainsi que celle de la faune et de la flore.

L'Algérie comme tout autre pays possède des ressources en eau aussi bien celles qui coulent en surface, que celles renfermées dans les nappes souterraines.

Dans ce contexte et conformément au plan de développement national, nous élaborons ce mémoire de thème: étude d'alimentation en eau potable de 2400 logements du nouveau pôle urbain CAPS commune de Médéa, wilaya de Médéa, c'est une nouvelle agglomération de 12000 habitants qui s'étale sur une superficie de 36,2 ha.

Afin d'aboutir aux objectifs tracés au préalable, une étude sera articulée autour de six parties indispensables et non dissociables,

En effet, nous allons commencer notre étude par une présentation de la zone d'étude surtout en matière de données naturelles du site, programmes d'urbanisation ainsi que la situation hydrique de la zone d'étude.

Dans la seconde partie, et comme l'étude l'exige, nous allons procéder à l'estimation des différents besoins en eau actuels et futurs de la population.

Une fois les besoins en eau sont estimés, nous allons entamer dans la troisième partie le dimensionnement du réservoir de stockage et la projection du réseau de distribution.

La quatrième partie qui est consacré à l'analyse d'adduction, où on étudiera le choix du tracé, le type de conduites et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites.

La cinquième partie sera consacrée au dimensionnement du réseau de distribution dont le comportement hydraulique du réseau sera vérifié par le logiciel Epanet.

L'étude sera consolidée dans la dernière partie par des consignes de mise en place des conduites ainsi que la protection du réseau afin de garantir sa pérennité.

Enfin notre étude sera achevée par une conclusion générale.

# Chapitre I :

# Présentation de site

## I.1. Introduction

La présentation de la zone d'étude est une étape importante dans le développement et la conception d'un réseau d'alimentation en eau potable qui prend en compte tous les facteurs (géographie, topographie, hydrologie, population, climat, hydraulique, etc.).

## I.2. Présentation de la zone d'étude

Le pôle urbain 15 décembre CAPS (Daïra de Médéa) couvre une superficie d'environ 252975.14m<sup>2</sup>, qui a été défrichée pour la construction de 2 400 logements. Il faut donc pour cela se pencher sur le domaine concerné avant de discuter de la taille du réseau AEP.<sup>[1]</sup>

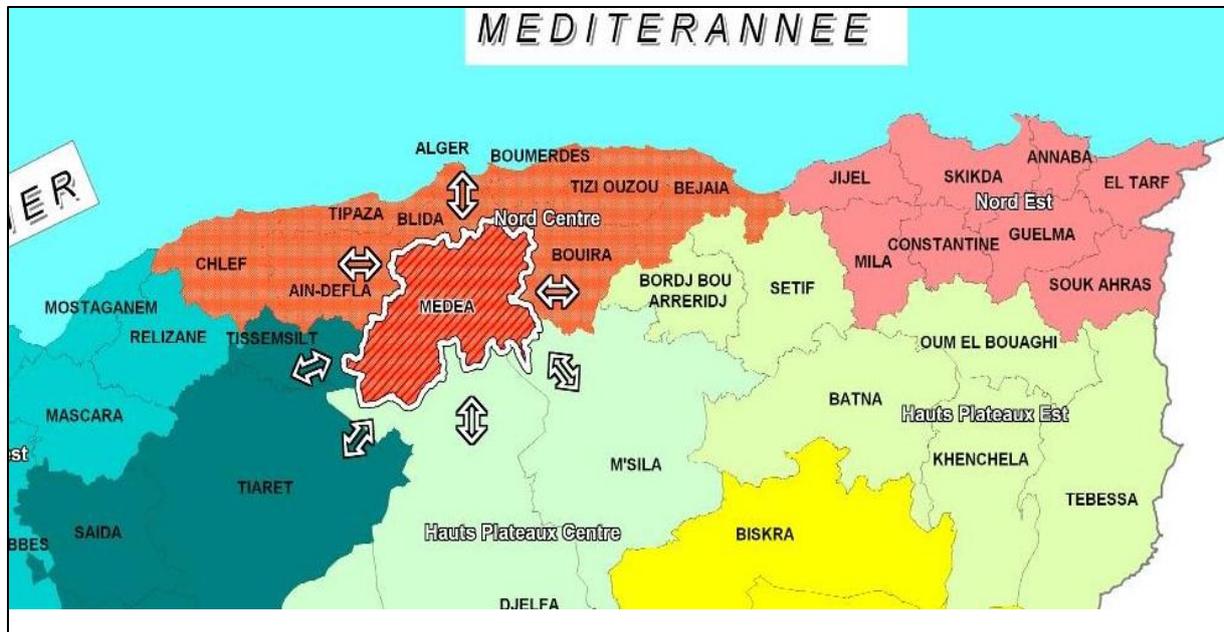


**Figure I.1** : photo réelle de le pole urbain 2400 logement

### I.2.1. Situation géographique

La région étudiée, le pole du 15 décembre (Caps), est située dans la wilaya de Médéa, dans l'ancien wilaya du TITTER, est composée de 19 daïras et de 64 communes. Elle se situe au centre géographique de l'Algérie du Nord et occupe la partie centrale du Tell qui s'étend des

monts de Bouira à l'Est à ceux de L'Ouarsenis à l'Ouest et allant des versants sud de l'Atlas blidéen au Nord jusqu'aux premiers contacts des monts du Titteri avec les Hautes plaines au Sud. Un relief contrasté, constitué de montagnes de l'Atlas tellien, du plateau de Médéa et de la plaine des Béni Slimane. [2]



*Figure I.2 : Localisation de la commune de la wilaya de Médéa (Source PDAU Intercommunal de Médéa)*

### **I.2.2. Le contexte immédiat de l'aire d'étude**

Le nouveau centre-ville du 15 décembre est à 3 km du centre-ville de Médéa. L'objet de cette étude est les 2400 logements sociaux Médéa qui font partie du nouveau CAPS centre-ville du 15 décembre, qui est également situé dans la commune de Médéa, d'une superficie de 252975.14 mètres carrés, un nouveau lieu de rassemblement où on espère fournir de l'eau potable à 12 000 habitants. [2]



*Figure I.3: Photo de satellite du pole 15 décembre (Source : Google Earth)*

### I.2.3. Contexte topographique et réseau hydrographique

Le pôle (Caps) le 15 décembre, est situé au centre de l'Atlas tellien et se caractérise par des collines vallonnées. Altitudes autour du périmètre d'étude (réseau AEP) d'environ 1100 m à moins de 600 m. <sup>[1]</sup>



**Figure I.4 :** Contexte topographique sur le périmètre d'étude

Quant au réseau hydrographique, la wilaya de Médéa est drainée par un réseau relativement dense caractérisé par un régime irrégulier qui dépend de la pluviométrie. Les principaux oueds les plus importants sont des cours d'eaux exoréiques, qui se jettent en mer méditerranée, tel que l'Oued Chélif, l'Oued Chiffa, l'Oued Mazafran et l'Oued Isser. Sur le territoire d'étude, on identifie l'Oued Chiffa qui constitue une des sources d'approvisionnement en eau potable pour la zone d'étude à travers les prises d'eau de Chiffa. <sup>[2]</sup>

### I.2.4. Climatologie générale et contexte pluviométrique

La carte pluviométrique de la wilaya de Médéa, fait ressortir clairement une variation spatiale des précipitations. En effet, on remarque que les pluies diminuent sensiblement, en allant du Nord au Sud. La frange tout à fait au Nord, et qui correspond à la zone de montagne, reçoit plus de 700 mm de pluies par an, (entre 700 et 800mm), et les plus hauts sommets, reçoivent encore davantage, ils enregistrent entre 800 et 900mm de pluies par an. Tout à fait au Sud-Ouest de la Wilaya, à l'Ouest de Boughzoul les précipitations ne dépassent guère, les 200mm de pluies par an. <sup>[2]</sup>

#### a) Le climat

La Wilaya de Médéa a un climat méditerranéen chaud avec des étés secs. La température moyenne tout au <sup>[2]</sup>

Long de l'année est de 15,41°C et la pluviométrie moyenne est de 533 mm

**b) Pluviométrie<sup>[2]</sup>**

La wilaya de Médéa est marquée par une variation spatiale des précipitations. En effet, comme illustré dans le tableau suivant, les précipitations diminuent sensiblement en allant du Nord au Sud.

La précipitation moyenne mensuelle observée au niveau de la station de Médéa est d'environ 530 mm, avec une pluviométrie qui s'étale de novembre à avril. Le reste de l'année, la précipitation est moins importante.

**c) Températures**

La température moyenne est de 15,41°. A noter, aussi que les phénomènes de gelées sont fréquents et étalés sur toute la période hivernale (de Novembre à Avril) sur la région. Ces phénomènes sont des facteurs aggravant pour la dégradation des canalisations.

**Tableau I.1.: Températures moyennes mensuelles en °C**

Mois	Jan	Fév	Mar	Avri	Ma	Jui	Juille	Aou	Sept	Oct	Nov	Déc	Moy. annuel
T°	7	8	11	12	17	21	26	27	20	16	12	8	15,41

**d) Les vents**

Dans cette zone viennent du nord-ouest. Le vent souffle principalement en hiver et est faible en automne et au printemps. L'été est principalement dominé par les vents du sud, secs et chauds.  
[2]

**I.2.5. Situation des équipements**

Tous les équipements et infrastructures du point de vente sont résumés dans le tableau ci-dessous.<sup>[3]</sup>

**Tableau I.2 : situation des équipements**

Équipement	Nombre	Nombre de consommateurs
Ecole primaire	1	300
CEM	1	700
Lycée	1	700
Mosquée	1	500
Centre police	1	30
Bureau de posta	1	20
PTT	1	30
Centre commercial	1	100

**I.3. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous sommes concentrés sur la représentation des frontières étudiées, comprendre l'état actuel du terrain, du climat et des systèmes d'approvisionnement en eau potable. En effet, puisque c'est une nouvelle ville, non réseau disponible. Recueillir des données après avoir rassemblé toutes les informations disponibles extraites dans la zone à étudier. Cette étape est l'étape la plus importante. Elle est basée sur la collecte d'informations originales et

dont la fiabilité est vérifiée la bonne décision. Dans notre projet, nous concentrons sur 2400 Programmes d'approvisionnement en eau potable pour l'habitation

# Chapitre II :

# Estimation des besoins en eau

## II.1. Introduction

Pour ce projet d'adduction d'eau potable, différents recensements de consommation doivent être réalisés au niveau de l'agglomération. Pour chaque phase de conception, le concepteur doit définir de nouvelles exigences :

- Globalement, compte tenu de l'augmentation de la population desservie et distribution d'eau par habitant
- Plus précisément, en identifiant différents groupes de consommateurs et Pertes dans le nouveau secteur

## II.2. Évaluation de la population future

Évaluez la nouvelle demande en fonction des prévisions qui définissent les nouveaux utilisateurs et la consommation de référence pour chaque catégorie d'utilisateurs. Ces mêmes valeurs servent à construire des bilans et des potentiels d'épargne. Les solutions à plus long terme peuvent être privilégiées lorsque la différence de coût entre les solutions basées sur des prévisions à 10, 20 et 30 ans est minimale<sup>[3]</sup>. L'évaluation des besoins en eau potable pour le Programme 2400 Logements est définie comme suit :

Sur la base du DRE de Médéa, la population moyenne est fixée à cinq (5) personnes par logement<sup>[3]</sup>, à partir de laquelle la population totale de longue durée est estimée comme suit :

$N = \text{nombre de logt} \times 5 \text{ hab/logt}$

**A.N :  $N = 2400 \times 5$**

**Donc :  $N = 12000$  habitants**

## II.3. Estimation des besoins en eau potable

### II.3.1. Besoins domestiques

#### a) Débit moyen journalier

Le débit moyen journalier selon la relation suivante est égal<sup>[3]</sup> :

$$Q_{\text{moy. j}} = \frac{N \times D \times n}{1000} \quad (\text{II-1})$$

Avec :

- D : dotation en l/j/hab = 150 l/j/hab
- N : Nombre de logements.
- n : Nombre de personnes / logement = 5

Donc :

$$Q_{\text{moy. j}} = \frac{2400 \times 150 \times 5}{1000} = 1800 \text{ m}^3/\text{j}/\text{hab} \quad (\text{II-2})$$

### II.3.2. Consommation horaire de pointe ( $Q_{\text{pt}}$ )

$$Q_{\text{pt}} = Q_{\text{max}} \times C_p \quad (\text{II-3})$$

Avec :

- $Q_{\text{max}}$  : consommation maximale =  $(D \times P/86400)$  ;
- $C_p$  : coefficient horaire de pointe = 3 ;

- Calcul du débit de pointe total

$$Q_{pt} = \frac{2400 * 150 * 5 * 3}{86400} = 62,5 \text{ l/s}$$

### II.3.3. Catégories de demande en eau

La consommation d'eau varie selon le type de consommateur. Les concepteurs privilégieront l'utilisation des données de consommation mesurées au compteur. A défaut de mieux, il peut estimer la consommation à partir d'un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrées au niveau de l'agglomération, telles que :

- La besoins domestiques ;
- les besoins scolaires ;
- besoins de sanitaire ;
- les besoins administratifs.

**Tableau II.1:** Consommation moyenne journalière<sup>[3]</sup>

Équipement	Nombre	Nombre de consommateurs	Dotation (l/j/hab)	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Ecole primaires	1	300	20	6
CEM	1	700	20	14
Lycée	1	700	20	14
Mosquées	1	500	20	10
Centre police	1	30	10	0,3
Bureau de posta	1	20	10	0.2
PTT	1	30	10	0,3
Centre commercial	1	100	10	1
Total		2380		35 ,8

Dans le projet, nous avons 35.8 m<sup>3</sup>/j du débit moyen pour les équipements

Donc

$$Q_{\text{moy.j.ég}} = 35.8 \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.j}}$  : débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j).

Localité	Besoins aggro moyen m <sup>3</sup> /j	Besoin aggro d'équipement	Besoin aggro moyens majorés m <sup>3</sup> /j
Pole 15 décembre(2400 logements)	1800	35,8	1835,8

*Tableau II.2: Récapitulatif des besoins*

### II.1. Variations de la consommation journalière

On sait que la consommation est irrégulière, selon les jours. Le débit consommé varie donc, affichant une valeur maximale et minimale. Cette variation est caractérisée par le coefficient d'irrégularité  $k_{\max,j}$  et  $k_{\min,j}$ .

#### a) Le coefficient d'irrégularité

Au sein d'un cluster, l'eau nécessaire à la consommation varie dans le temps ;

- Ce changement peut être quotidien, hebdomadaire, mensuel ou annuel, selon mode de vie de la population. De plus, il convient de prêter attention à la présence de fuites et les déchets créés au niveau du réseau sont liés à l'état de ce dernier. Pour
- Compte tenu de l'irrégularité de la consommation, il faut tenir compte.
- Considérons un certain nombre de coefficients d'irrégularité.

#### b) Coefficient maximum d'irrégularité journalier

Qui est défini comme le rapport entre la consommation journalière maximale ( $Q_{\max,j}$ ) et la consommation journalière moyenne ( $Q_{\text{moy},d}$ ), donnée par l'expression

$$k_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-4})$$

Dans la pratique  $k_{\max,j} = 1,2$  (1,1 à 1,3 Dans le cas du présent projet prévenons)

#### c) Coefficient minimum d'irrégularité journalier

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière. Il nous permet de connaître le débit minimum journalier, en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération, il varie entre 0,7 et 0,9.

Donc :

$$k_{\min,j} = Q_{\min,j} / Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-5})$$

On prend dans l'actuel projet :  $k_{\min,j} = 0,8$

#### d) Consommation maximale journalière

Ce débit présente la quantité d'eau maximale du jour le plus chargé dans l'année, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max,j} = k_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-6})$$

Avec :

- $k_{\max,j}$  : coefficient d'irrégularité maximum journalier

### e) *Consommation minimale journalière*

Ce débit présente la quantité d'eau minimale du jour le moins chargé dans l'année il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\min,j} = k_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

$k_{\min,j}$  : coefficient d'irrégularité minimale journalier

**Tableau II.3:** Calcul des consommations maximales et minimales journaliers

$Q_{\text{moy},j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
1835,8	0,8	1468,64	1,2	2202,96

### II.1.2. Variations de la consommation horaire

Il n'y a pas seulement le débit journalier qui subit une variation mais le débit horaire aussi varie, cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité  $k_{\max,h}$  et  $k_{\min,h}$ .

