

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

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

# Mémoire de fin d'études

Spécialité : hydraulique  
Option : ouvrage hydraulique

## Thème

**Alimentation en eau potable entité C de pôle  
d'excellence de Tizi Ouzou**

*Réaliser par :*

*Mr. Serik Hamza*

*Mr. Medjmane Ali*

*Devant je jury :*

*Mr. Zamoum Said*

*Mr. Dahmous Houcin*

*Mr. Bouhali Sofiane*

*MAA*

*Professeur*

*MAB*

*Président*

*Promoteur*

*Examineur*

*Promotion : 2021-2022*

## **Remerciements**

*Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos remerciements les plus sincères, tout d'abord au « DIEU » pour la patience et la santé qu'il nous a offert tout au long de nos études.*

*Nous tenons à remercier tous les personnels de l'entreprise KNIROU (BENDJEDDOU Yacine) pour leur aide et leur serviabilité tout au long de notre projet en particulier notre encadreur M<sup>me</sup> CHABANE qui nous a orienté et facilité notre intégration dans le domaine domaine et pour le suivi continué durant la réalisation de ce travail.*

*Nous exprimons aussi nos vifs remerciements à tous les enseignants du département d'génie civil et plus particulièrement notre promoteur Mr DAHMOUSSE Hocine pour son suivi et ses conseils judicieux.*

*Nos vifs remerciements à tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur de juger ce modeste travail.*

*Sans oublier nos familles, nos amis et tous ceux qui 'ont participé de loin ou de près pour la réalisation de ce travail.*

*Merci* 

## *Dédicace*

*J'offre ce modeste travail :*

*A mes chers parents, Pour tout l'amour que vous m'avez entouré, pour tout ce que vous avez fait pour moi, je ferai de mon mieux pour rester un sujet de fierté à vos yeux avec l'espoir de ne jamais vous décevoir. Que ce modeste travail, soit l'exaucement de vos vœux tant formulés et de vos prières quotidiennes.*

*A mes très chers frères et sœurs et leurs enfants, et ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de réalisation de ce travail. Ils m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours.*

*A ma petite chère amie Lydia, à mon cher cousin Mouh et à tous mes amis (Chix, Gaya, Kamel, Bylka, Katia et Hannane) et proches qui m'ont soutenu et encouragé pendant cette magnifique expérience.*

*A mon binôme Ali, pour son soutien, sa patience tout au long de ce travail.*

*Puisse Dieu vous donner santé, bonheur, courage et surtout réussite.*

*A tous ceux que j'aime.*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ma très chère maman. Quoi que je fasse quoi je dise, je ne pourrai pas te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.*

*A mon très cher papa. Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager et pour tous tes conseils précieux tout au long de mes études. Que ce travail traduit ma gratitude et mon affectation.*

*A mon frère Mouloud et mes sœurs pour leurs appuis et leurs encouragements.*

*A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.*

*A mes amis, Bylka, Foufou, Mesaoud, Katia, Juju et Hannane, Lamia qui m'ont aidé et supporter durant tous les moments difficiles.*

*A mon binôme Hamza, pour son entent et sa sympathie.*

# Sommaire

<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
-----------------------------------	----------

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

I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation de la zone communale.....	2
I.2.1 Situation à l'échelle communale.....	2
I.2.2 Situation de la zone d'étude.....	3
I.3 La topologie.....	3
I.3.1 Le relief et les pentes.....	3
I.4 La géologie.....	6
I.5 Occupation du sol.....	6
I.6 Statut juridique.....	6
I.7 Etude climatique.....	6
I.7.1 La température.....	7
I.7.2 La pluviométrie.....	8
I.7.3 Diagramme ombrothermique.....	9
I.8 Conclusion.....	10

## *Chapitre II : Estimation des besoins.*

II.1 Introduction.....	11
II.2 Evolution de la population.....	11
II.3 Evaluation des besoins en eau.....	11
II.3.1 La consommation moyenne journalière.....	12
II.4 Les différents besoins de la zone d'étude.....	12
II.4.1 Les besoins domestique.....	12
II.4.2 Les besoins d'équipements.....	13
II.5 Etude des variations de débit.....	14
II.5.1 Consommation maximale journalier.....	14
II.5.2 Consommation minimale journalier.....	14
II.5.3 Débit moyen horaire.....	15
II.5.4 Débit maximal horaire.....	15

II.5.5 Débit minimal horaire.....	16
II.6 Conclusion .....	17

### ***Chapitre III : Calcul des réservoirs.***

III.1 Introduction .....	18
III.2 Définition des réservoirs .....	18
III.3 Rôle des réservoirs .....	18
III.4 Emplacement des réservoirs.....	19
III.5 Les équipements des réservoirs.....	19
III.5.1 Conduite d’adduction ou de départ .....	20
III.5.2 Conduite de distribution ou d’arriver .....	20
III.5.3 Conduite du trop-plein .....	20
III.5.4 Conduite de vidange.....	21
II.5.5 Conduite by-pass .....	21
III.5.6 Matérialisation de la réserve d’incendie.....	22
III.6 Capacité des réservoirs.....	22
III.6.1 Le réservoir de stockage et de distribution.....	22
III.7 Conclusion.....	24

### ***Chapitre IV : Etude de l’adduction.***

IV.1 Introduction .....	25
IV.2 Type d’adduction .....	25
IV.3 Choix de tracé .....	25
IV.4 Choix de type des conduites.....	25
IV.5 Organes et accessoires de l’adduction.....	26
IV.6 Etude techno-économique de la conduite de refoulement .....	29
IV.6.1 Calcul de diamètre économique .....	29
IV.6.2 Calcul de la vitesse.....	30
IV.6.3 Nombre de Reynolds.....	30
IV.6.4 Pertes de charge .....	31
IV.6.5 Calcul de la hauteur manométrique total HMT .....	33
IV.6.6 La puissance absorbée par la pompe.....	33

IV.6.7 Energie consommée par la pompe .....	34
IV.6.8 Les frais d'exploitation .....	34
IV.6.9 Frais d'amortissement .....	35
IV.6.10 Bilan des frais.....	35
IV.7 Station de pompage .....	36
IV.7.1 Définition .....	36
IV.7.2 Caractéristique des pompes.....	36
IV.7.3 Choix de la pompe .....	36
IV.7.4 Point de fonctionnement d'une pompe .....	36
IV.7.5 Installation d'une pompe.....	38
IV.8 Choix d'un type des pompes pour différentes stations .....	38
IV.8.1 Caractéristique de la conduite .....	38
IV.8.2 Caractéristique d'une pompe .....	38
IV.8.3 Etude de la cavitation .....	39
IV.9 Conclusion .....	40

### ***Chapitre V : Coup de bélier.***

V.1 Introduction .....	41
V.2 Définition.....	41
V.2.1 Les causes de ce phénomène .....	41
V.2.2 Les conséquences de ce phénomène.....	41
V.3 Moyenne de protection contre le coup de bélier .....	42
V.3.1 Volant d'inertie.....	42
V.3.2 Soupape de décharge .....	43
V.3.3 Cheminée d'équilibre .....	43
V.3.4 Réservoir d'air .....	44
V.4 Calcul hydraulique .....	45
V.4.1 Donnée de basse .....	45
V.4.2 Tronçon refoulement .....	45
V.5 Conclusion.....	47

## ***Chapitre VI : Pose et protection des conduites.***

VI.1 Introduction.....	48
VI.2 Pose des conduites .....	48
VI.2.1 Exécution et aménagement de la tranchée .....	48
VI.2.2 Stabilisation de la conduite .....	49
VI.2.3 Travaux spéciaux .....	50
VI.2.3.1 Traversées de route .....	50
VI.2.3.2 Traversées souterraine de ravin ou d'oued.....	50
VI.2.3.3 Pose en élévation.....	51
VI.2.3.4 Mis en eau et épreuve.....	51
VI.2.3.5 La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service .....	51
VI.3 Conclusion .....	51

## ***Chapitre VII : Etude de la distribution.***

VII.1 Introduction.....	52
VII.2 Définition.....	52
VII.3 Modélisation et simulation du réseau .....	52
VII.3.1 Présentation du logiciel EPANET .....	52
VII.3.2 Les étapes d'utilisation du logiciel EPA NET.....	52
VII.4 Classification du réseau de distribution .....	53
VII.5 Choix des conduites de distribution.....	53
VII.6 Pièces spéciales de raccordement .....	54
VII.7 Dimension du réseau de distribution .....	54
VII.8 Description du réseau de distribution .....	54
VII.8.1 Calcul des débits .....	55
VII.8.2 Calcul du réseau.....	57
VII.8.2.1 Cas de pointe.....	58
VII.8.2.2 Cas de pointe+incendie.....	61
VII.9 Conclusion .....	65
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>66</b>

*Liste des figures*

<b>Figure I.1</b> : Situation à l'échelle communale .....	2
<b>Figure I.2</b> : Présentation géographique de la zone .....	3
<b>Figure I.3</b> : La morphologie du site pôle d'excellence .....	4
<b>Figure I.4</b> : La carte des altitudes du périmètre d'étude .....	5
<b>Figure I.5</b> : La carte des pentes de la zone d'étude .....	5
<b>Figure I.6</b> : Pôle d'excellence entité A-B-C.....	6
<b>Figure I.7</b> : Histogramme des températures moyennes mensuelles [2016-2021]....	7
<b>Figure I.8</b> : Extrait de la carte des pluies de l'Algérie du nord .....	8
<b>Figure I.9</b> : Diagramme des précipitations moyennes durant la période [2016-2021] .....	9
<b>Figure I.10</b> : Diagramme ombrothermique de Gaussen.....	10
<b>Figure III.1</b> : Réservoir cylindrique .....	19
<b>Figure III.2</b> : Schéma de la conduite d'adduction .....	20
<b>Figure III.3</b> : Schéma de la conduite de distribution .....	20
<b>Figure III.4</b> : Schéma de la conduite du trop-plein.....	21
<b>Figure III.5</b> : Schéma de la conduite de vidange .....	21
<b>Figure III.6</b> : Schéma de la conduite de by-pass.....	21
<b>Figure III.7</b> : Schéma de la matérialisation de la réserve d'incendie .....	22
<b>Figure III.8</b> : Capacité de réservoir de la distribution .....	24
<b>Figure IV.1</b> : Schéma synoptique.....	25
<b>Figure IV.2</b> : Système de raccordement.....	26
<b>Figure IV.3</b> : Robinet vanne à opercule .....	27
<b>Figure IV.4</b> : Robinet vanne papillon .....	27
<b>Figure IV.5</b> : Ventouse automatique .....	28
<b>Figure IV.6</b> : Crépine .....	28
<b>Figure IV.7</b> : Point de fonctionnement d'une pompe .....	37

<b>Figure IV.8</b> : Installation d'une pompe .....	38
<b>Figure IV.9</b> : Installation d'une pompe .....	38
<b>Figure IV.10</b> : Le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la SR1 .....	39
<b>Figure V.1</b> : Le coup de bélier .....	41
<b>Figure V.2</b> : Conséquence de coup de bélier.....	42
<b>Figure V.3</b> : Volant d'inertie .....	42
<b>Figure V.4</b> : Soupape de décharge .....	43
<b>Figure V.5</b> : Cheminée d'équilibre.....	44
<b>Figure V.6</b> : Principe de la position d'un réservoir d'air .....	44
<b>Figure V.7</b> : Graphe Peuch et Meunier pour la conduite reliant SP et RV5000m <sup>3</sup> ..	46
<b>Figure VI.1</b> : Pose de la conduite en tranchée .....	48
<b>Figure VI.2</b> : Butée sur coude horizontal .....	49
<b>Figure VI.3</b> : Butée sur coude vertical .....	49
<b>Figure VI.4</b> : Protection spéciale pour la traversée de route.....	50
<b>Figure VI.5</b> : Traversée d'oued .....	50
<b>Figure VII.1</b> : Réseau ramifié .....	54
<b>Figure VII.2</b> : L'état de réseau après simulation cas de pointe (Vitesses) .....	59
<b>Figure VII.3</b> : L'état de réseau après simulation cas de pointe (Pressions).....	61
<b>Figure VII.4</b> : L'état de réseau après simulation cas de pointe+incendie(Vitesses).62	
<b>Figure VII.5</b> : L'état de réseau après simulation cas de pointe+incendie(Pressions)64	

*Liste des tableaux*

<b>Tableau I.1</b> : Températures mensuelles moyennes, maximale et minimale durant la période [2016-2021].....	7
<b>Tableau I.2</b> : Pluviométrie mensuelle et annuelle à Tizi Ouzou en [mm] .....	8
<b>Tableau I.3</b> : Diagramme ombrothermique .....	9
<b>Tableau II.1</b> : Estimation projeté de la population de la zone d'étude.....	11
<b>Tableau II.2</b> : Les besoins domestique .....	12
<b>Tableau II.3</b> : Les équipements à proposer de l'Entité « C».....	13
<b>Tableau II.4</b> : Débit maximal journalier .....	15
<b>Tableau II.5</b> : Débit minimal journalier.....	15
<b>Tableau II.6</b> : Les valeurs de $\beta_{max}$ en fonction de nombres de population.....	16
<b>Tableau II.7</b> : Les valeurs de min en fonction du nombre de population.....	16
<b>Tableau II.8</b> : Récapitulatif des débits horaires .....	17
<b>Tableau III.1</b> : Calcul le volume de réservoir et de distribution .....	23
<b>Tableau IV.1</b> : Récapitulatif de résultats .....	33
<b>Tableau IV.2</b> : Les frais d'exploitation .....	34
<b>Tableau IV.3</b> : Les frais d'amortissement .....	35
<b>Tableau IV.4</b> : Le bilan des frais .....	35
<b>Tableau V.1</b> : Caractéristique de la conduite .....	49
<b>Tableau VI.1</b> : Les différents matériaux .....	45
<b>Tableau VII.1</b> : Calcul de débit en route et débit de nœud du réseau.....	55
<b>Tableau VII.2</b> : Etat des arcs du réseau .....	58
<b>Tableau VII.3</b> : Etat des nœuds .....	59
<b>Tableau VII.4</b> : Etat des arcs du réseau .....	61
<b>Tableau VII.5</b> : Etat des nœuds .....	63