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j}/24 \quad (\text{II-8})$$

### II.1.3. Consommation maximale horaire

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

$$Q_{\max,h} = Q_{\text{moy},h} \times k_{\max,h} \quad (\text{II-9})$$

Avec :

- $Q_{\max,h}$ : débit maximum horaire (m<sup>3</sup>/h) ;
- $Q_{\text{moy},h}$ : débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h) ;
- $k_{\max,h}$ : coefficient maximum horaire ( $K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}$ ).

Compte tenu du nombre d'habitants, nous utiliserons  $\alpha_{\max}=1,20$  et  $\beta_{\max} = 1,18$

### II.1.4. Le coefficient maximum horaire

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. Il tient compte de l'acoisement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients  $\alpha_{\max}$  et  $\beta_{\max}$ , tel que :

$$k_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{II-10})$$

Avec :

$\alpha_{\max}$ : coefficient qui tient compte du confort des équipements, de l'agglomération et du régime du travail varie de 1,2–1,5 et dépend du niveau du développement local Pour notre projet nous utiliserons  $\alpha_{\max} = 1,20$ .

$\beta_{\max}$ : coefficient qui dépend du nombre d'habitants, ces valeurs sont données dans le tableau suivants :

**Tableau II.4 : La variation du coefficient  $\beta_{\max}$**

Population $10^3$	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>100
$\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,10	1,03	1

Donc  $\alpha_{\max} = 1,20$  et  $\beta_{\max} = 1,18$  ;

Alors :  $K_{\max,h} = 1,428$

### II.1.5. Consommation minimale horaire

Il correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses, Elle est calculée comme suit :

$$Q_{\min,h} = Q_{\text{moy},h} \times K_{\min,h} \quad (\text{II-11})$$

Avec :  $Q_{\min,h}$ : débit minimum horaire (m<sup>3</sup>/h).

#### a) *Le coefficient minimum horaire*

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

$$k_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min}. \quad (\text{II.12})$$

Avec :

$\alpha_{\min}$ : coefficient qui tient compte du confort des équipements, de l'agglomération et du régime du travail varie de 0,4–0,6 et dépend du niveau du développement local. Pour ce projet, on utilisera  $\alpha_{\min} = 0,5$

$\beta_{\min}$  : coefficient étroitement lié l'accroissement de la population, valeurs sont données dans le tableau suivant :

**Tableau II.5: La variation du coefficient  $\beta_{\min}$**

Population $10^3$	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>100
$\beta_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Donc :  $\alpha_{\min} = 0,5$  et  $\beta_{\min} = 0,55$  ;

Alors :  $K_{\min,h} = 0,275$

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

**Tableau II.6 : Récapitulatif des débits journaliers**

Dotation (/j/hbt)	Population (hbt)	$Q_{moy,j}(m^3/j)$	$Q_{max,j}(m^3/j)$	$Q_{min,j}(m^3/j)$
150	12000	1835,8	2202,96	1468,64

**II.1.6. Etude de la consommation horaire**

Le débit horaire d'agglomération varie selon l'importance de cette dernière, et l'évolution du débit horaire d'une journée est exprimée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau ci-dessous (**Annexes 1**) :

**Tableau II.7 : la fraction horaire du débit maximum journalier**

Heure(h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rural
0-1	01	1,5	03	3,35	0,75
1-2	01	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	01	1,5	2,5	3,3	01
3-4	01	1,5	2,6	3,2	01
4-5	02	2,5	3,5	3,25	03
5-6	03	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	05	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	4,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	06
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	07	05	4,4	4,6	8,5
13-14	07	05	4,1	4,55	06
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	05
15-16	4,5	06	4,4	4,7	05

**Tableau II.7:** la fraction horaire du débit maximum journalier (suite et fin)

<b>16-17</b>	05	06	4,3	4,65	3,5
<b>17-18</b>	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
<b>18-19</b>	6,5	05	4,5	4,4	06
<b>19-20</b>	5,0	4,5	4,5	4,3	06
<b>20-21</b>	4,5	04	4,5	4,3	06
<b>21-22</b>	03	03	4,8	3,75	03
<b>22-23</b>	02	02	4,6	3,75	02
<b>23-24</b>	01	1,5	3,3	3,7	01

Cette variation des débits est exprimée en pourcentage par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération, cette représentation est illustrée dans le tableau suivant :

**Tableau II.8:** Répartition des débits horaires

Heure	Consommation totale	$Q_{\max,j} = 2202,96 \text{ m}^3/\text{j}$	Consommation cumulée	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0-1	1,5	33,04	1,5	33,04
1-2	1,5	33,04	3	66,08
2-3	1,5	33,04	4,5	99,13
3-4	1,5	33,04	6	132,17
4-5	2,5	55,07	8,5	187,25
5-6	3,5	77,10	12	264,35
6-7	4,5	99,13	16,5	363,48
7-8	5,5	121,16	22	484,65
8-9	6,25	137,69	28,25	622,33
9-10	6,25	137,69	34,5	760,02
10-11	6,25	137,69	40,75	897,70
11-12	6,25	137,69	47	1035,39
12-13	5	110,15	52	1145,53

**Tableau II.8** : Répartition des débits horaires en fonction de nombre d'habitant (suite et fin)

13-14	5	110,15	57	1255,68
14-15	5,5	121,16	62,5	1376,85
15-16	6	132,18	68,5	1509,02
16-17	6	132,18	74,5	1641,20
17-18	5,5	121,16	80	1762,36
18-19	5	110,15	85	1872,51
19-20	4,5	99,13	89,5	1971,64
20-21	4	88,12	93,5	2059,76
21-22	3	66,09	96,5	2125,85
22-23	2	44,06	98,5	2169,91
23-24	1,5	33,04	100	2202,96
Total	100	2202,96		

Le débit de pointe  $Q_{\max. h}$  pour Le programme de 2400 logements est de **137,69 m<sup>3</sup>/h** et survient entre 08 h et midi.

## II.2. Conclusion

Après estimation de différentes demandes en eau, nous avons constaté que ces demandes estimées à long terme étaient de 1835,8 m<sup>3</sup>/j ou 21,25 l/s ; le débit journalier fourni par la station de pompage dans la zone d'étude était de 24192m<sup>3</sup>/j. est de 280 l/s, ce qui est tout à fait satisfaisant. Dans ce chapitre, nous sommes en mesure de déterminer la population future et ces demandes en eau, puis de déterminer le débit journalier maximal et le débit horaire de pointe correspondant, qui serviront de données sous-jacentes pour le reste de l'article.

# Chapitre III :

# Dimensionnement du réservoir

### III.1 Les réservoirs de stockage

Les réservoirs sont principalement utilisés pour répondre à la demande et à la production. la demande est variable et, pour être rentable, la production doit constant. Lorsque le flux de production est supérieur au flux de consommation, L'excédent s'accumule dans le réservoir. Pendant les périodes de pointe, nous augmentons le diamètre des conduites principales.

Dans les réseaux de consommation étendus et denses, les réservoirs permettent pour équilibrer la pression sans avoir à augmenter le diamètre du tuyau principal. Les réservoirs peuvent être construits en élévation, sur des tours gravitaires ou Puis au sous-sol est accompagné d'un système de pompage. Comme si ce dernier Les solutions sont considérées com me souhaitables pour des raisons esthétiques et économiques Tant du point de vue du coût initial que du point de vue du coût de maintenance.

### III.2 Caractéristiques du réservoir

Durant la construction d'un réservoir, les matériaux utilisés doivent être choisis pour assurer<sup>[4]</sup>:

- **Résistance** : Le réservoir doit équilibrer en toutes ses parties les efforts auxquels il est soumis.
- **Etanchéité** : Les parois doivent être étanches pour éviter les fuites.
- **Durabilité** : Le réservoir doit avoir une durabilité pour longtemps, ce qui veut dire, le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales en contact avec l'eau.

### III.3 Classification des réservoirs

Ils peuvent être classés selon<sup>[5]</sup>:

#### *a) La position par rapport au sol :*

- Les réservoirs enterrés ;
- Les réservoirs semi enterrés ;
- Les réservoirs sur le sol : Ce genre de réservoirs alimente gravitairement le réseau de distribution
- Les réservoirs surélevés : La cuve du réservoir étant disposée sur une tour.
- Réservoir avec station de surpression associée : L'alimentation du réseau de distribution

#### *b) La forme :*

- Les réservoirs circulaires ;
- Les réservoirs carrés, rectangulaires ;
- Les réservoirs quelconques.

#### *c) Matériaux de construction :*

Ils peuvent être :

- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton armé ;
- Réservoirs en plastique.

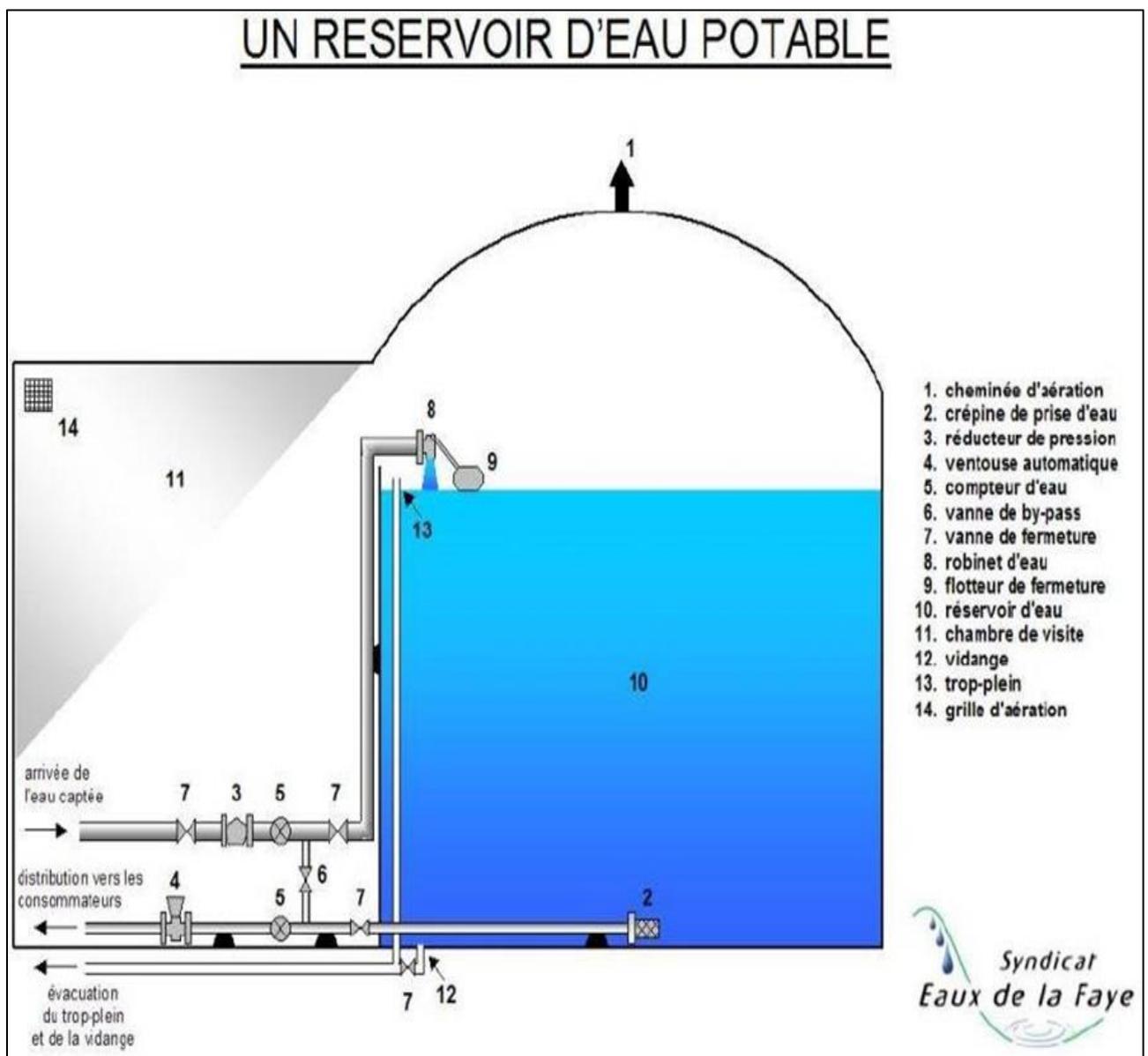
**d) L'usage :**

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- Réservoir de traitement.

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

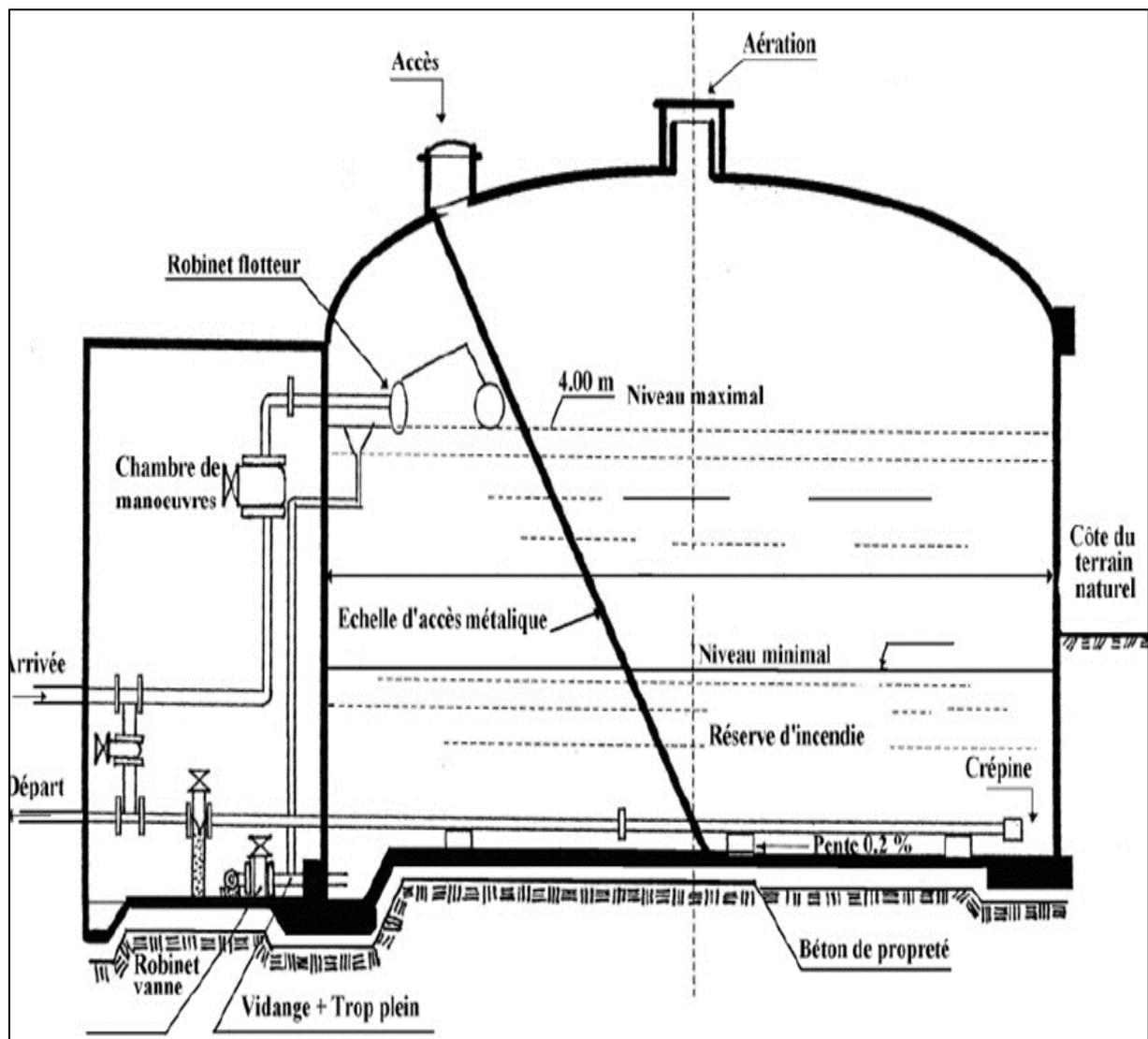
- Les facteurs économiques ;
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site ;
- Les possibilités d'adaptation au réseau.

Nous donnons ci-après un schéma détaillé d'un réservoir d'eau potable :



**Figure III.1:** Réservoir d'eau potable

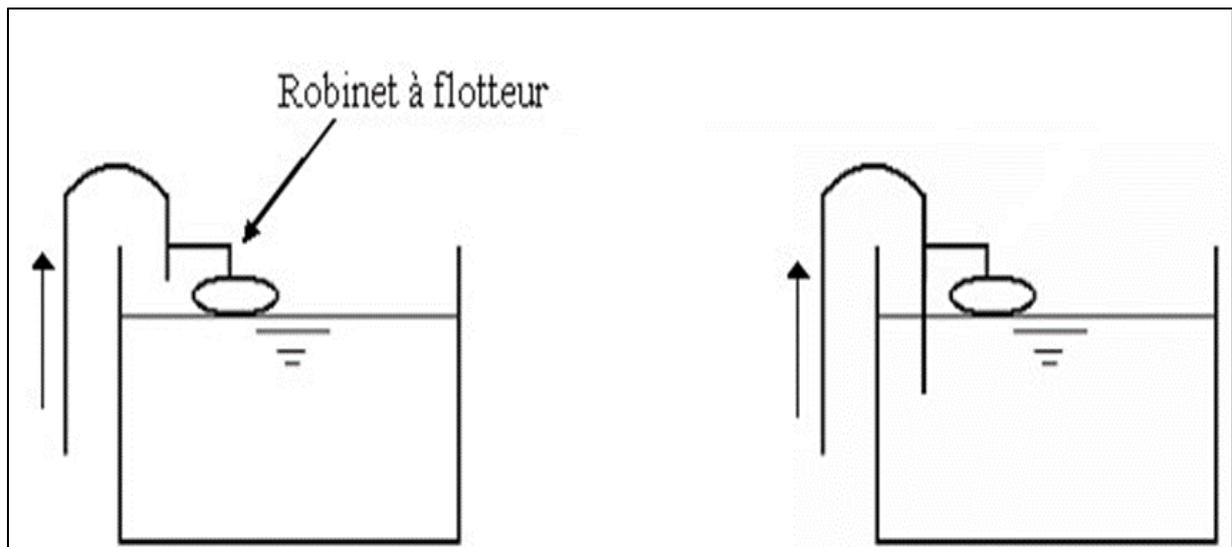
Schéma détaillé d'un réservoir semi enterré cylindré, que est donné ci-après :



*Figure III.2: Réservoir semi-enterré cylindrique*

- **Conduite d'adduction**

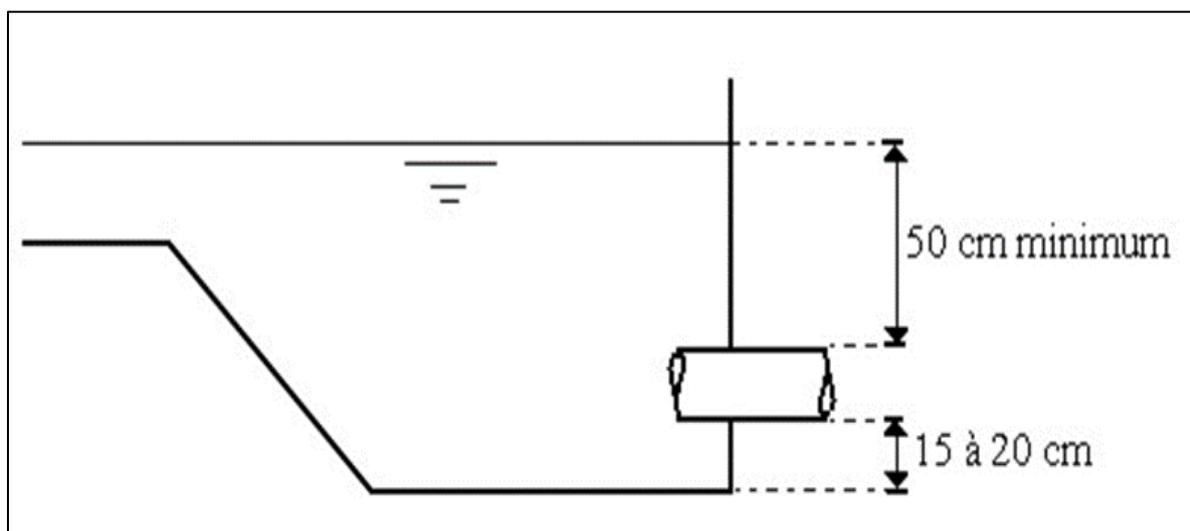
L'eau atteint le réservoir par l'averse, c'est-à-dire en chute libre, provoquant l'oxygénation de l'eau. Cela peut profiter aux eaux souterraines, qui sont souvent pauvres en oxygène dissous, ou Gardez l'extrémité immergée en prolongeant le tuyau. Montrez-nous le pipeline d'arrivée



*Figure III.3 :Robinet à flotteur*

- **Conduite de distribution**

Contrairement au pipeline d'arrivée qui monte au sommet de la réserve, La sortie d'eau au bas de réserve doit être À l'opposé du tuyau d'alimentation et équipé d'un filtre pour empêcher l'introduction La distribution, les boues ou le sable peuvent se déposer dans la cuve. Pour nous, cela représentait un acte de départ.



*Figure I.3III.4 : Conduite de distribution*

- **Conduite de vidange**

Il permet de vider le réservoir pour le nettoyage ou les réparations. Tel comportement Commencera au point bas du réservoir, son plancher est fait de telle manière que l'eau puisse s'écouler Marchez naturellement jusqu'à cette gouttière. Il sera équipé d'un robinet-vanne et sera relié à Tuyau de trop-plein.

- **Conduite de trop plein**

Pour éviter que le réservoir ne déborde lorsqu'il reçoit plus d'eau qu'il ne peut en contenir En cas de dispense ou de défaillance du système d'arrêt de pompage, l'ouvrage est équipé de Du trop-plein, lorsque l'eau monte trop haut dans l'ouvrage, elle tombe par le trop-plein dans Ce tuyau est ensuite libéré par le puisard du regard et en dehors de la captation.

- **Conduite by-pass :**

Ce tronçon de canalisation relie les canalisations d'alimentation (arrivée) et de distribution (sortie), il fait circuler l'eau sans la faire passer dans la cuve, afin d'isoler la cuve en cas de besoin (nettoyer la cuve ou restaurer le château).

### **III.3.2) Système de matérialisation de la réserve d'incendie**

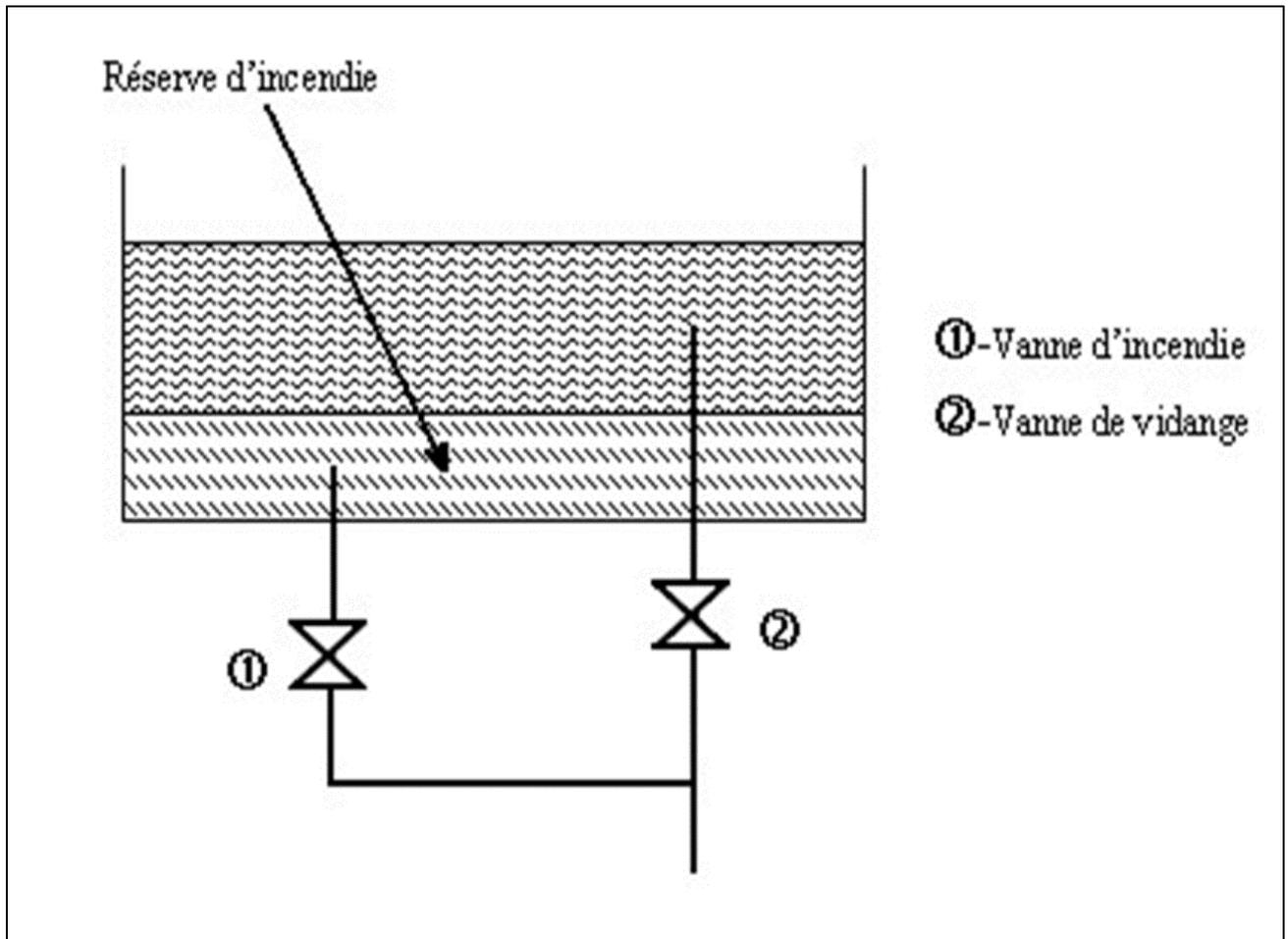
Appelée aussi chambre sèche ou chambre à vannes, c'est la partie du réservoir dans laquelle Des agents peuvent venir prélever des échantillons d'eau, vérifier le compteur d'eau général ou Vérifiez le niveau du réservoir de carburant. Cette salle contient toute l'hydraulique Nécessaire au bon fonctionnement du réservoir de carburant, il se trouve également dans la salle d'inspection Les tuyaux d'entrée et de sortie vont et viennent. Afin de conserver les réserves en toute sécurité pour éteindre le feu, il est nécessaire d'Essentiellement, interdire son utilisation en service normal et le rendre disponible via Si nécessaire, actionner une vanne spéciale, deux à cet effet solution, dans ce cas.

**a) Le système à deux prises**

Il consiste à distribuer de l'eau en régime normal à partir de la prise située au-dessus Le volume est retenu et contrôlé par la vanne 2. La prise d'air est située près du bas condamné par la vanne 1 (clapet coupe-feu), ce qui peut être bénéfique Télécommande en cas de sinistre. L'inconvénient de cette solution est que, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, il subsiste entre les prises 1 et 2 une zone mal renouvelée, ou risque de développement de micro-organismes qui peuvent contaminer toute l'eau du réservoir et risquant de surcroit de lui donner un gout désagréable.

En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouverte.

En cas d'incendie, 1 est ouverte

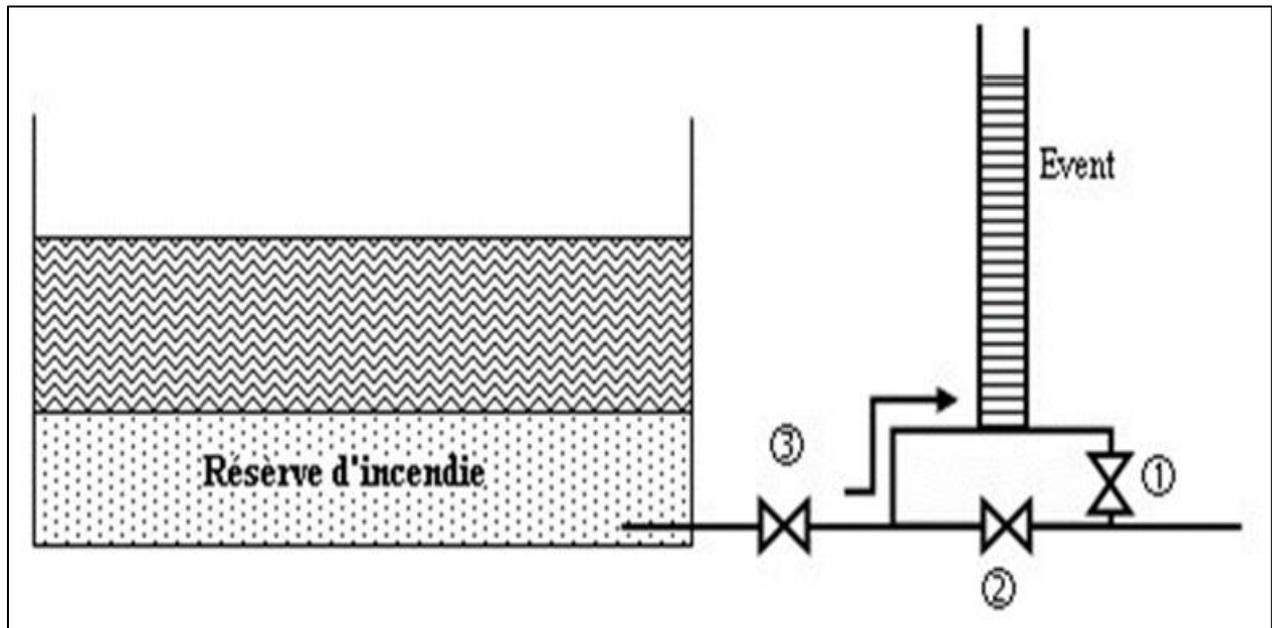


*Figure III.5: Système deux prises*

**b) Le système à siphon :**

Le système à siphon consiste à prélever, dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir mais on la faisant transiter au service normal par un siphon situé à la coté supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui la désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre, la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuit le siphon et assure la mise en service de la réserve

d'incendie, cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir. En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée. En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée



*Figure III.6* Système à siphon

### III.3.3) Emplacement de réservoir

Pour le fonctionnement normal du réseau, il est nécessaire de choisir l'emplacement du réseau. Par conséquent, les points suivants doivent être pris en considération <sup>[4]</sup> :

- L'emplacement du réservoir doit également être choisi avec soin afin d'offrir aux abonnés
- Il y a suffisamment de stress aux heures de pointe. La hauteur du réservoir, plus précisément la hauteur du radeau, doit être supérieure à la hauteur de mesure de pression la plus élevée requise pour l'alimentation en eau du réseau de canalisations
- Gravité du réseau de distribution. Il est nécessaire d'évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point le plus haut.
- Une cellule de charge est utilisée pour obtenir une première approximation, la hauteur du radeau. Il faut tenir compte de la topographie et de la géologie de ces lieux. nous ne pouvons pas oublier
- Agrandissement futur de la zone d'agglomération.

### III.4 Le choix du type de réservoir :

En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si la structure est adaptée à la forme de la parcelle ou aux conditions du sol) <sup>[6]</sup> :

- Coût de construction économique.
- Maintenir l'eau à température constante.
- Recherche de bâtiment simplifiée.
- facile à obtenir une bonne réalisation.

### III.5 Capacité du réservoir

Pour remplir le rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité de stockage d'eau suffisante. Elle est définie comme la capacité consommée en une journée, augmentant la réserve de puissance de feu. Les variations des débits d'entrée et de sortie, c'est-à-dire des systèmes

d'alimentation et de distribution, doivent être prises en compte lors de l'estimation. La capacité est calculée selon deux méthodes :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

**a) La méthode analytique**

Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante

$$V_{MAX} = \frac{Q_{Maxj}}{100} \quad (III-1)$$

Avec :

- $V_{max}$  = Volume maximal de stockage pour la consommation (m3).
- $Q_{max j}$  = consommation maximale journalière (m3/j)
- $P_{max j}$  = résidu maximal dans le réservoir (%).