### *Liste des abréviations*

- A** : L'amortissement annuel (Annuité).
- AEP** : Alimentation en Eau Potable.
- a**: La célérité de l'onde.
- B** : La valeur du coup de bélier.
- BL** : Le bilan en (DA).
- Chw** : coefficient de Hazen –William.
- CR** : Côte Radier.
- CTN** : Côte Terrain Naturel.
- CTP** : Côte Trop Plein.
- D** : Diamètre de la conduite.
- Dot** : Dotation moyenne journalière des consommateurs.
- DA** : Dinar Algérien.
- Dext** : Diamètre extérieur.
- DRE** : Direction d'Hydraulique de la Wilaya.
- Dint** : Diamètre intérieur.
- DN** : Diamètre Nominal.
- E** : Energie consommée par la pompe.
- e**: Epaisseur de la conduite.
- Fam** : Frais d'amortissements.
- Fex** : Frais d'exploitation.
- g**: Accélération de la pesanteur.
- H** : Hauteur.
- h** : hauteur de la lame d'eau
- Hab** : Habitants
- Hg** : Hauteur géométrique.
- Hmt** : La hauteur manométrique totale.
- i** : Taux d'annuité.
- ju** : Pertes de charge unitaire.

**Js** : Pertes de Charge singulières.

**JT** : Pertes de charge totales.

**K** : coefficients de la nature du matériau

**Kmax.h** : Coefficients d'irrégularité maximum horaire.

**Kmax.j** : Coefficient d'irrégularité maximum journalier.

**Kmin.h** : Coefficients d'irrégularité minimum horaire.

**Kmin.j** : Coefficient d'irrégularité minimum journalier.

**KWh** : kilowatt heures.

**L** : Longueur de la conduite.

**m.c.e** : Mètre colonne d'eau.

**Max** : Maximum.

**Min** : Minimum.

**ml** : Mètre linéaire.

**Moy** : Moyenne.

**Pa** : Puissance absorbée par la pompe en (KW).

**Pe** : Prix unitaire du K.W.h.

**PEHD** : Polyéthylène à Haute Densité.

**PN** : Pression nominale.

**PU** : Le prix unitaire de la conduite.

**PU** : Plant d'urbanisme.

**Q max j** : Débit maximum journalier.

**Q min j** : Débit minimum journalier.

**Q moy,j** : Débit moyen journalier.

**Q moy,h** : Débit moyen horaire.

**Q** : Débit transitant par la conduite.

**Qi** : Débit au noeud i.

**Qr** : Débit en route (l/s).

**Q<sub>sp</sub>** : Débit spécifique.

**R** : Réservoirs.

**Re** : nombre de Reynolds.

**SR** : Station de reprise.

**T** : temps de pompage.

**t**: Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.

**V** : Vitesse d'écoulement.

**V<sub>inc</sub>** : volume d'incendie dans le réservoir.

**V<sub>r</sub>** : volume du réservoir.

**α** : Coefficient de vieillissement.

**β** : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

**ε** : Coefficient de la rugosité absolue du tuyau.

**ε<sub>0</sub>** : Rugosité à l'état neuf.

**η** : Rendement de la pompe.

**λ** : Coefficient de pertes de charge.

**v** : Viscosité cinématique de l'eau.

# *Introduction générale*

## Introduction générale

L'homme depuis son existence a su utiliser l'eau dans ces 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.

Les pays en voie de développement, dont fait partie l'Algérie, n'ont pas des ressources en eau considérable. Ces pays souffrent d'un déficit notable qui est dû en général à la pluviométrie annuelle faible selon les périodes et le risque de sécheresse s'étendant sur plusieurs années.

Devant de telles situation, il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource et avoir un système judicieux d'adduction, de stockage et de distribution afin de satisfaire les besoins de la population et éliminé les pertes.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre projet qui consiste à l'alimentation en eau potable de pôle d'excellence qui nous a été confié par le bureau d'étude « groupe CNERU »

La zone d'étude alimentée par un réservoir existant de 5000 m<sup>3</sup> ; le réservoir est alimenté par refoulement ; à partir de 10 forages.

Notre travail se portera sur 07 chapitres :

- Nous débuterons par une présentation globale du site qui fera l'objectif premier chapitre.
- Le deuxième chapitre consistera essentiellement à l'estimation des besoins en eau.
- Le troisième chapitre reposera sur l'étude de réservoirs.
- Le quatrième chapitre sera consacré pour le réseau d'adduction par refoulement depuis de 10 forages au réservoir R 5000 m<sup>3</sup>, et dédié aussi au choix des pompes à adopter pour les différentes stations de pompage
- Le cinquième chapitre portera sur la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier ;
- Le sixième chapitre prend en considération la pose et la protection des conduites
- Dans le septième chapitre, nous passerons au réseau de distribution : le calcul du réseau s'effectuera par le logiciel Epanet.

Enfin, une conclusion générale dans laquelle seront souligné le principal résultat

# **Chapitre I**

## *Présentation de la zone d'étude*

## I.1. Introduction

La présentation de la zone d'étude est une phase importante pour procéder à l'élaboration et la conception des réseaux d'alimentation en eau potable qui tiennent compte de tous les facteurs (géographique, topographique, climatique, géologique...)

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

### I.2.1. Situation à l'échelle communale

Tizi Ouzou est située à 200 mètres au-dessus du niveau de la mer, à une distance de 110 kilomètre de la capitale Alger, d'une trentaine de kilomètre de la méditerranée et de 40 kilomètre du massif du Djurdjura. Elle s'étend sur une superficie de 10236 hectares, elle est limitée : [1]

- Au Nord, par les communes de Sidi Naamane et d'Ait Aissa Mimoun.
- A l'Est, par les communes d'Ouaguenoun et Tizi Rached.
- Au sud, par les communes d'Irdjen Beni Aissi, Beni Zmenzer et Souk el Tenine.
- A l'Ouest, par les communes de Draa Ben Khedda et Tirmatine.