❖ **Détermination de la valeur de P**

Connaissant les valeurs de  $\alpha_{max}$  et  $\beta_{max}$  on détermine la valeur du coefficient de variation horaire  $K_{max}$  par la relation suivante :

$$K_{max} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (III-2)$$

- La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (voir annexe I)
- On répartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée ( $P_{max}$ ) sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{max} = |R^+_{max}| + |R^-_{max}| \quad (III-3)$$

Avec :

$R^+_{max}$  : résidu maximum positif (%).

$R^-_{max}$  : résidu minimum négatif (%).

**b) Méthode graphique**

C'est une méthode rapprochée à la méthode analytique. Elle tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir de coefficients de variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. On trace, sur un même graphique, les courbes cumulées des débits d'apports et de consommation en fonction du temps. Le volume maximal de stockage est obtenu en sommant en valeur absolue les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apport.

$$P_{max} = |\Delta V_+| + |\Delta V_-| \quad (III-4)$$

**Remarque:** Le volume maximal sera déterminé de la même façon que la méthode analytique. Le volume total du réservoir est de :

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \quad (III-5)$$

29 -  $V_T$ : volume total du réservoir.

- $V_{max}$  : volume maximal de stockage.
- $V_{inc}$  : volume d'incendie (120m<sup>3</sup>).

### III.6 Détermination de la capacité des réservoirs

#### III.6.1) Dimensionnement de la station de reprise

La station de reprise est un ouvrage composée d'un réservoir et d'une station de pompage, le dimensionnement de la station de reprise est déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas, dans notre cas on prend un temps de stockage de 1/4heure ;

$$VS.R = \frac{Q_{maxj} \cdot t}{T} \quad (III-6)$$

Avec :

- **VS.R.** : volume de la station de reprise.
- **$Q_{maxj}$**  : débit entrant à la station.
- **T** : temps de pompage (20h)
- **t** : temps de fermeture des vanne (1/4 h).

$$Q_{maxj} = 2202,96 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$VS.R. = (2202,96 \times 0,25) / 24$$

$$VS.R = 22,95 \text{ m}^3.$$

On prend une station de capacité standard de 25 m<sup>3</sup>.

#### III.6.2) Dimensionnement du réservoir principal (Rp)

Le dimensionnement du réservoir sera comme suit :

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

Horaire	Apport (%)	Adduction(%)	Surplus(%)	Déficit(%)	Résidu (%)
0_1	5,00	4,16	0,84		0,84
1_2	5,00	4,16	0,84		1,68
2_3	5,00	4,16	0,84		2,52
3_4	5,00	4,16	0,84		3,36
4_5	5,00	4,16	0,84		4,20
5_6	5,00	4,16	0,84		5,04
6_7	5,00	4,16	0,84		5,88
7_8	5,00	4,17	0,84		6,72
8_9	5,00	4,17	0,83		7,55

**Tableau III.1** : Détermination du capacité de la réservoir (suite et fin)

9_10	5,00	4,17	0,83		8,38
10_11	5,00	4,17	0,83		9,21
11_12	5,00	4,17	0,83		10,04
12_13	5,00	4,17	0,83		10,87
13_14	5,00	4,17	0,83		11,70
14_15	5,00	4,17	0,83		12,53
15_16	5,00	4,17	0,83		13,36
16_17	5,00	4,17	0,83		14,19
17_18	5,00	4,17	0,83		15,02
18_19	0,00	4,17		4,17	10,85
19_20	0,00	4,17		4,17	6,68
20_21	0,00	4,17		4,17	2,51
21_22	0,00	4,17		4,17	-1,66
22_23	5,00	4,17	0,83		-0,83
23_24	5,00	4,17	0,83		0,00
Totale	100	100	16,68	16,68	

Résidu maximum est égal :

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}| = 16,68 \%$$

$$V_T = V_u + V_{\text{inc}} = \frac{16,68 * 2202,96}{100} + 120 = 487,45 \text{ m}^3$$

Avec

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

Une capacité totale de **500 m<sup>3</sup>**.

### III.7 Dimensionnement du réservoir

#### III.7.1) Détermination du diamètre du réservoir

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

On a :

$$V_R = S \times H_e \quad S = V_R / H_e \quad (\text{III-7})$$

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi \cdot H_e}}$$

On prend:

$$H_e = 5,00 \text{ m} \quad D = \sqrt{\frac{500 \cdot 4}{\pi \cdot 5}} = 11,28 \text{ m}$$

$$D \approx 12 \text{ m}$$

### III.7.2) Détermination de la hauteur d'incendie

$$V_{inc} = S \times H_{inc} \rightarrow H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi D^2}$$

$$H_{inc} = 106,15 \text{ cm.}$$

## III.8 Conclusion

Cette partie de l'étude nous a permis de titrer les dimensions des ouvrages de stockage (réservoir) et de transits (station de reprise).

Dans ce chapitre, notre étude nous a amené à projeter un réservoir 500 m<sup>3</sup> pour le long terme.

Après avoir fait le dimensionnement final du réservoir, nous allons nous intéresser au dimensionnement de la conduite d'adduction qui véhicule l'eau de point de piquage (la conduite Ghrib \_ Médéa) vers le réservoir de notre étude.

# Chapitre IV :

# Adduction

## IV.1. Introduction

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites jusqu'au réservoir. En fonction du relief de la zone, on distingue différents types d'adduction.

### Types d'adduction

On site trois types d'adduction :

- ✓ **Adduction par refoulement** : Le système d'adduction par refoulement emploie un système de pompage pour créer une pression dans le réseau. Le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.
- ✓ **Adduction gravitaire** : Le système d'adduction gravitaire ne fait intervenir qu'un seul travail qui est la pesanteur. En effet, l'écoulement des eaux dans les conduites dépend de la pente. Le lieu de captage se situe donc à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte.
- ✓ **Adduction mixte** : Lorsqu'un réservoir d'accumulation intermédiaire reçoit en premier temps une eau par refoulement et que dans un deuxième temps, cette eau est évacuée par gravité jusqu'à un réservoir situé plus bas, on parle ici d'adduction mixte.

## IV.2. Choix du tracé :

Le but de ce chapitre est de dimensionner le réseau transportant l'eau vers les différentes zones concernées par l'étude tout en satisfaisant la condition économique.

Le choix du tracé se fait en tenant compte de certains impératifs d'ordre techniques, économiques et topographiques, qui se résument comme suit <sup>[7]</sup> :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible pour faciliter l'exécution des travaux ainsi que l'acheminement de matériaux lors de la réalisation ;
- Eviter les contre pentes qui donnent des cantonnements d'air. En plus, en période d'arrêt de pompe, il peut y avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des aplatissements de canalisation ;
- Pour les conduites de longueurs importantes, il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.

Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leurs exploitations et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation ainsi que la détection des fuites et les vannes défectueuses.

## IV.3. Choix du type de matériaux

Le choix du type de matériaux des conduites de transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique <sup>[7]</sup> sur le plan technique :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles;

- Adaptation aux terrains de pose, bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
- Du prix de la fourniture et du transport ;
- De leur disponibilité sur le marché local.

Les types de conduites les plus utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, il y'a :

- Métalliques "Acier, Fonte" ;
- En matière plastique "poly chlorure de vinyle (PVC), polythène (PE)".

#### IV.4. Les équipements du système d'adduction

Les accessoires hydrauliques constituant une adduction sont :<sup>[8]</sup>

- **Robinet vanne** : On distingue les robinets dits quart de tour, robinets-vannes et la vanne papillon. Ces accessoires permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation.
- **Ventouses** : Le rôle d'une ventouse est essentiellement d'évacuer l'air contenu dans les conduites. Elles seront donc prévues aux points hauts bien définis.
- **Décharge** : Une décharge n'est autre qu'un robinet disposé aux points bas du tracé en vue de la vidange de la conduite.
- **Clapets anti-retours** : Le clapet anti-retour est destiné à assurer le passage de l'eau dans un sens et à l'arrêter dans le sens opposé.
- **Vanne de régulation (avale)** : Fonctionne à action directe ou indirecte (hydraulique). Son but est de fournir une pression avale constante. La vanne à action directe est liée à un ressort ; plus la course est grande et plus il faut de force. La vanne à action hydraulique possède une commande qui se situe hors appareil.
- **Vanne de régulation de débit** : Elle limite et stabilise le débit à une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.

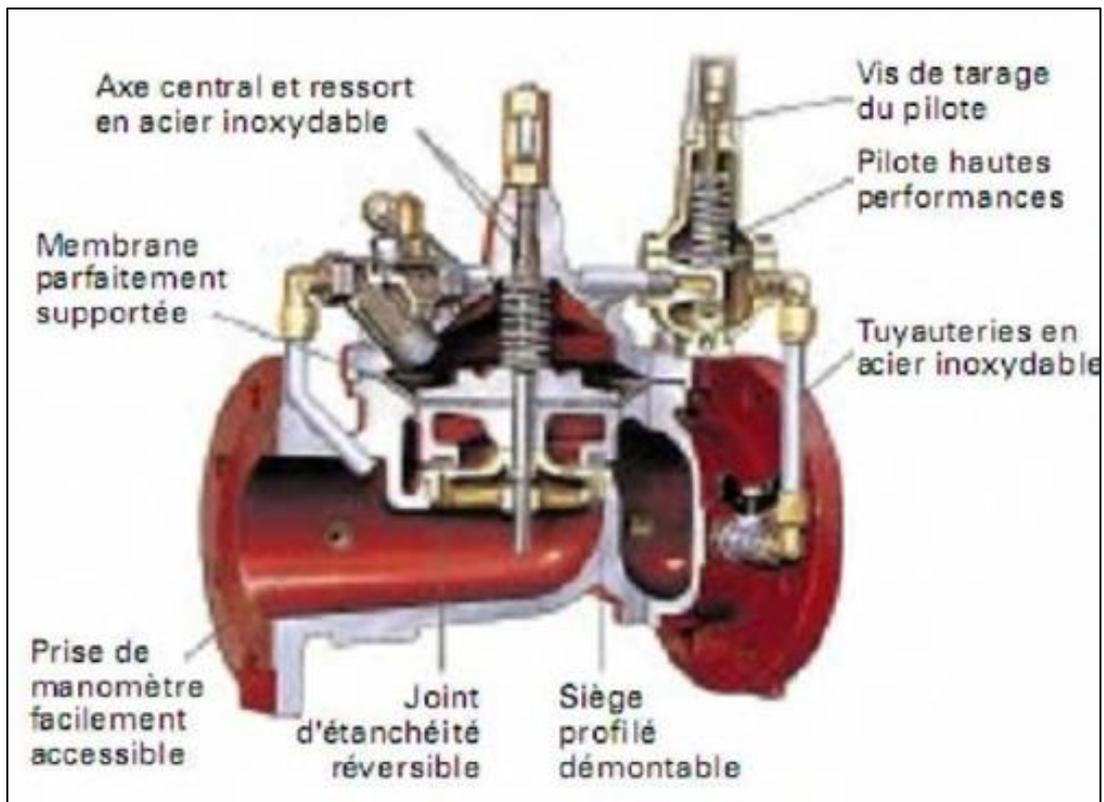


Figure IV.1: Appareil de régulation modulaire

#### IV.5. Prix des conduites

Les prix des conduites en PEHD sont donnés dans l'annexe (7) avec une pression nominale de 10 Bars et l'annexe (8) avec une pression nominale de 16 Bar <sup>[7]</sup>.

Les prix des conduites en Fonte sont donnés dans l'annexe (9) <sup>[5]</sup>

#### IV.6. Etude technico-économique

Le choix le plus économique du diamètre de la conduite se fait selon :

- **Critère technique** : le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite et la vitesse d'écoulement doit être comprise généralement entre 0.5 et 1.5 m/s et pouvant aller jusqu'à 2 m/s.
- **Frais d'investissement** : les frais d'exploitation et d'amortissement doivent présenter un bilan minimal et sont proportionnels aux diamètres des conduites.

##### IV.6.1 Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes :

**Formule de BRESS :**  $D = \sqrt{Q}$  (IV-1)

**Formule de BONNIN :**  $D = 1,5\sqrt{Q}$  (IV-2)

Avec :

- **Q** : débit à élever en m<sup>3</sup>/s.

On prendra tous les diamètres compris entre **DBRESS** et **DBONNIN**, mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5 m/s et 2 m/s.

#### IV.6.2 Calcul de la vitesse

La vitesse de l'écoulement se détermine par la formule ci-après :

$$V = \frac{4 \times Q}{D^2 \times \pi} \quad (\text{IV-3})$$

Avec :

- **V** : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;
- **D** : Diamètre de la conduite en (m).

#### IV.6.3 Calcul des pertes de charge $\Delta H$

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

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

##### a) *Pertes de charge linéaires $\Delta H_L$*

Elles se calculent moyennant la formule de Darcy-Weisbach <sup>[9]</sup> :

$$\Delta HL = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} \quad (\text{IV-4})$$

Avec :

- **g** : Accélération de la pesanteur (g=9.81 m/s<sup>2</sup>) ;
- **L** : Longueur de la conduite en (m) ;
- **λ** : Coefficient de frottement de Darcy.

Le coefficient de Darcy caractérise l'écoulement et la nature de la rugosité des canalisations, il se détermine par les formules suivantes

- **Régime turbulent rugueux**

Il est donné par la formule de Nikuradzi <sup>[9]</sup> :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{K_S}{D})^{-2} \quad (\text{IV-5})$$

- **Régime de transition :**

On utilise la formule de Colebrook <sup>[9]</sup> :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{K}{3.71D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV-6})$$

D'où :

- **K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

✓ Pour les conduites en PEHD la valeur prise est égale à <sup>[9]</sup> :

- 0.01 mm pour les diamètres inférieures ou égaux à 200 mm ( $DN \leq 200$ ) ;
- 0.02 mm pour les diamètres supérieurs à 200 mm ( $DN > 200$ ) ;

✓ Pour les conduites en fonte ductile :

-  $K = 0.15$  mm

• **Re** : Nombre de Reynolds donné par la relation ci-après :

$$Re = \frac{D \cdot V}{\nu} \quad (IV-7)$$

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 \times T + 0,000221 \times T^2)} \quad (IV-8)$$

Avec :

**V** : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s) ;

-  **$\nu$**  : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de Stocks <sup>[9]</sup> :

Avec :

-  **$T^\circ$**  : Température de l'eau en degré, à  $T^\circ = 20^\circ\text{C}$ .

-  $\nu = 0.01$  Stocks =  $10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$  [8].

### b) Pertes de charge singulières $\Delta HS$ :

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées de 10% à 15% des pertes de charge linéaires, on prend 15%.

$$\Delta HS = 0.15 \times \Delta HL \quad (IV-9)$$

### c) Pertes de charge totales $\Delta HT$ :

Elles présentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, pour chaque conduite de longueur L, donc on aura :

$$\Delta HT = \Delta HS + \Delta HL \quad (IV-10)$$

Avec :

- **$\Delta HS$**  : Pertes de charge singulières (m) ;
- **$\Delta HL$**  : Pertes de charge linéaires (m).

D'où :

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

## IV.7. Etude de l'adduction refoulement ;

### IV.7.1 Tronçon point de piquage P1- R1 :

#### a) Caractéristiques du tronçon :

- Débit :  $Q = 0.025 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Longueur :  $L = 85 \text{ m}$ .
- La hauteur géométrique :  $H_g = 212 \text{ m}$

En utilisant les formules (IV-1) et (IV-2), on trouve :

$$D_{\min} = 0.158 \text{ m}$$

$$D_{\max} = 0.238 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont : 160, 200, et 250 mm, avec une pression nominale de 25Bars (PN25) (**Annexes 4**).

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (IV-1) ci-après.

**Tableau IV.1:** Calcul des pertes de charge totales du tronçon point de piquage

Dext (m)	E (m)	Dint (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m/s)	Re	L(m)	$\lambda$	Hg(m)	$\Delta H_t$ (m)
0.16	0.0219	0.1381	0.025	1,6699	230609,2234	85	0,0114669	212	1,50463
0.2	0.0274	0.1726	0.025	1,0690	184514,1006	85	0,0125283	212	0,53906
0.25	0.0342	0.2158	0.025	0,6839	147577,0795	85	0,0120064	212	0,22087

D'après le tableau (IV-1) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir (Réservoir), il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour tous les diamètres, en va choisi diamètre de 250 mm et vitesse de 0.6839 m/s

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 400 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

#### ❖ Calcul des pertes de charge créées par la vanne $\Delta H_v$ :

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t \quad (\text{IV-11})$$

D'ou :

$$\Delta H_v = 212 - 0.6839 = 211.3161 \text{ m}$$

#### ❖ Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne $\xi$ :

En appliquant la formule suivante

$$\Delta H_v = \varepsilon \frac{v^2}{2 \times g} \quad (\text{IV-12})$$

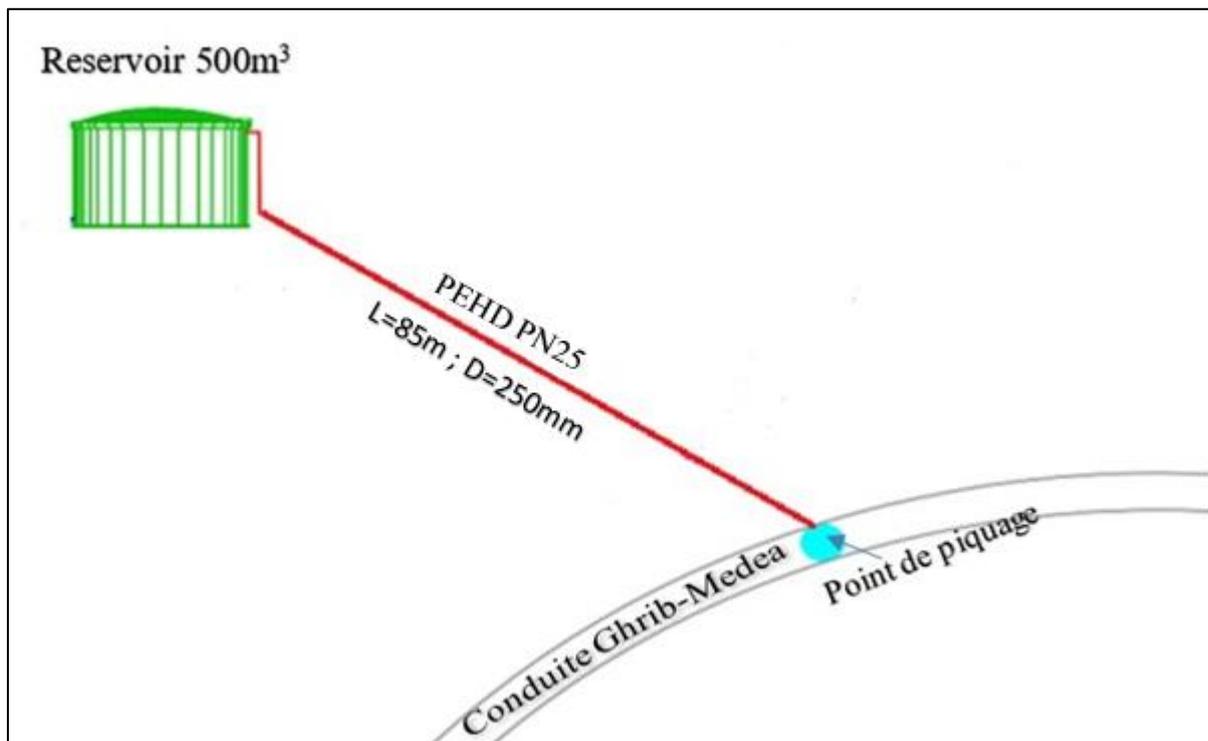
D'où :

$$\varepsilon = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2} = 1440,2578$$

**Calcul de l'angle de la vanne  $\theta$  :**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'**annexe (2)**.

Pour  $\xi = 1440.2578$  l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta$  sera de  $80^\circ$ .



*Figure IV.2: Schéma de piquage*

#### IV.8. Conclusion :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on constate que le diamètre 0.25 est le plus bon pour notre travail ;

- Le diamètre : DN = 250mm
- Rugosité : K = 0.02 mm
- Longueur de la conduite : L = 85

# Chapitre V :

# Distribution de réseau

## V.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à la distribution des eaux potable dans un réseau des conduites. Nous énoncerons les objectifs fondamentaux à atteindre pour satisfaire la demande en terme de pression et de débit. Les méthodes de calcul seront décrites à partir des principes de base.

Dans ce présent chapitre, on prévoit de dimensionner le réseau de distribution en eau potable du programme 2400 logements du pôle urbain 15 décembre (CAPS), en exploitant le logiciel EPANET.

## V.2. Description de système de distribution

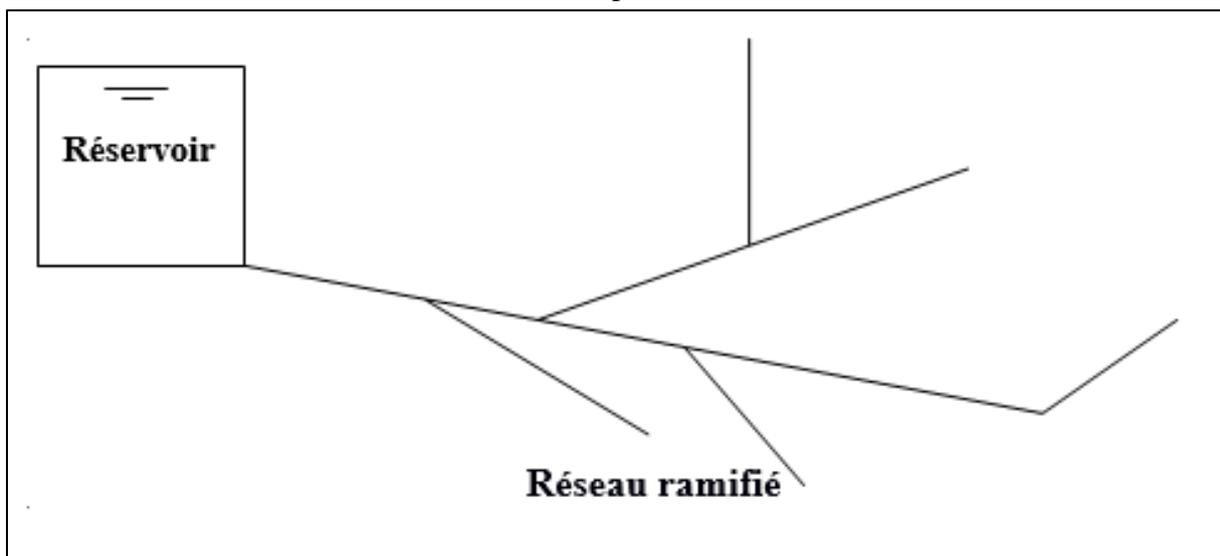
Le but d'un réseau de distribution d'eau est de ramener l'eau des réservoirs vers les consommateurs en assurant un débit maximal garanti et une pression au sol minimale (ou hauteur manométrique) proportionnée à la hauteur du bâtiment. L'eau est distribuée par un réseau local au sein de la zone d'approvisionnement en eau. Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont : les canalisations, les raccordements et les composants spéciaux (coudes, raccords, vannes, instruments, bouches d'incendie, etc.). Les conduites de distribution d'eau doivent descendre dans les rues de la ville et être posées sous terre, généralement sous les trottoirs.

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue les différents types de réseau de distribution :

- Réseau ramifié
- Réseau maillé
- Réseau étagé

### V.2. 1) 1-1- Réseau ramifié

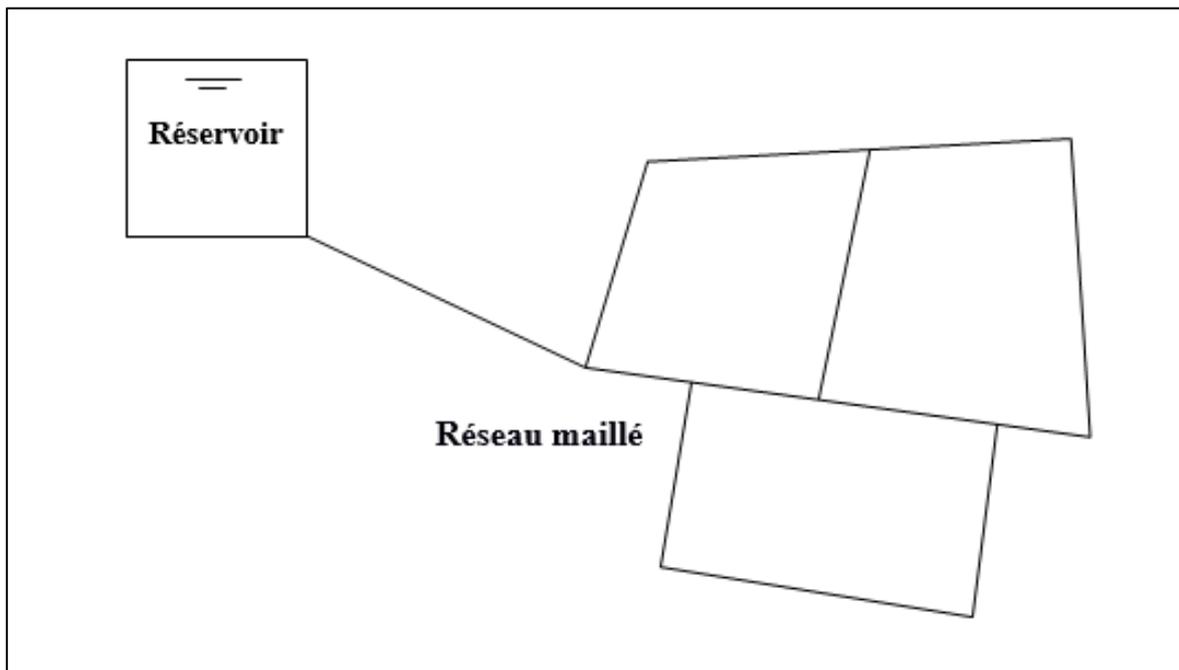
Il se compose de tuyaux toujours séparés du point d'alimentation et jamais fermés. Le réseau présente un avantage économique du fait de la longueur réduite des canalisations posées et du nombre réduit d'équipements hydrauliques mis en service. Son principal inconvénient est qu'il n'y a pas de retour d'eau dans les canalisations : lorsqu'une coupure d'eau se produit n'importe où, toutes les canalisations situées en aval sont privées d'eau.



*Figure V.1: Schéma du réseau ramifié*

### V.2. 2) Réseau maillé

Ils sont constitués de canalisations qui suivent un contour fermé, permettant le retour de l'alimentation. Cela réduit le risque d'interruption de service. Par conséquent, chaque point du réseau peut recevoir de l'eau de deux côtés ou plus. Ce type de réseau présente l'avantage d'une plus grande sécurité d'alimentation (si la canalisation casse, il suffit de l'isoler, tous les usagers situés en aval seront alimentés par d'autres canalisations). Une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau.



*Figure V.2: Schéma du réseau maillé*

### V.2. 3) Le réseau étagé

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

### V.2. 4) Réseau mixte

Un réseau mixte, lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée.

#### **Remarque :**

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

## V.3. Conception d'un réseau de distribution

Pour la conception d'un réseau de distribution, il est nécessaire de tenir compte de certains facteurs :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs.
- Le relief

## V.4. Principe de tracé d'un réseau de distribution

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter :

- Choisir le lien de consommation principale
- Déterminer le sens principal de masse ou des quantités totales d'eau.
- Tracer les conduites maîtresses, ces conduites doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.

### V.5. Choix du matériau des conduites du réseau

Le choix du type de matériaux des conduites parmi les parties importantes de construction du

Réseau, leur choix doit répondre à certaines exigences, à savoir

- Pression interne supportée par la canalisation.
- La résistance au de l'agressivité du sol.
- La jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes...etc.)
- Facilité de la mise en œuvre.
- Facilité d'entretien et d'exploitation.
- Disponibilité du produit sur le marché national.
- Du prix unitaire.
- Durée de vie.

*Tableau V.1: Caractéristique des différents types de matériau*

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
Fonte	-bonne résistance aux forces Internes. -très rigides et solides. -longueur des conduites variant de 6 à 16 m, donc Nous obtenons une réduction des joints. -facilité de pose.	-les tuyaux en fonte sont très lourds très chers. -risque de déformation des conduites pendant leur transport. -cout très élevé pendant le pose et mauvaise résistance au cisaillement.
Pvc(polychlorure de vinyle)	-bonne résistance à la corrosion. -disponible sur le marché. -une pose de canalisation facile .	-risque de rupture.
PEHD (polyéthylène haute densité)	-bonne résistance à la corrosion. -disponibilité sur le marché. -résistance au conditions climatiques. -souplesse a l'utilisation. -légèreté et facilite d'utilisation. -facilite de transport et de stockage. -Possibilité de raccordement. -un bon rapport qualité prix. Bonne durée de vie élevée.	-Nécessite une grande technicité pour la jonction.

Dans le tableau (V.1). Ci-dessous nous citons les avantages et les inconvénients de chaque type de matériau :

**Remarque :** Notre choix est porté sur des conduites en PEHD PN10 (Annexes3).

## V.6. Équipement du réseau de distribution

### V.6. 1) Robinets vannes

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

### V.6. 2) Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 16 l/s avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

### V.6. 3) Clapets

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

### V.6. 4) Ventouses

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques.

### V.6. 5) Robinets de vidange

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

### V.6. 6) Réducteurs de pression

Ce sont des éléments conçus pour réduire les pressions et minimiser les dégâts.

## V.7. Exigences du réseau de distribution

Pour qu'un réseau soit performant, il faut que <sup>[8]</sup> :

- La pression soit supérieure à 1 bar ;
- Sur la totalité du réseau, la pression maximale régnant ne doit en aucun cas dépasser les 6 à 7 bars (60 à 70 me). Ceci provoquera des désordres. A l'occasion, on peut prévoir une distribution étagée ou installer des réducteurs de pression ;
- Les vitesses doivent être entre 0.5 et 1.5 m/s ;
- Les diamètres doivent permettre l'écoulement des débits de pointe.

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

- ✓ On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau ;
- ✓ On détermine le débit spécifique ensuite les débits en route ;
- ✓ Ayant les débits en route : on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

## V.8. Calcul hydraulique du réseau de distribution

### V.8. 1) Débit de pointe

Le débit de pointe correspond au débit horaire le plus élevé de la journée, c'est le débit qui complète le dimensionnement du réseau de distribution et est donné par la relation suivante :

$$Q_p = K_{max.h} * \frac{Q_{max.j}}{24} \quad (V-1)$$

Avec :

- $Q_p$  : Débit de pointe horaire (débit maximum journalier) (m<sup>3</sup>/h).
- $Q_{max.j}$  : Débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j).

- $K_{\max,h}$  : Coefficient de pointe horaire.

On suppose que les consommations sont concentrées aux nœuds. On a d'après les calculs estimés dans le 2ème chapitre, le débit de pointe horaire ou bien le débit maximum journalier de 2400 logements est de 137.69 m<sup>3</sup>/h

### V.8. 2) Débit spécifique

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde, il est donné par la relation suivante :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (V-2)$$

Avec :

- $Q_s$  : Débit spécifique (l/s. m) ;
- $Q_p$  : Débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$  : La somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

### V.8. 3) Débit de route

C'est le débit circulant à travers un tronçon et supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur de ce dernier, il est donné par la relation suivante :

$$Q_r = Q_s * L_{i,j} \quad (V-3)$$

Avec :

- $Q_r$  : Débit de route (l/s) ;
- $L_{i,j}$  : Longueur du tronçon (i - j).

### V.8. 4) Débit au nœud

Les débits aux nœuds sont des débits concentrés en chaque nœud, alimentant la population répartie autour des moitiés des tronçons des conduites ayant en commun les nœuds considérés. Ils sont donnés par la relation suivante :

$$Q_n = 0.5 * \sum Q_r + \sum Q_s \quad (V-4)$$

Avec :

- $Q_n$  : Débit au nœud (l/s) ;
- $\sum Q_r$  : La somme des débits de route autour du nœud considéré (l/s) ;
- $\sum Q_s$  : La somme des débits localisés au nœud considéré (l/s).

### V.8. 5) Calcul de la pression

La détermination de la pression de service en un nœud quelconque, est obtenue à partir de la cote piézométrique de ce nœud diminué de sa cote du terrain naturel. Elle se calcule comme suit :

$$P_{\text{aval}} = C P_{\text{aval}} - C T N_{\text{aval}} \quad (V-5)$$

Avec :

- $P_{\text{aval}}$  : Pression au sol du nœud aval (m) ;

- $CP_{\text{aval}}$  : Côte piézométrique du nœud aval (m) ;
- $CTN_{\text{aval}}$  : Côte du terrain naturel du nœud aval (m).