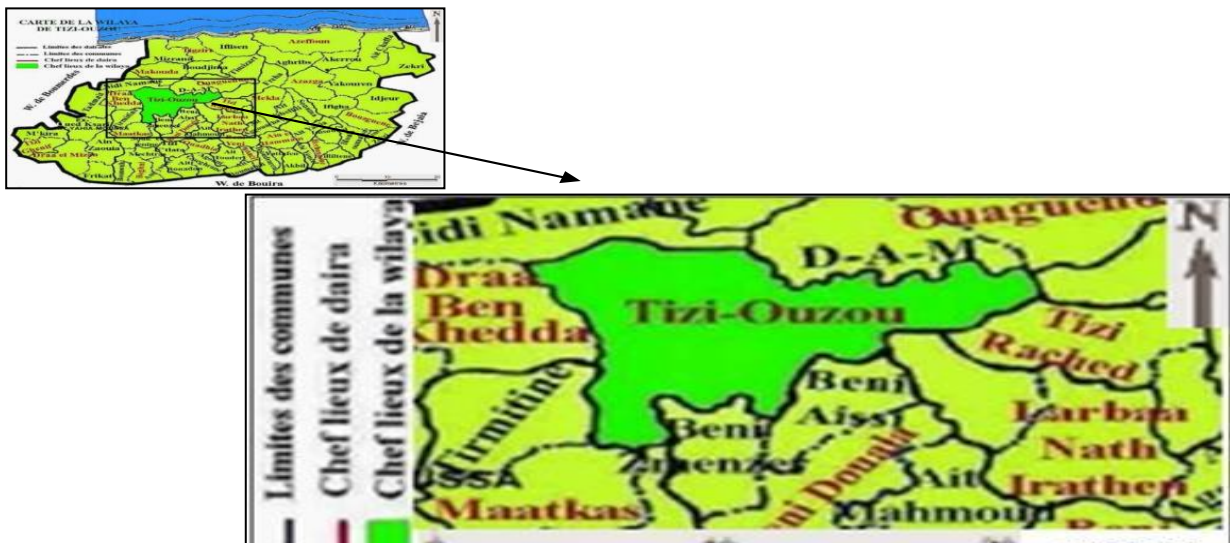


Figure I.1: Situation à l'échelle communale.

### I.2.2. Situation de la zone d'étude

Notre zone d'étude pôle d'excellence zuf nord-ouest, zuf sud-ouest du pôle d'excellence elle est composé de trois zone entité (A, B, C) située à Oued Falli a l'entrée ouest de la ville de Tizi Ouzou, elle est limitée : [1]

- Au Nord, par la route nationale (RN12)
- Au Sud, par la Rocade Sud
- A l'Ouest, par Oued Sebt
- A l'Est, par Boukhalfa

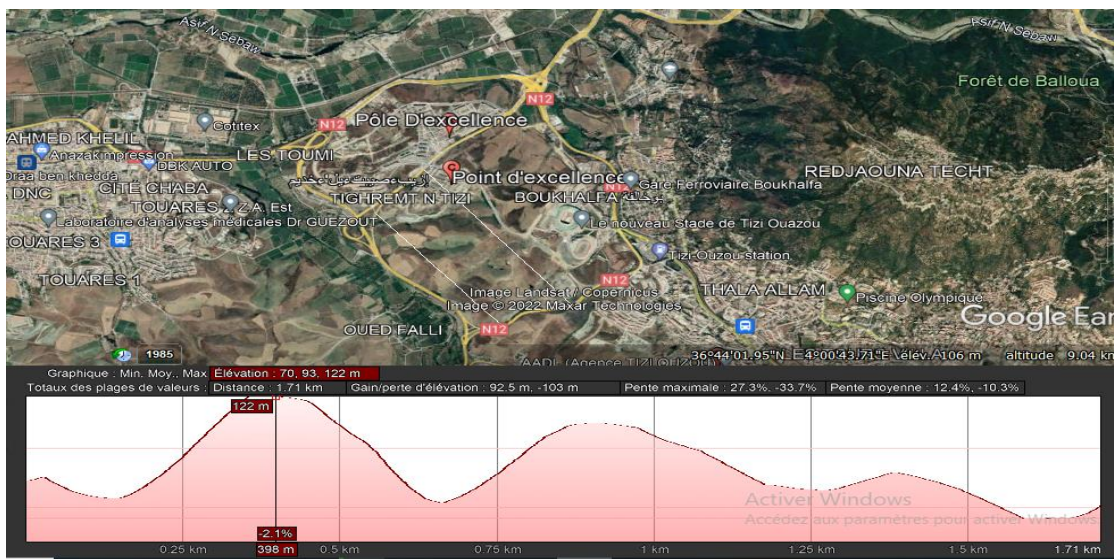


Figure I.2: Présentation géographique de la zone.

### I.3. La topographie

La topographie joue un rôle très important dans l'aménagement et l'urbanisation du site, cependant elle peut avoir une influence considérable pour les orientations en manière de développement urbain. [1]

#### I.3.1. Le relief et les pentes

Vu l'importance du relief déterminant à priori toutes orientations d'un développement urbain, il a été procédé à la réalisation d'une carte des altitudes ainsi qu'une carte des pentes (figure n3) et leur classification sur la base du levé topographique.

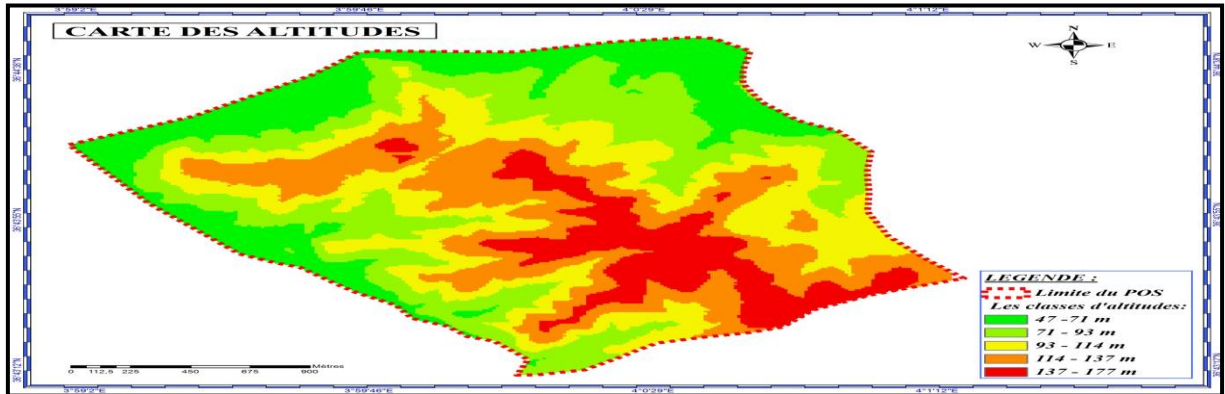
La couverture tertiaire de la zone d'étude conduit à un paysage avec des petites collines un peu vallonnées traversés par des petits ruisseaux n°3) et leur classification sur la base du levé topographique. [1]



**Figure1.3** : La morphologie du site Pôle d'Excellence.

### ❖ A). Les altitudes :

La carte des altitudes ci-après (fig. n4), montre que les altitudes sont croissantes du nord vers le sud et deviennent plus importantes tout en allant de la périphérie vers le centre du périmètre d'étude, d'où les plus élevées sont comprises entre 134 et 177m, cependant les plus basses sont comprises entre 47 et 71m. [1]

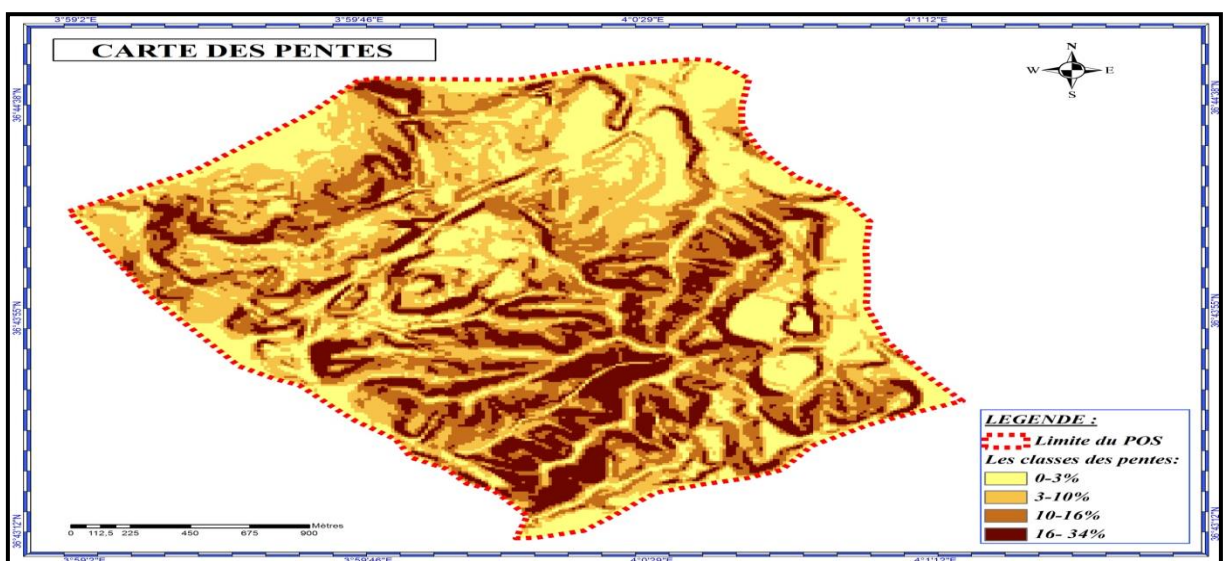


**Figure 1.4 :** La carte des altitudes du périmètre d'étude.

### ❖ B). Les pentes :

D'après la carte des pentes (figure n5), on constate que la répartition spatiale des pentes à travers l'espace de ce périmètre d'étude est inégale, les pentes les plus abruptes se localisent au centre ou elles peuvent dépasser dans certains endroits les 34%.

Cependant les pentes douces à moyennes, de 0 à 10%, se sont concentrées dans la partie nord et nord-Est du périmètre d'étude. [1]



**Figure 1.5 :** La carte des pentes de la zone d'étude.

#### I.4. La géologie

La géologie permet bien souvent de prévoir et d'expliquer certaines propriétés des sols. Notre zone d'étude (entité C) se trouve sur des formations sédimentaires constituées essentiellement des marnes C'est la formation la plus répandue dans la zone d'étude, elle est sensible en présence des eaux d'où elle constitue le lieu privilégié des mouvements de terrains (source : bureau d'étude). [1]

#### I.5. Occupation du sol

Le pôle d'excellence compte trois entités distinctes : A, B et C, déterminées par les grands axes, la RN12 et les rocadés Nord et Sud.

Notre zone étude elle est située dans la partie Ouest du périmètre d'intervention. Elle s'étend sur une superficie de 205 Ha. [1]

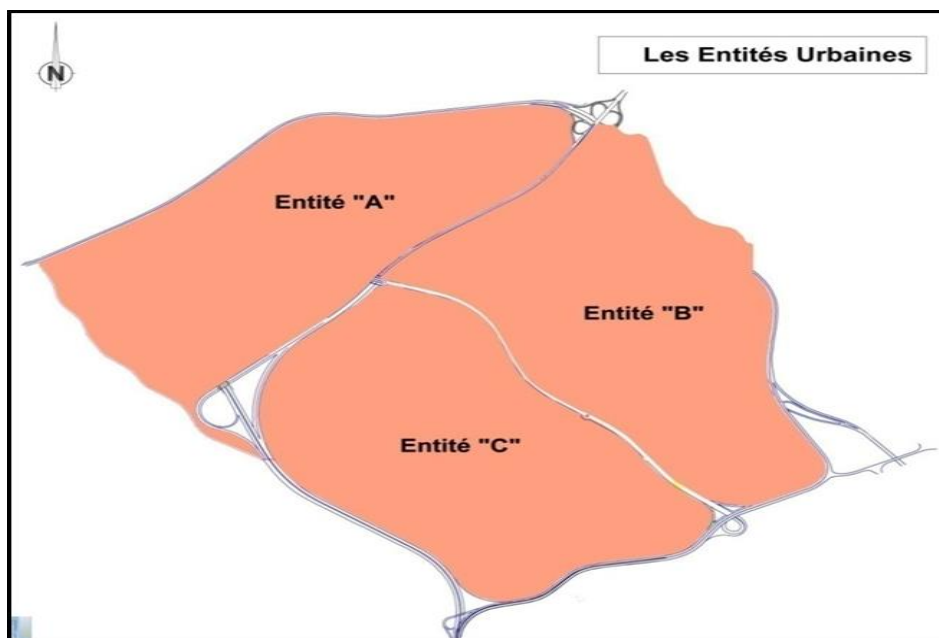


Figure I.6 : Pôle d'excellence entité A-B-C.

#### I.6. Statut juridique

Selon le plan cadastral établi par la direction du cadastre de la wilaya de Tizi Ouzou. 42,9 hectares de terrains appartiennent à l'agence foncière de Tizi Ouzou et 56,94 hectares de terrains relèvent du domaine privé. [1]

#### I.7. Etude climatique

Le climat de Tizi Ouzou est de type méditerranéen. La pluviométrie est assez élevée mais inégalement répartie pendant l'année. Elle oppose une saison hivernale relativement humide à une saison estivale beaucoup plus sèche. L'orientation générale du relief parallèle au littoral, empêche les influences maritimes, ainsi, coexistent deux domaines climatiques, celui de la montagne et de la cuvette (le bassin de Tizi Ouzou). [1]

### I.7.1. La température

Les données recueillies et représentées par des graphes de températures moyennes mensuelles pour la période 2016-2021, font ressortir les caractéristiques suivantes :

- Une décroissance rapide d'Aout (25,6°) à Décembre (19,6°).
- Une croissance modérée et régulière de janvier (11,6°) à Aout (25,6°).
- Les mois les plus froids sont : Janvier, Février, mars, Novembre et Décembre, avec des températures moyennes mensuelles minimales de 7,4° en Janvier et 14,1° en Décembre, tandis que les mois les plus chauds sont : Juin, Juillet, Aout et Septembre avec une température moyenne maximale de 36,9° en Juillet et de 30,9° en Aout.

Tableau I.1: Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales durant la période [2016-2021.]

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
<b>T°Min</b>	7,4	8,3	9,4	11,6	14,3	18,4	21,8	22,4	19,3	11,6	8,9	14,1
<b>T°Moy</b>	11,6	13,2	14,4	16,9	20,3	25,3	29,3	25,6	22	15,7	12,9	19,6
<b>T°Max</b>	15,8	18,1	19,3	21,3	26,4	32,2	36,9	30,9	25,6	20	17	25,2

(Source info climat)

Ces données montrent que le minimum est en Janvier (7,4°C), le maximum en juil (36,9°C) et que la température moyenne annuelle est de 19,6°C.