La côte piézométrique d'un nœud se détermine par la relation suivante :

$$CP_{\text{aval}} = CP_{\text{amont}} - \Delta Ht \quad (V-6)$$

Avec :

- $CP_{\text{aval}}$  : Côte piézométrique du nœud aval (m) ;
- $CP_{\text{amont}}$  : Côte piézométrique du nœud amont (m) ;
- $\Delta Ht$  : Pertes de charge totales (m).

### V.8. 6) Calcul des débits en route et les débits aux nœuds

Les différents résultats des débits sont représentés dans le tableau ci-après.

*Tableau V.2: Débits en route et les débits aux nœuds*

Tronçon	Longueur (m)	Qs(l/s.m)	Qr(l/s)	Qn(l/s)
R1-N3	104	0,00955	0,9932	0,6757
N3-N4	32	0,00955	0,3056	0,2817
N4-N5	27	0,00955	0,25785	0,2579
N5-N6	27	0,00955	0,25785	0,1289
N3-N7	5,5	0,00955	0,05253	0,6852
N7-N8	8,5	0,00955	0,08118	1,5686
N8-N9	32	0,00955	0,3056	0,2817
N9-N10	27	0,00955	0,25785	0,2579
N10-N11	27	0,00955	0,25785	0,1289
N8-N12	288	0,00955	2,7504	1,6187
N12-N13	48	0,00955	0,4584	0,3581
N13-N14	27	0,00955	0,25785	0,3056
N14-N15	27	0,00955	0,25785	0,3056
N15-N16	37	0,00955	0,35335	0,3056
N16-N17	27	0,00955	0,25785	0,2579
N17-N18	27	0,00955	0,25785	0,1289
N12-N51	3	0,00955	0,02865	0,7783
N51-N19	137	0,00955	1,30835	0,9264
N19-N20	32	0,00955	0,3056	0,2388
N20-N21	18	0,00955	0,1719	0,2149
N21-N22	27	0,00955	0,25785	0,1289
N19-N23	25	0,00955	0,23875	0,5324
N23-N24	17,5	0,00955	0,16713	0,2125
N24-N25	27	0,00955	0,25785	0,2579
N25-N26	27	0,00955	0,25785	0,1289
N23-N27	69	0,00955	0,65895	0,5539
N27-N28	32	0,00955	0,3056	0,2435

**Tableau V.2:** Débits en route et les débits aux nœuds (suite)

N28-N29	19	0,00955	0,18145	0,2292
N29-N30	29	0,00955	0,27695	0,1385
N27-N31	15	0,00955	0,14325	0,425
N31-N32	32	0,00955	0,3056	0,2435
N32-N33	19	0,00955	0,18145	0,2197
N33-N34	27	0,00955	0,25785	0,1289
N31-N35	42	0,00955	0,4011	0,6566
N35-N36	25	0,00955	0,23875	0,2483
N36-N37	27	0,00955	0,25785	0,2579
N37-N38	27	0,00955	0,25785	0,1289
N35-N39	70,5	0,00955	0,67328	0,5181
N39-N40	19	0,00955	0,18145	0,2197
N40-N41	27	0,00955	0,25785	0,2579
N41-N42	27	0,00955	0,25785	0,1289
N39-N43	19	0,00955	0,18145	0,3987
N43-N44	19	0,00955	0,18145	0,2197
N44-N45	27	0,00955	0,25785	0,2125
N45-N46	17,5	0,00955	0,16713	0,0836
N43-N47	45,5	0,00955	0,43453	0,3462
N47-N48	27	0,00955	0,25785	0,2865
N48-N49	33	0,00955	0,31515	0,2817
N49-N50	26	0,00955	0,2483	0,1242
N51-N52	23	0,00955	0,21965	0,3343
N52-N53	17,5	0,00955	0,16713	0,2125
N53-N54	27	0,00955	0,25785	0,2579
N54-N55	27	0,00955	0,25785	0,1289
N52-N56	29,5	0,00955	0,28173	0,5181
N56-N57	17,5	0,00955	0,16713	0,2125
N57-N58	27	0,00955	0,25785	0,2579
N58-N59	27	0,00955	0,25785	0,1289
N56-N60	61,5	0,00955	0,58733	0,5205
N60-N61	17,5	0,00955	0,16713	0,2125
N61-N62	27	0,00955	0,25785	0,2579
N62-N63	27	0,00955	0,25785	0,1289
N60-N64	30	0,00955	0,2865	0,5219
N64-N65	17	0,00955	0,16235	0,2101
N65-N66	27	0,00955	0,25785	0,2579
N66-N67	27	0,00955	0,25785	0,1289
N64-N68	62,3	0,00955	0,59497	0,4216
N68-N69	17	0,00955	0,16235	0,2101

**Tableau V.2:** Débits en route et les débits aux nœuds(suite)

N69-N70	27	0,00955	0,25785	0,2579
N70-N71	27	0,00955	0,25785	0,1289
N68-N72	9	0,00955	0,08595	0,4823
N72-N73	30	0,00955	0,28650	0,2125
N73-N79	14,5	0,00955	0,13848	0,1982
N79-N80	27	0,00955	0,25785	0,2579
N80-N81	27	0,00955	0,25785	0,2579
N81-N82	27	0,00955	0,25785	0,1289
N72-N74	27	0,00955	0,25785	0,2579
N74-N75	27	0,00955	0,25785	0,2579
N75-N76	27	0,00955	0,25785	0,2579
N76-N77	27	0,00955	0,25785	0,1289
N72-N88	35	0,00955	0,33425	0,4584
N88-N83	17	0,00955	0,16235	0,2101
N83-N84	27	0,00955	0,25785	0,2579
N84-N85	27	0,00955	0,25785	0,3271
N85-N86	41,5	0,00955	0,39633	0,3271
N86-N87	27	0,00955	0,25785	0,1289
N88-N89	44	0,00955	0,42020	0,3390
N89-N90	27	0,00955	0,25785	0,3390
N90-N91	44	0,00955	0,42020	0,3390
N91-N92	27	0,00955	0,25785	0,1289
N7-N101	135	0,00955	1,28925	0,8595
N101-N102	33	0,00955	0,31515	0,2579
N102-N103	21	0,00955	0,20055	0,2292
N103-N104	27	0,00955	0,25785	0,1289
N101-105	12	0,00955	0,11460	0,4775
N105-N106	18	0,00955	0,17190	0,2149
N106-N107	27	0,00955	0,25785	0,2579
N107-N108	27	0,00955	0,25785	0,3581
N108-N109	48	0,00955	0,45840	0,3581
N109-N110	27	0,00955	0,25785	0,2579
N110-N111	27	0,00955	0,25785	0,2722
N111-N112	30	0,00955	0,28650	0,3677
N112-N113	15	0,00955	0,14325	0,2006
N113-N114	27	0,00955	0,25785	0,2579
N114-N115	27	0,00955	0,25785	0,1289
N112-N116	32	0,00955	0,30560	0,2817
N116-N117	27	0,00955	0,25785	0,1289

**Tableau V.2:** Débits en route et les débits aux nœuds (suite et fin).

N105-N118	70	0,00955	0,66850	0,6017
N118-N119	18	0,00955	0,17190	0,2149
N119-N120	27	0,00955	0,25785	0,2579
N120-N121	27	0,00955	0,25785	0,3438
N121-N122	45	0,00955	0,42975	0,3438
N122-N123	27	0,00955	0,25785	0,2579
N123-N124	27	0,00955	0,25785	0,3390
N124-N125	44	0,00955	0,42020	0,4107
N125-N126	21	0,00955	0,20055	0,1003
N125-N127	21	0,00955	0,20055	0,1003
N118-N128	38	0,00955	0,36290	0,3199
N128-N129	29	0,00955	0,27695	0,2674
N129-N130	27	0,00955	0,25785	0,3390
N130-N131	44	0,00955	0,42020	0,3390
N131-N132	27	0,00955	0,25785	0,2579
N132-N133	27	0,00955	0,25785	0,1289

## V.9. Modalisation et simulation du réseau :

L'utilisation des programmes informatiques peut libérer le projecteur des calculs fastidieux et de multiplier sa puissance de travail. Pour cela, nous avons fait appel au logiciel EPANET qui permet d'établir le calcul des paramètres hydrauliques et des pressions.

### V.9. 1) Présentation du logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Il calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes <sup>[10]</sup>.

### V.9. 2) Etapes d'utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un réseau de distribution d'eau sont les suivantes <sup>[10]</sup>:

- Tracé du réseau ;
- Saisie des propriétés des éléments du réseau ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer la simulation ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

### V.9. 3) Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds, les arcs représentent des tuyaux. Des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande et des réservoirs et bâches <sup>[10]</sup>.

Dans le présent projet, la modélisation s'est portée en introduisant les différentes données du réseau.

**a. Au niveau des nœuds**

Les données sont

- L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence ;
- La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).

**b. Au niveau des arcs**

Les données sont :

- Le nœud initial et final ;
- Le diamètre ;
- La longueur ;
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer les pertes de charge).

**c. Au niveau des réservoirs**

Les données sont :

- L'altitude du radier ;
- Le diamètre.

**V.9. 4) Simulation du réseau**

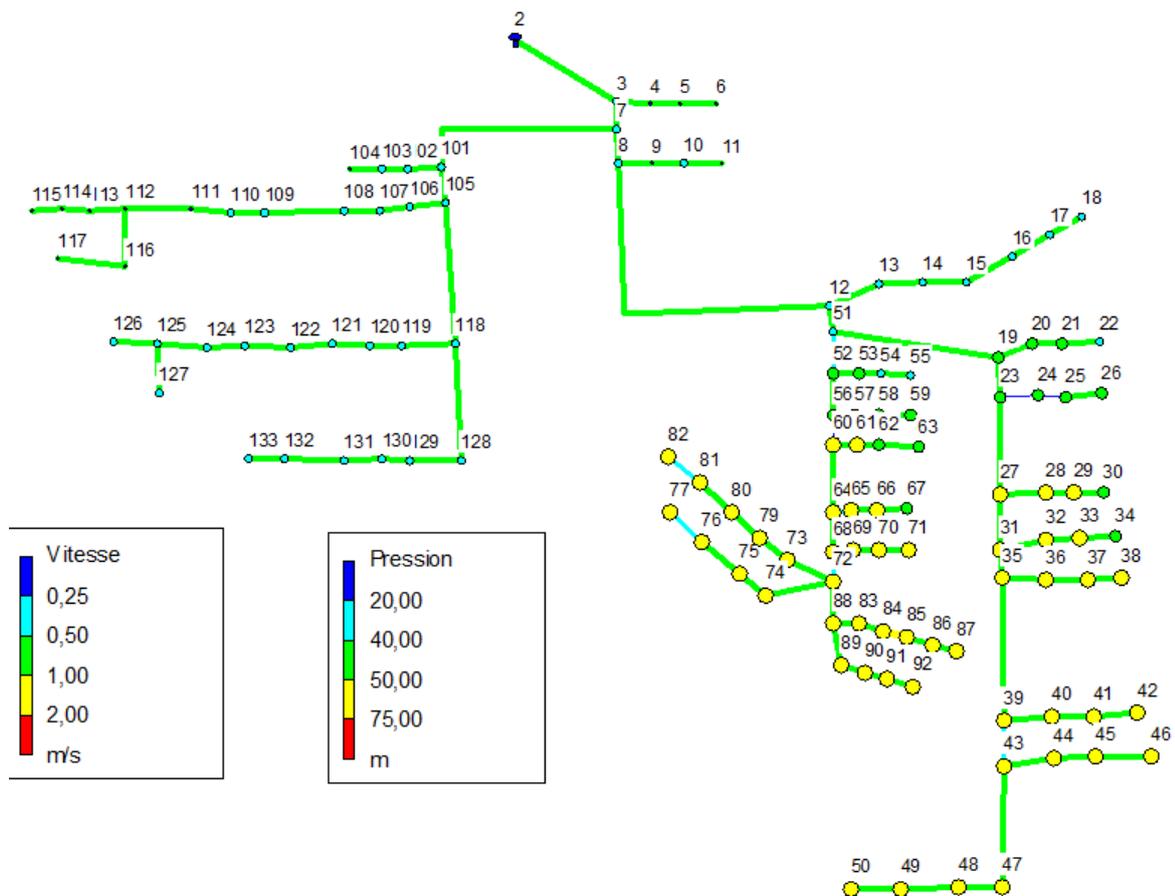
Afin de déterminer les débits du tronçon qui sont automatiquement calculés par EPANET, on fait introduire quelques données en fixant un diamètre par défaut de 200 mm et on lance la simulation.

Après la première simulation, on tire les débits obtenus moyennant le logiciel EPANET pour chaque tronçon afin de calculer les diamètres correspondants, Pour ce, on fixe une vitesse idéale de 1m/s et on calcul les diamètres suivant la formule  $Q=V \times S$ .

Pour ce projet le choix s'est porté sur des conduites en PEHD PN10 (**Annexe 3**).

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et les diamètres pour chaque conduite, la deuxième simulation peut être lancée dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5m/s -1.5m/s) pour chaque conduite et aussi les pressions aux différents nœuds qui ne dépassent pas 60 à 70 mce.

Les résultats de la simulation sans réducteur de pression sont présentés dans la figure ci-après.



**Figure.V.3:** Résultats de la simulation (pole 15 décembre)

Les résultats de simulation des tronçons sans réducteurs de pression sont regroupés dans le tableau ci-après.

**Tableau V.3:** Détermination des pressions

ID Nœud	Altitude(m)	Demande (m/h)	Charge (m)	Pression (m)
<b>Nœud 3</b>	841,67	0,68	861,87	20,2
<b>Nœud 4</b>	841,67	0,28	860,8	19,13
<b>Nœud 5</b>	841,67	0,26	859,41	17,74
<b>Nœud 6</b>	841,67	0,13	855,05	13,38
<b>Nœud 7</b>	841,02	0,69	861,84	20,82
<b>Nœud 8</b>	840,88	1,57	861,81	20,93
<b>Nœud 9</b>	840,89	0,28	860,74	19,85
<b>Nœud 10</b>	839,19	0,26	859,35	20,16

*Tableau V. 3: Détermination des pressions(suite)*

<b>Nœud 11</b>	839,19	0,13	854,99	15,8
<b>Nœud 12</b>	825,14	1,62	861,03	35,89
<b>Nœud 13</b>	827,19	0,36	860,21	33,02
<b>Nœud 14</b>	827,03	0,31	859,2	32,17
<b>Nœud 15</b>	826,7	0,31	858,58	31,88
<b>Nœud 16</b>	822,65	0,31	857,26	34,61
<b>Nœud 17</b>	822,18	0,26	855,87	33,69
<b>Nœud 18</b>	821,73	0,13	851,51	29,78
<b>Nœud 19</b>	815,26	0,93	859,09	43,83
<b>Nœud 20</b>	814,74	0,24	858,26	43,52
<b>Nœud 21</b>	814,26	0,21	857,52	43,26
<b>Nœud 22</b>	814,06	0,13	853,15	39,09
<b>Nœud 23</b>	809,33	0,53	858,84	49,51
<b>Nœud 24</b>	809,32	0,21	858,84	49,52
<b>Nœud 25</b>	809,18	0,26	858,84	49,66
<b>Nœud 26</b>	808,84	0,13	854,47	45,63
<b>Nœud 27</b>	806,13	0,55	857,21	51,08
<b>Nœud 28</b>	805,72	0,24	856,3	50,58
<b>Nœud 29</b>	805,25	0,23	855,41	50,16
<b>Nœud 30</b>	804,57	0,14	850,42	45,85
<b>Nœud 31</b>	804,12	0,43	856,96	52,84
<b>Nœud 32</b>	803,52	0,24	856,11	52,59
<b>Nœud 33</b>	801,92	0,22	854,71	52,79
<b>Nœud 34</b>	799,89	0,13	849,21	49,32
<b>Nœud 35</b>	798,19	0,66	856,5	58,31
<b>Nœud 36</b>	797,79	0,25	855,74	57,95
<b>Nœud 37</b>	795,61	0,26	854,35	58,74
<b>Nœud 38</b>	794,7	0,13	849,98	55,28
<b>Nœud 39</b>	787,16	0,52	855,26	68,1
<b>Nœud 40</b>	786,06	0,22	854,73	68,67
<b>Nœud 41</b>	785,9	0,26	853,34	67,44
<b>Nœud 42</b>	785,78	0,13	848,97	63,19
<b>Nœud 43</b>	782,91	0,4	855,12	72,21
<b>Nœud 44</b>	781,45	0,22	853,44	71,99
<b>Nœud 45</b>	781,7	0,21	850,83	69,13
<b>Nœud 46</b>	781,5	0,08	848,32	66,82
<b>Nœud 47</b>	781,9	0,35	854	72,1
<b>Nœud 48</b>	780,85	0,29	853,03	72,18
<b>Nœud 49</b>	780,65	0,28	851,18	70,53
<b>Nœud 50</b>	780,3	0,12	847,25	66,95
<b>Nœud 51</b>	824,76	0,78	861	36,24