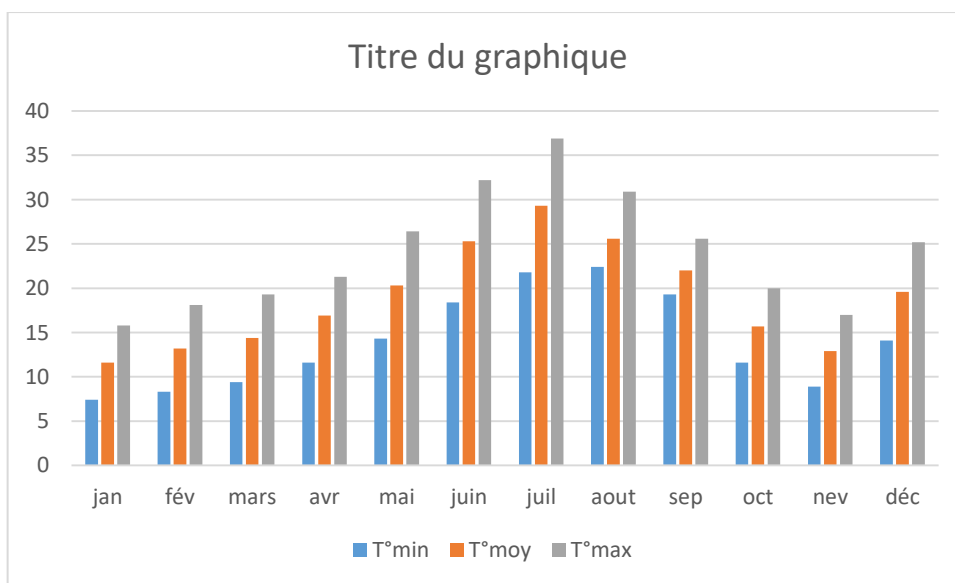


Figure I.7 : Histogramme des températures moyennes mensuelles [2016-2021].

### I.7.2. La pluviométrie

La commune de Tizi Ouzou est caractérisé par un climat méditerranéen Selon la carte de l'Algérie du Nord, les précipitations moyennes annuelles pour la commune de Tizi-Ouzou sont comprises entre les isohyètes 686 et 727 mm (Figure I.8). [1]



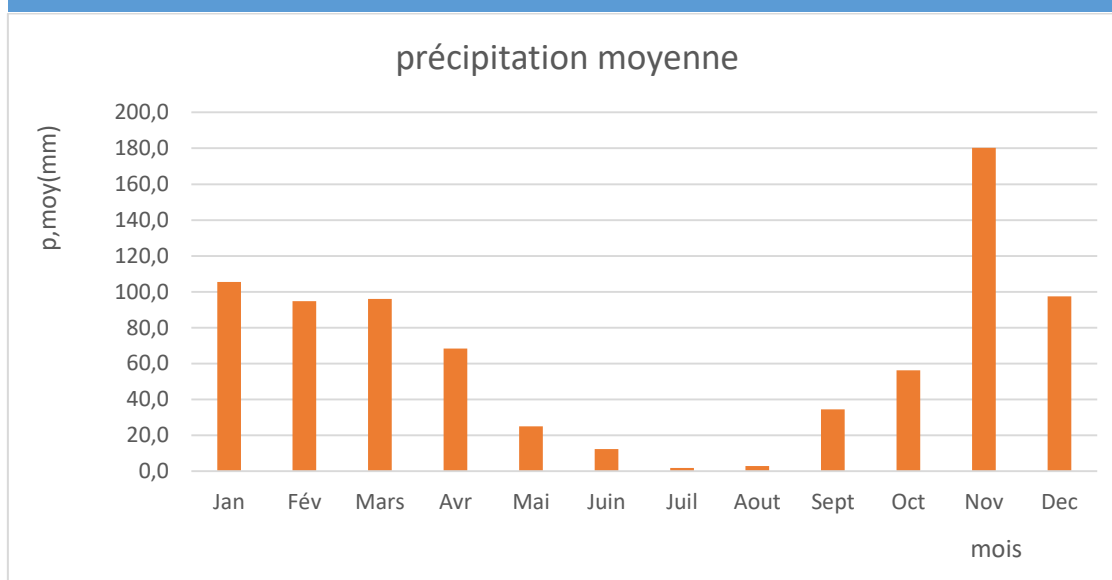
**Figure I.8 :** Extrait de la carte des pluies de l'Algérie du nord.

La série des pluies observées a la station de DBK est illustré dans le tableau ci-dessous (source infoclimat.fr).

Tableau I.2: Pluviométrie mensuelle et annule à Tizi Ouzou en [mm].

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mais	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc.	Année
2016	60	76	182	61	67	5	0	0	3	15	70	147	686
2017	245	320	31	36	2	7	0	0	38	35	126	137	689
2018	31	107	188	99	30	34	0	0	41	182,3	170	43,8	926,1
2019	185,1	51,3	50,3	58,4	35,1	1,3	11	9,5	46,8	42,8	220,3	21,8	732,7
2020	62,9	0	77,5	116,9	4,3	12	0	7	30,3	28,6	141,3	179,1	659,9
2021	48,6	14,3	47,3	38,6	12,2	15	0	0,8	47,5	34,3	354,4	55,6	668,7
Moy	105,4	94,8	96,0	68,3	25,1	12,4	1,8	2,9	34,4	56,3	180,3	97,4	727,1

Source : infoclimat.fr



**Figure I.9 :** Diagramme des précipitations moyennes durant la période (2016-2021).

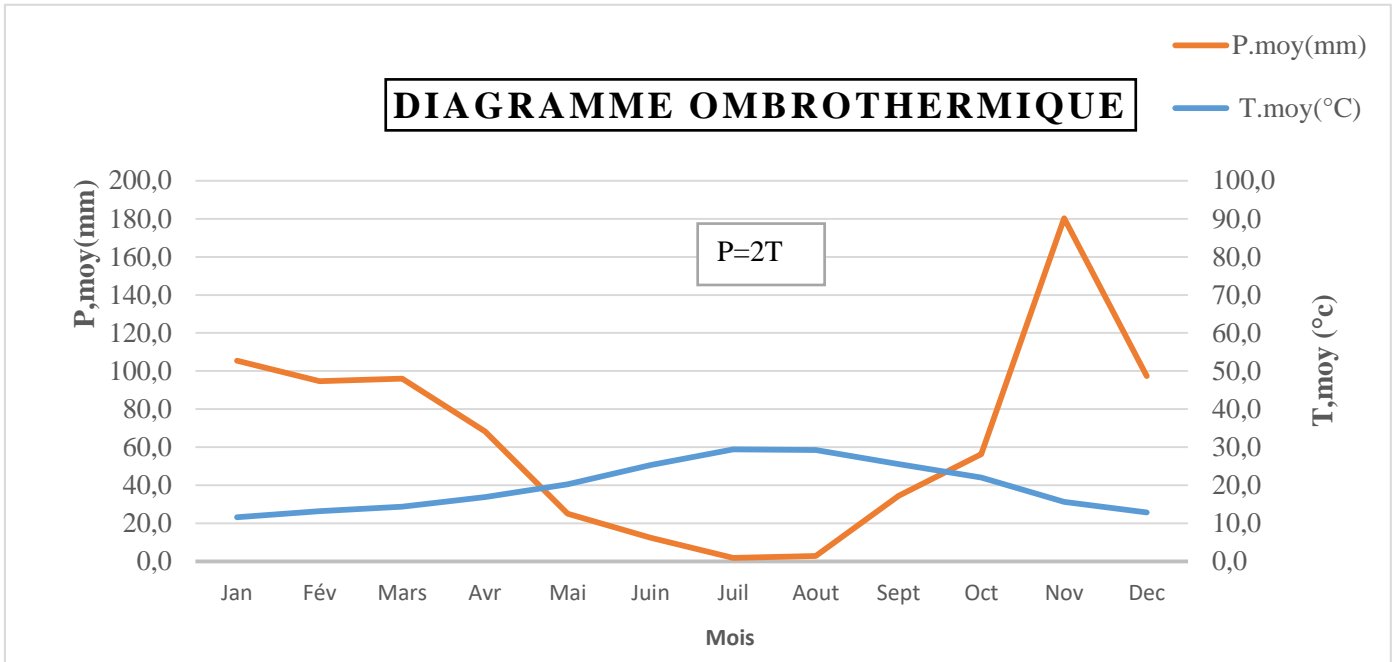
D'après le tableau ci-dessus et le diagramme de précipitation, on remarque que la période des pluies s'étend de début octobre jusqu'à début mai, parmi les 727,1 mm qui précipitent dans la région, 698.5 mm précipitent au cours de cette période.

### I.7.3. Diagramme ombrothermique

Tableau I.3: Diagramme ombrothermique.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avril	Mais	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	année
P. Moy	105,4	94,8	96,0	68,3	25,1	12,4	1,8	2,9	34,4	56,3	180,3	97,4	727,1
T.moy	11,6	13,2	14,4	16,9	20,3	25,3	29,4	29,3	25,6	22,0	15,7	12,9	19,6

Un diagramme ombrothermique est un type particulier de diagramme climatique représentant les variations mensuelles sur une année des températures et des précipitations selon des gradations standardisées : une gradation de l'échelle des précipitations correspond à deux gradations de l'échelle des températures ( $P=2T$ ).



**Figure I.10 :** Diagramme ombrothermique de Gaussen.

De l'analyse du diagramme il s'avère que la zone comprend deux périodes : l'une humide qui s'étale sur 7 mois (Octobre à Mai) et l'autre sèche qui s'étale sur 5 mois (de Mai à Octobre). La période sèche est représentée par l'intersection des deux courbes

### I.8. Conclusion

Après avoir étudié notre zone d'étude sur tous les points de vue topographique, géologique, climatique en nous entamant la deuxième étape qui est l'estimation des besoins en eau.

# **Chapitre II**

## *Estimation des besoins*

## II.1. Introduction

Notre étude pour objectif l'alimentation en eau potable de la nouvelle ville oued falli. Ce chapitre consiste à estimer les besoins en eau et les variations du débit qui sont nécessaires pour le dimensionnement d'un réseau d'eau potable.

## II.2. Evolution de la population

L'entité C d'une superficie de 205 hectares est estimée de 6360 logements qui pourront recevoir une population estimée à 31800, avec un effectif de 05 personnes par logement.

Tableau II.1: Estimation projeté de la population de la zone d'étude.

Désignation	Superficie Ha	Densité applicable	Nombre de logement induits	Tol	Population induite
<b>Programme OPGI</b>	9,85	/	1288	5	6440
<b>Projection possible sur le site</b>	5,02	100 logts/ha	502	5	2510
	32,24	85 logts/ha	2740	5	13700
	26,13	70 logts/ha	1830	5	9150
<b>Totale Entité" C"</b>			6360	5	31800

Dans cette zone d'intervention on confirme que sa capacité atteindra 6360 logements avec un nombre d'habitants de 31800. [1]

**Remarque :** les calculs sont basés sur 5 habitants par logement.

Vu que la zone est saturée est les initial d'estimer la population à long terme.

## II.3. Evaluation des besoins en eau

La quantité d'eau nécessaire pour l'alimentation s'une agglomération est généralement évalué en litre par habitant et par 24 heures.

Cette quantité d'eau s'appelé la norme de consommation (la dotation) c'est-à-dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau De vie de la population.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.

- Ressources existence.
  - ❖ Ville de moins de 20000 hab ; dotation = 150 à 200 l /j/hab.
  - ❖ Ville de 20000 à 100000 hab ; dotation = 200 à 300 l /J /hab.
  - ❖ Ville de plus de 100000 hab ; dotation = 300 à 350 l /J/hab.

La dotation pour notre cas est prise égale à 200 l /J/hab [1]

### II.3.1. La consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalier représente la quantité en eau potable qui consiste à satisfaire à chaque instant les besoins domestique et industrielles, doit répondre aux perspectives d'aménagement proposé. [2]

Le débit moyen journalier en eau potable est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy-j}} = \frac{d \times P}{1000} \quad (\text{m}^3/\text{j}).$$

Avec :

**Q<sub>moy-j</sub>** : Débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j).

**D** : La Dotation moyenne journalière prise égale **200 l/j/hab.**

**P** : Le Nombre d'habitants (**31800 habitants**).

## II.4. Les différents besoins de la zone d'étude

### II.4.1. Les besoins domestique

Tableau II.2: Les besoins domestique.

Commune Tizi Ouzou	Nombre de consommateurs	Dotation(l/j/hab.)	Q <sub>moy-j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Pôle d'excellence entité « C »	31800	200	6360

## II.4.2. Les besoins d'équipements

Tableau II.3: Les équipements à proposer de l'Entité « C ». [1]

Désignation	Superficie m2	Dotation (l/m2/J)	Débit Qmoy- jeq(m3/j)
Entité « c »			
Equipement			
Ecoles Primaires de 12 classes	32200	5	161
01 CEM	7700	5	38,5
Salle de soin	2400	3	7,2
01 Mosquée	9500	15	142,5
Crèches et jardin d'enfants	4300	5	21,5
Hôtel	6804	10	68,04
Bibliothèque	3200	1	3,2
Centre commercial	6300	1	6,3
Station urbain	1700	1	1,7
Espaces sport et loisirs	15000	2	30
Salle de sport	4500	2	9
Equipement éducatif privé	2900	3	8,7
Assiette réservée pour la projection de deux réservoirs d'eau	20000	0,5	10
Réserves d'équipement	8400	1,5	12,6
01 Piscine	7000	20	140
Parking à étage Parking	7800	1	7,8
Espaces extérieurs publiques			
01 Parc urbain	260200	0,5	130,1
Totale Entité « C »			798,14

Les résultats de calculs des besoins en eaux globaux (domestique et d'autres équipements) sont donnés comme suite :

- Les besoins domestique =  $6360 \text{ m}^3 / \text{J}$
- Les besoins d'autre équipements =  $798,14 \text{ m}^3 / \text{J}$

La sommes =  **$7158,14 \text{ m}^3 / \text{J}$**

## II.5. Etude des variations de débit

### II.5.1. Consommation maximale journalier

La consommation maximale journalière est la majoration de la consommation moyenne journalière par un coefficient  $k_{maxj}$  défini ci-dessous.