*Tableau V. 3: Détermination des pressions(suite)*

<b>Nœud 52</b>	820,24	0,33	860,93	40,69
<b>Nœud 53</b>	820,19	0,21	860,46	40,27
<b>Nœud 54</b>	819,9	0,26	859,06	39,16
<b>Nœud 55</b>	818,12	0,13	854,7	36,58
<b>Nœud 56</b>	811,51	0,52	860,74	49,23
<b>Nœud 57</b>	810,3	0,21	860,27	49,97
<b>Nœud 58</b>	809,83	0,26	858,88	49,05
<b>Nœud 59</b>	809,68	0,13	854,51	44,83
<b>Nœud 60</b>	807,7	0,52	860,72	53,02
<b>Nœud 61</b>	809,82	0,21	860,24	50,42
<b>Nœud 62</b>	809,52	0,26	858,85	49,33
<b>Nœud 63</b>	809,32	0,13	854,49	45,17
<b>Nœud 64</b>	807,07	0,52	860,44	53,37
<b>Nœud 65</b>	807,07	0,21	860,29	53,22
<b>Nœud 66</b>	805,82	0,26	858,9	53,08
<b>Nœud 67</b>	805,82	0,13	854,53	48,71
<b>Nœud 68</b>	801,76	0,42	860,01	58,25
<b>Nœud 69</b>	801,76	0,21	859,86	58,1
<b>Nœud 70</b>	801,65	0,26	858,47	56,82
<b>Nœud 71</b>	801,11	0,13	854,1	52,99
<b>Nœud 72</b>	797,47	0,48	859,96	62,49
<b>Nœud 73</b>	797,94	0,21	859,2	61,26
<b>Nœud 74</b>	790,41	0,26	859,45	69,04
<b>Nœud 75</b>	790,32	0,26	858,61	68,29
<b>Nœud 76</b>	789,48	0,26	857,22	67,74
<b>Nœud 77</b>	789,29	0,13	855,8	66,51
<b>Nœud 79</b>	797,82	0,2	858,46	60,64
<b>Nœud 80</b>	797,09	0,26	857,61	60,52
<b>Nœud 81</b>	796,95	0,26	856,22	59,27
<b>Nœud 82</b>	796,15	0,13	854,81	58,66
<b>Nœud 83</b>	792,66	0,21	858,82	66,16
<b>Nœud 84</b>	792,28	0,26	856,76	64,48
<b>Nœud 85</b>	792,28	0,33	851,53	59,25
<b>Nœud 86</b>	791,26	0,33	848,62	57,36
<b>Nœud 87</b>	790,04	0,13	844,26	54,22
<b>Nœud 88</b>	793,15	0,46	859,43	66,28
<b>Nœud 89</b>	786,47	0,34	858,13	71,66
<b>Nœud 90</b>	785,85	0,34	856,85	71
<b>Nœud 91</b>	785,03	0,34	853,62	68,59
<b>Nœud 92</b>	784,94	0,13	849,26	64,32

**Tableau V. 3: Détermination des pressions(suite et fin)**

<b>Nœud 101</b>	836,03	0,86	859,75	23,72
<b>Nœud 102</b>	835,95	0,26	858,8	22,85
<b>Nœud 103</b>	835,6	0,23	857,87	22,27
<b>Nœud 104</b>	835,55	0,13	853,5	17,95
<b>Nœud 105</b>	833,25	0,48	859,61	26,36
<b>Nœud 106</b>	832,95	0,48	859,24	26,29
<b>Nœud 107</b>	831,42	0,26	858,83	27,41
<b>Nœud 108</b>	831,42	0,36	857,75	26,33
<b>Nœud 109</b>	833,41	0,36	856,3	22,89
<b>Nœud 110</b>	833,55	0,26	855,71	22,16
<b>Nœud 111</b>	835,67	0,27	855,26	19,59
<b>Nœud 112</b>	839,33	0,37	854,03	14,7
<b>Nœud 113</b>	840,26	0,2	853,64	13,38
<b>Nœud 114</b>	840,76	0,26	852,25	11,49
<b>Nœud 115</b>	840,56	0,13	847,88	7,32
<b>Nœud 116</b>	838,73	0,28	852,19	13,46
<b>Nœud 117</b>	838,01	0,13	847,82	9,81
<b>Nœud 118</b>	825,9	0,6	858,83	32,93
<b>Nœud 119</b>	825,82	0,21	858,24	32,42
<b>Nœud 120</b>	824,94	0,26	857,5	32,56
<b>Nœud 121</b>	825,48	0,34	856,91	31,43
<b>Nœud 122</b>	824,83	0,34	854,59	29,76
<b>Nœud 123</b>	824,03	0,25	853,72	29,69
<b>Nœud 124</b>	819,12	0,34	851,99	32,87
<b>Nœud 125</b>	818,96	0,41	846,65	27,69
<b>Nœud 126</b>	818,9	0,1	844,52	25,62
<b>Nœud 127</b>	818,02	0,1	844,52	26,5
<b>Nœud 128</b>	825,17	0,32	858,14	32,97
<b>Nœud 129</b>	825,07	0,27	857,37	32,3
<b>Nœud 130</b>	824,34	0,13	855,94	31,6
<b>Nœud 131</b>	823,71	0,34	854,21	30,5
<b>Nœud 132</b>	822,46	0,26	852,82	30,36
<b>Nœud 133</b>	821,36	0,13	848,46	27,1
<b>Réservoir 2</b>	860,54	37,83	862,54	2

**Tableau V.4: Détermination des diamètres du réseau**

ID Arc	Longueur(m)	Diamètre(mm)	Débit(m <sup>3</sup> /h)	Vitesse (m/s)	Charge Unit(m/km)
Tuyau 3	66	66	0,67	0,59	33,36
Tuyau 4	55,4	55,4	0,39	0,61	51,51
Tuyau 5	44	44	0,13	0,71	161,68

**Tableau V.4: Détermination des diamètres du réseau(suite)**

Tuyau 6	5,5	220,2	36,48	0,83	5,99
Tuyau 7	8,5	137,2	26,09	0,59	3,2
Tuyau 8	32	66	0,67	0,59	33,36
Tuyau 9	27	55,4	0,39	0,61	51,51
Tuyau 10	27	44	0,13	0,71	161,68
Tuyau 11	288	137,2	23,85	0,54	2,7
Tuyau 12	48	96,8	1,66	0,57	17,08
Tuyau 13	27	96,8	1,3	0,74	37,62
Tuyau 14	27	79,2	1	0,56	22,87
Tuyau 15	37	66	0,69	0,61	35,61
Tuyau 16	27	55,4	0,39	0,61	51,51
Tuyau 17	27	44	0,13	0,71	161,68
Tuyau 18	3	60	20,57	0,9	10,62
Tuyau 19	137	137,2	9,19	0,82	13,97
Tuyau 20	32	66	0,58	0,52	25,88
Tuyau 21	18	55,4	0,34	0,54	41,44
Tuyau 22	27	44	0,13	0,71	161,68
Tuyau 23	25	137,2	7,68	0,68	9,96
Tuyau 24	17,5	66	0,6	0,54	36,57
Tuyau 25	27	55,4	0,39	0,61	161,55
Tuyau 26	27	44	0,13	0,71	161,68
Tuyau 27	69	137,2	6,55	0,93	23,67
Tuyau 28	32	66	0,61	0,54	28,27
Tuyau 29	19	55,4	0,37	0,58	46,9
Tuyau 30	27	44	0,14	0,77	184,74
Tuyau 31	15	96,8,2	5,39	0,76	16,35
Tuyau 32	32	66	0,59	0,52	26,66
Tuyau 33	33	55,4	0,35	0,55	42,51
Tuyau 34	34	44	0,13	0,71	161,68
Tuyau 35	42	96,8,2	4,37	0,62	11,04
Tuyau 36	25	66	0,64	0,56	30,34
Tuyau 37	27	55,4	0,39	0,61	51,51
Tuyau 38	27	44	0,13	0,71	161,68
Tuyau 44	19	66	0,61	0,54	27,87
Tuyau 45	27	55,4	0,39	0,61	51,51
Tuyau 46	27	44	0,13	0,71	161,68
Tuyau 47	19	96,8	1,95	0,43	7,55
Tuyau 48	19	66	0,52	0,81	88,04
Tuyau 49	27	55,4	0,3	0,73	96,86
Tuyau 50	17,5	44	0,08	0,6	143,11

**Tableau V.4: Détermination des diamètres du réseau(suite).**

Tuyau 51	45,5	79,2	1,04	0,59	24,62
Tuyau 52	27	66	0,69	0,61	35,61
Tuyau 53	33	55,4	0,41	0,64	56,32
Tuyau 54	26	44	0,12	0,69	150,93
Tuyau 55	23	137,2	10,6	0,46	3,05
Tuyau 56	17,5	66	0,6	0,53	27,26
Tuyau 58	27	44	0,13	0,71	161,68
Tuyau 57	27	55,4	0,39	0,61	51,51
Tuyau 59	29,5	137,2	9,67	0,61	6,39
Tuyau 60	17,5	66	0,6	0,53	27,26
Tuyau 61	27	55,4	0,39	0,61	51,51
Tuyau 62	27	44	0,13	0,71	161,68
Tuyau 63	61,5	96,8	8,55	0,19	0,41
Tuyau 64	17,5	66	0,6	0,53	27,26
Tuyau 65	27	55,4	0,39	0,61	51,51
Tuyau 66	27	44	0,13	0,71	161,68
Tuyau 67	30	96,8	7,43	0,66	9,36
Tuyau 68	17	66	0,6	0,34	8,91
Tuyau 69	27	55,4	0,39	0,61	51,51
Tuyau 70	27	44	0,13	0,71	161,68
Tuyau 71	62,3	96,8	6,31	0,56	6,9
Tuyau 72	17	66	0,6	0,34	8,91
Tuyau 73	27	55,4	0,39	0,61	51,51
Tuyau 74	27	44	0,13	0,71	161,68
Tuyau 75	9	96,8	5,3	0,47	4,98
Tuyau 76	30	96,8	1,06	0,6	25,37
Tuyau 77	14,5	79,2	0,84	0,75	51,38
Tuyau 78	27	66	0,64	0,57	31,2
Tuyau 79	27	55,4	0,39	0,61	51,51
Tuyau 80	27	44	0,13	0,46	52,51
Tuyau 81	27	79,2	0,9	0,51	18,99
Tuyau 82	27	66	0,64	0,57	31,2
Tuyau 83	27	55,4	0,39	0,61	51,51
Tuyau 84	27	44	0,13	0,46	52,5
Tuyau 86	35	96,8	2,86	0,63	15,28
Tuyau 87	17,5	79,2	1,25	0,71	34,83
Tuyau 88	27	79,2	1,04	0,92	76,39
Tuyau 89	27	66	0,78	1,23	193,73
Tuyau 90	41,5	55,4	0,46	0,72	69,93
Tuyau 91	27	44	0,13	0,71	161,68

*Tableau V.4: Détermination des diamètres du réseau(suite et fin)*

Tuyau 92	44	79,2	1,15	0,65	29,56
Tuyau 93	27	66	0,81	0,71	47,35
Tuyau 94	44	55,4	0,47	0,74	73,37
Tuyau 95	27	44	0,13	0,71	161,68
Tuyau 99	33	66	0,62	0,54	28,68
Tuyau 100	21	55,4	0,36	0,56	44,67
Tuyau 101	27	44	0,13	0,71	161,68
Tuyau 102	12	96,8,2	8,23	0,73	11,33
Tuyau 103	18	96,8	3,35	0,74	20,58
Tuyau 104	27	96,8	2,87	0,63	15,43
Tuyau 105	27	96,8	2,61	0,9	39,87
Tuyau 106	48	79,2	2,25	0,78	30,19
Tuyau 107	27	79,2	1,9	0,65	21,83
Tuyau 108	27	79,2	1,64	0,57	16,62
Tuyau 109	30	79,2	1,37	0,77	41,05
Tuyau 110	15	66	0,59	0,52	26,27
Tuyau 111	27	55,4	0,39	0,61	51,51
Tuyau 112	27	44	0,13	0,71	161,68
Tuyau 114	27	66	0,13	0,71	161,68
Tuyau 115	70	55,4	4,4	0,62	11,2
Tuyau 116	18	96,8	2,36	0,81	32,88
Tuyau 117	27	79,2	2,14	0,74	27,48
Tuyau 118	27	79,2	1,89	0,65	21,62
Tuyau 119	45	79,2	1,54	0,87	51,58
Tuyau 120	27	79,2	1,2	0,68	32,13
Tuyau 121	27	79,2	0,95	0,84	64,34
Tuyau 122	44	66	0,61	0,96	121,17
Tuyau 123	21	55,4	0,1	0,55	101,85
Tuyau 124	21	44	0,1	0,55	101,85
Tuyau 125	38	44	1,44	0,57	18,16
Tuyau 126	27	96,8	1,12	0,64	28,48
Tuyau 127	27	79,2	0,86	0,76	52,86
Tuyau 128	44,5	79,2	0,73	0,64	38,87
Tuyau 129	27	66	0,39	0,61	51,51
Tuyau 130	27	55,4	0,13	0,71	161,68
Tuyau 39	70,5	44	3,08	0,68	17,58
Tuyau 97	135	96,8	9,7	0,86	15,47
Tuyau 2	104	137,2	37,83	0,86	6,43
Tuyau 113	32	220,2	0,41	0,65	57,54

## **V.10. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les dimensions du réseau de distribution de nouveau pôle urbain 15 décembre qui est du type ramifié avec un linéaire de 4005,8 m. La détermination des paramètres hydrauliques tels que le débit, les pressions et les diamètres a été réalisée à l'aide du logiciel EPANET.

# Chapitre VI :

# Pose De Canalisations

## VI.1 Introduction

La Pose des conduites demeure un facteur très important pour une protection des conduites celles-ci peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles rencontrés s'ils existent

## VI.2 Les actions reçues par les conduites

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes <sup>[11]</sup>:

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

## VI.3 Exécution des travaux

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont <sup>[11]</sup> :

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

### VI.3.1) Vérification manutention des canalisations

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur <sup>[11]</sup> :

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

Précautions : Les tuyaux sont posés sur le sol ou au fond d'une tranchée, non pas grossièrement, ne roulant pas sur un sol pierreux ou rocheux, mais sur une piste.

#### a) *Largeur du fond de la tranchée*

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule

Avec :

$$B = d + (0.5 \div 1.2) \text{ (m)}$$

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

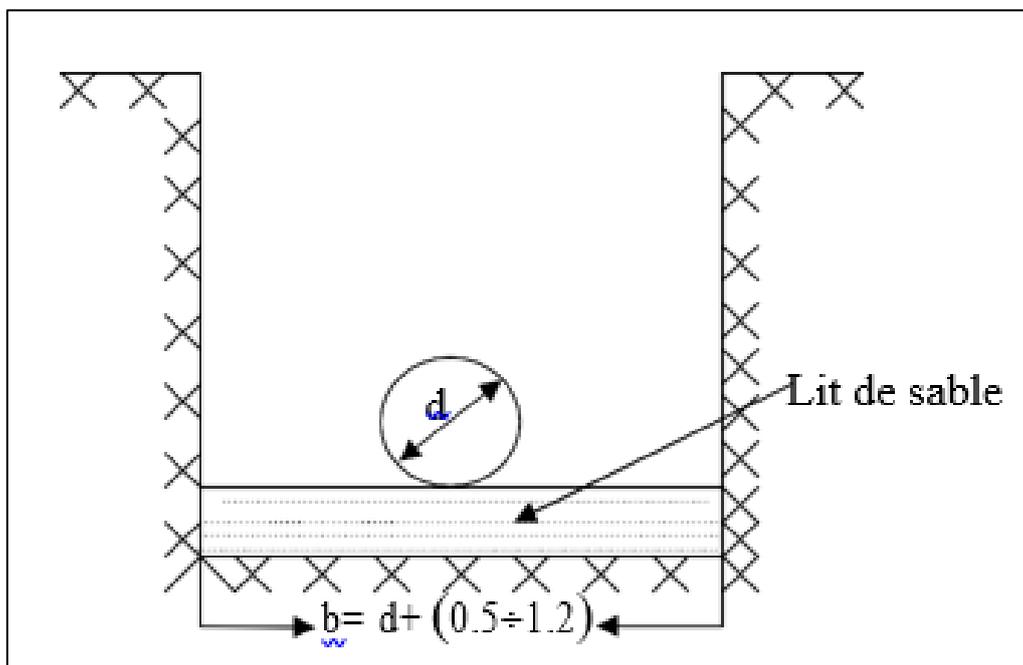
**b) Profondeur de la tranchée**

La profondeur des canalisations doit permettre la mise en place correcte d'un raccordement particulier, en évitant toute intercommunication avec d'autres canalisations.

La profondeur de la tranchée est <sup>[11]</sup>:

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

- Profondeur de la tranchée «  $H_{tr}$  »
- Largeur de la tranchée « b »
- Distance de la mise de la cavalière.



**Figure.VI.1:** Schéma d'une tranchée

$$H = e + d + h \quad (\text{m}). \quad (\text{VIII-2})$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur de lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite.

**c) Choix des engins de terrassement**

Pour l'excavation des tranchées et des fouilles des regards de notre réseau, on optera pour la pelle rétro.

Les aptitudes de la pelle rétro sont <sup>[11]</sup>:

- Creuser au-dessous de la surface d'appui.

- Creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical
- Creuser à une profondeur importante
- Creuser dans la direction de la machine

### **VI.3.2) Aménagement du lit de pose**

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

### **VI.3.3) La mise en place des canalisations**

- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers

### **VI.3.4) Assemblage des conduites**

Les joints des tubes ronds emboîtables sont réalisés à l'aide d'un anneau renforcé de barres d'acier et coulé en place dans un moule.

### **VI.3.5) Remblai des tranchées**

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante <sup>[11]</sup>:

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

### **VI.3.6) Nettoyage des conduites**

Dans les canalisations, des dépôts organiques et limoneux se forment souvent pour compenser cela, en utilisant des procédés mécaniques ou des prétraitements chimiques à base d'acides passivant.

### **VI.3.7) Surveillance et entretien du réseau**

#### **a) Désinfection :**

Avant la distribution publique d'eau, il est recommandé de désinfecter le réseau de canalisations, ce qui peut être fait avec du chlore ou du permanganate de potassium.

#### **b) Détection des fuites d'eau**

Les principales causes de fuites et qui doivent donc être évitées lors de la mise en place du réseau sont les suivantes <sup>[11]</sup>:

- 1- Conduites placées où il y a risque de gel.
- 2- Terrain agressif ou instable.

- 3- Caractéristiques de la conduite non adaptées a la pression de distribution.
- 4- Protection insuffisante par rapport au trafic de surface.
- 5- Mauvaise qualité du matériau.
- 6- Appui de la conduite sur un point dur.
- 7- Diverses observations permettent de déceler la présence des fuites a savoir.
- 8- Baisse de pression sur le réseau.
- 9- Augmentation des heures de fonctionnement de la station de pompage.
- 10- Consommation anormale relevée aux compteurs généraux.
- 11- Affaissement de terrain.

Ce sont les observations qui permettent de localiser les fuites et les affaissements de terrain.

## Conclusion générale

Le but de cette étude consiste à satisfaire les besoins en eau potable du programme 2400 logements qu'est en cours de réalisation. Pour cela, on a essayé d'englober tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'AEP de la zone d'étude.

Après avoir estimé les différents besoins en eau, nous avons constaté que ces besoins estimés à long terme, qui sont de **1835,8 m<sup>3</sup>/j** soit **21,25 l/s** ; sont bien satisfaits par rapport au débit journalier fourni par conduite de GHRIB\_Médéa dans la zone d'étude, qui est de **24192,19 m<sup>3</sup>/j**, soit de **280 l/s**.

La nature du relief exige l'implantation d'un réservoir de **500 m<sup>3</sup>** au point le plus haut pour assurer la pression nécessaire et l'alimentation gravitaire afin d'éviter l'installation de plusieurs stations de pompes.

Le système d'alimentation en AEP est un réseau ramifié, dimensionné de façon à assurer des pressions aux nœuds et des vitesses dans les conduites acceptables, qui rentre dans les fourchettes recommandées à savoir des vitesses variant de **0,5 à 2 m/s** et des pressions allant de **1 bars** jusqu'à la pression de service estimée **8 bars**.

Pour ce qui concerne le réseau de distribution, nous avons procédé à la distribution en eau potable vers l'ensemble de **12000 habitants**, en calculant les débits aux nœuds et des tronçons ainsi que les différentes pressions adéquates et les pertes de charge en utilisant le logiciel **EPANET**.

Nous avons réservé une partie de notre étude pour la protection des conduites contre les problèmes fréquents, et expliquer les différentes étapes de la pose des canalisations à cause de sa grande importance pour une réussite totale du projet.

[1] Direction hydraulique de Médéa.

[2] **Rapport de Mission** (Etude de Diagnostic pour La Réhabilitation des System d’Alimentation en Eau Potable de la ville de Médéa) « Prépare par B,GHOLAM /A.LADLI Novembre 2017» .

[3] Direction des ressources en eau de la wilaya de Médéa (DRE).

[4] **DJOUDER, L, et TAGUMOUT, L** : (Réaménagement et extension du système d’alimentation en eau potable de la commune de Tizi Rachad, wilaya de Tizi Ouzou). Mémoire de fin d’étude Université de Bejaia, juillet 2007.

[5] **BONNIN, J** : (hydraulique urbain appliquée aux agglomération de petite et moyenne importance). Edition Eyrolles 1997.

[6] **GOUDJIL, S, SADELLI, H** : (Alimentation eau potable de M’Naire II, Heddad , Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et foudiet El Assa wilaya de Souk Ahras ). Mémoire fin d etude Universite de Bejaia, juin 2017.

[7] **Abbas, M., Bakouche, H. (2019)**. Etude d’alimentation en eau potable de la commune de Kherrata à partir du barrage d’Ighil Emda, Wilaya de Bejaia. Mémoire de Fin d’Etudes, Master en hydraulique, Option Hydraulique Urbain. Université Abderrahmane Mira deBejaia, Algérie, 115 pages.

[8] **Dupont, A. (1979)**. Hydraulique Urbain, Tome II : Ouvrages de transport-Elévation et distribution des eaux. Edition Eyrolles, Paris, 484 pages.

[9] **Carlier, M. (1980)**. Hydraulique générale et appliquée. *Edition Eyrolles*, Paris, 588 pages.

[10] **Rossman, L.A. (2003)** : EPANET 2.0, Simulation hydraulique et qualité pour les réseaux d'eau sous pression. Manuel de l'Utilisateur, 222 pages.

[11] **Document Technique Réglementaire (DTR)** : « Règles de pose des Canalisations en Plastique Destinées aux Projets D’Alimentation en Potable ».

### La liste des figures

Figure I.1: photo réelle de le pole urbain 2400 logement.....	2
Figure I.2: Photo de satellite du pole 15 décembre (Source : Google Earth) .....	3
Figure I.3: Localisation de la commune de la wilaya de Mèdèa.....	3
Figure I.4 : Contexte topographique sur le périmètre d'étude.....	4
Figure III.1: Réservoir d'eau potable .....	15
Figure III.2: Réservoir semi-enterré cylindrique .....	16
Figure III.3: Robinet à flotteur .....	17
Figure III.4: Conduite de distribution.....	17
Figure III.5: Système deux prises.....	19
Figure III.6: Système à siphon .....	20
Figure IV.1: Appareil de régulation modulaire .....	27
Figure V. 1: Schéma du réseau ramifié .....	32
Figure V.2: Schéma du réseau maillé.....	33
Figure.V.3: Résultats de la simulation (pole 15 décembre).....	42
Figure.VI.1: Schéma d'une tranchée .....	50

### La liste des tableaux

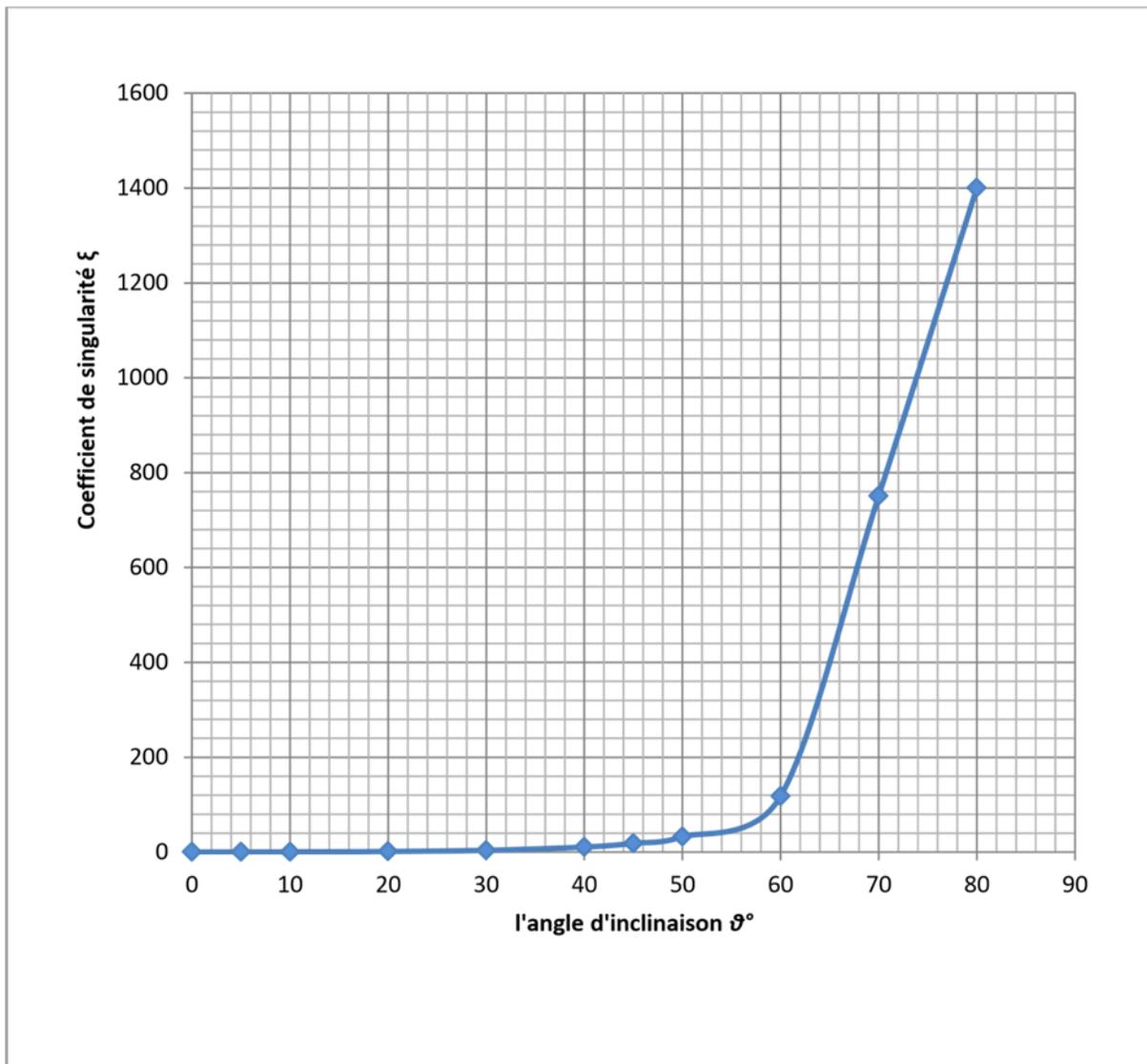
Tableau I.1.: Températures moyennes mensuelles en °C.....	5
Tableau I.2 : situation des équipements.....	5
Tableau II. 1 : Consommation moyenne journalière <sup>[3]</sup> .....	7
Tableau II.2: Récapitulatif des besoins.....	8
Tableau II.3: Calcul des consommations maximales et minimales journaliers.....	9
Tableau II.4 : La variation du coefficient $\beta_{max}$ .....	10
Tableau II.5: La variation du coefficient $\beta_{min}$ .....	10
Tableau II.6: Récapitulatif des débits journaliers.....	11
Tableau II.7: la fraction horaire du débit maximum journalier.....	11
Tableau II.8: Répartition des débits horaires .....	11
Tableau III.1 : Détermination du capacité de la réservoir.....	22
Tableau IV.1: Calcul des pertes de charge totales du tronçon point de piquage.....	30
Tableau V.1: Caractéristique des différents types de matériau.....	34
Tableau V.2: Débits en route et les débits aux nœuds.....	37
Tableau V.3: Détermination des pressions.....	42
Tableau V.4: Détermination des diamètres du réseau.....	45

*Annexe (I) : Régime de consommation des agglomérations*

Heures	Coefficient de variations maximales horaires de la consommation (Kmax.h)											
	1.20	1.250	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0-1	3.5	3.35	3.2	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1-2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2-3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3-4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4-5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5-6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6-7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7-8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8-9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9-10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10-11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11-12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12-13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13-14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14-15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15-16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16-17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17-18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	6.50	5.50	4.50	3.50	3.50	9.40
18-19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19-20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20-21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21-22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22-23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23-24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

*Annexe (2) : Evolution du coefficient de singularité  $\xi$  d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.*

Angle d'inclinaison du papillon $\theta$ (°)	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
$\xi$	0.25	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400



*Annexe (3) : Diamètres, épaisseurs et prix des conduites en PEHD PN10*

DN	Epaisseur (mm)	Poids (kg/m)
32	3.00	0.290
40	3.00	0.370
50	3.00	0.460
63	3.80	0.730
75	4.50	1.04
90	5.40	1.47
110	6.60	2.19
125	7.40	2.79
140	8.30	3.50
160	9.50	4.57
180	10.7	5.80
200	11.9	7.15
225	13.4	9.05
250	14.9	11.1
280	16.6	14.0
315	18.7	17.7

*Annexe (4) : Diamètres, épaisseurs et prix des conduites en PEHD PN10*

DN	Epaisseur (mm)	Poids (kg/m)
20	3.00	0.170
25	3.50	0.250
32	4.40	0.390
40	5.50	0.610
50	6.90	0.950
63	8.60	1.49
75	10.3	2.12
90	12.3	3.04
110	15.1	4.55
125	17.1	5.83
140	19.2	7.35
160	21.9	9.58
180	24.6	12.1
200	27.4	15.0
225	30.8	18.9
250	34.2	23.4
280	38.3	29.3
315	43.1	37.1

### ملخص

يبدأ العمل الحالي بتحديد البيانات المتعلقة بالموقع وبيانات مديرية المياه لولاية المدية ، ثم ينتقل إلى تقدير احتياجات المياه مما يجعل من الممكن قياس الخزانات والأنابيب. بعد ذلك يتم تحديد أبعاد شبكة التوزيع باستخدام برنامج Epanet ، كما تم وصف المشكلات المختلفة التي قد تنشأ عند هذا المستوى ، بالإضافة إلى مشكلات الشبكة.

### Résumé

Le présent travail consiste après avoir récolté les données concernant le site et les données de DRE Médéa on procède à l'estimation des besoins en eau par la suite ce qui permet dimensionner les réservoirs et les conduite d'adduction. Par la suite on a fait le dimensionnement du réseau de distribution a été fait avec logiciel Epanet ,on a aussi décrit les différents problèmes pouvant survenir dans un tel niveau, ainsi les problèmes de réseau.

### Abstract

The present work consists after having identified the data concerning the site and the data of DRE Médéa one proceeds to the estimation of the water needs thereafter which makes it possible to dimension the tanks and the conduits. Subsequently, the sizing of the distribution network was done with Epanet software; the various problems that could arise at such a level were also described, as well as network problems.