-coefficient d'irrégularité journalière  $k_{maxj}$ .

$$k_{maxj} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}}$$

- $Q_{maxj}$  : consommation maximale journalière [ $m^3/j$ ]

- $Q_{moyj}$  : consommation moyenne journalière [ $m^3/j$ ]

- $k_{maxj}$  : coefficient d'irrégularité journalière compris entre (1,1 et 1,3)

Dans notre cas on prendra  $K_j=1,3$

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} * k_{maxj}$$

$$= 7158.14 * 1.3$$

$$Q_{maxj} = 9305.58 \text{ m}^3/\text{J}$$

### II.5.2. Consommation minimale journalier [2]

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il sera déterminé en affectant le débit moyen journalier ( $Q_{moyj}$ ) d'un coefficient d'irrégularité  $K_{minj}$  qui varie entre 0.7 et 0.9.

Pour les villes de faible densité d'habitants est estimé à 0.8.

D'où :

$$Q_{minj} = Q_{moyj} * K_{minj}$$

Alors :

$$Q_{minj} = 0.8 * Q_{moyj}$$

$$= 0.8 * 7158.14$$

$$Q_{minj} = 5726.51 \text{ m}^3/\text{j}$$

Les consommations moyennes et maximales journalières sont illustrées dans les tableaux suivant :

TableauII.4 : Débit maximal journalier.

Zone	$Q_{moyj}$	$k_{maxj}$	$Q_{maxj}$
Entité « C »	$m^3/j$	$m^3/j$	$m^3/j$
	7158.14	1.3	9305.58

TableauII.5 : Débit minimal journalier.

Zone	$Q_{moyj}$	$k_{minj}$	$Q_{minj}$
Entité « C »	$m^3/j$	$m^3/j$	$m^3/j$
	7158.14	0.8	5726.51

### II.5.3. Débit moyen horaire [2]

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

$$= 9305.58/24$$

$$Q_{moy,h} = 387.73 \text{ m}^3/\text{h}$$

### II.5.4. Débit maximal horaire

Le débit maximum horaire correspond au coefficient maximum horaire, ce dernier peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, à savoir  $\alpha$  max et  $\beta$  max.

Coefficient d'irrégularité horaire  $k_h$  :

$$k_h = \frac{Q_{max h}}{Q_{moy h}}$$

- $Q_{maxh}$  : consommation maximale horaire [ $m^3/h$ ].

- $Q_{moyh}$  : consommation moyenne horaire [ $m^3/h$ ].

- $K_h$  : coefficient d'irrégularité horaire.

La détermination de la consommation maximale horaire est exprimée par la formule :

$$Q_{max.h} = K_{max h} * Q_{moy.h.}$$

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

Avec :

- $\alpha_{\max}$  : coefficient dépendant du niveau de confort et des équipements sanitaires de la population.  $\alpha_{\max}$  varie entre (1,20 et 1,40). Dans notre cas on prendra  $\alpha_{\max} = 1,30$ .

- $\beta_{\max}$  est un coefficient qui dépend du nombre de population.

TableauII.6 : Les valeurs de  $\beta_{\max}$  en fonction de nombres de population.

Nombre d'habitants	1000	2500	6000	10000	20000	50000	100000	300000	1000000
$\beta_{\max}$	2.00	1.60	1.40	1.30	1.30	1.15	1.10	1.03	1.00

Notre population pour l'horizon est estimée à 31800 habitants, on prendra

$$\beta_{\max} = 1,15.$$

$$D'où \quad K_{\max, h} = 1,30 \cdot 1,15 = 1,50.$$

$$Q_{\max, h} = 387,73 \cdot 1,50 = 581,60 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$Q_{\max, h} = 581,60 \text{ m}^3/\text{h}.$$

### II.5.5. Débit minimal horaire

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation, il peut être exprimé par la formule suivante :

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

Avec :

- $\alpha_{\min}$  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie de 0.4 à 0.6. Pour notre cas on prend  $\alpha_{\min} = 0.5$ .

-  $\beta_{\min}$  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

TableauII.7 : Les valeurs de min en fonction du nombre de population.

Nombre d'habitants	1000	2500	6000	10000	20000	50000	100000	300000	1000000
$\beta_{\min}$	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

$$K_{\min,h} = 0,5 * 0,6 = 0,30$$

Donc :

$$Q_{\min,h} = 0,30 * 387,73 = 116,31 \text{ m}^3/\text{h}$$

Tableau II.8 : Récapitulatif des débits horaires.

Zone	Q <sub>moy,h</sub> m <sup>3</sup> /h	K <sub>max,h</sub>	Q <sub>max,h</sub> m <sup>3</sup> /h	K <sub>min,h</sub>	Q <sub>min,h</sub> m <sup>3</sup> /h
Entité « C »	387,73	1,50.	581,60	0,30	116,31

## II.6. Conclusion

Après avoir estimé les différents besoins en eau potable nous avons trouvé un débit de 7149.14 m<sup>3</sup>/j avec un débit maximal journalier 9305.58m<sup>3</sup> /j. Les résultats ainsi obtenus serviront au dimensionnement de la conduite d'adduction du réservoir ainsi que le choix des pompes par contre le débit de point horaire 581.60m<sup>3</sup> /h servira au dimensionnement du réseau de distribution.

# **Chapitre III**

## *Calcul des réservoirs*

### III.1. Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau de la population, il faut savoir que les réseau D'AEP comporte plusieurs éléments pour assurer l'enchaînement de l'eau de producteur jusqu'aux consommateurs, et parmi ses éléments on trouve L'ouvrage de stockage (réservoir)

### III.2. Définition des réservoirs

Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau d'alimentation en eau potable, servant tout d'abord de réserve d'eau soit potable destiné à la consommation publique soit de l'eau à usage industriel.

Les réservoirs doivent être conçus et réalisés avec des matériaux assurant leur stabilité et leur durabilité, tout en protège la qualité é de l'eau qu'ils contiennent.

Selon les matériaux de construction des réservoirs, en peut classer les réservoirs en :

- Réservoir métallique.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir en béton arme. [3]

Selon le site d'implantation ou selon les conduites topographiques, en peut les classer en :

- Réservoir enterrés.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir surélevés. [3]

Les réservoirs enterrées semi-enterrés sont préférables a ceux surélevés car ils present les avantages suivant :

- Etude architecturale tares simplifie et moins sujette à critique.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation a une température constante de l'eau ainsi emmagasinée. [3]

### III.3. Rôle des réservoirs

Les réservoirs d'eau potable permettant de satisfaire la demande en eau. Ils sont présents partout dans les réseaux d'adduction (de distribution). Pour rôle :

#### Fonction techniques

- Régulation du débit.
- Simplification de l'exploitation.
- Réacteur principal au traitement.
- Sécurité d'approvisionnement.
- Régulation de la pression.

#### Fonction économique

- Réduction des investissements sur les ouvrage de protection.
- Réduction des investissements sur les réseaux de distribution.
- Réduction des dépense d'énergie. [3]

### III.4. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir à pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonée au moment du débit de point. Le meilleur emplacement n'est d déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes :

- Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent.
- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'Agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable.
- La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie.
- Il doit être construit sur des terrains stables et solide.

### III.5. Les équipements des réservoirs

Les accessoires de réservoir sont :

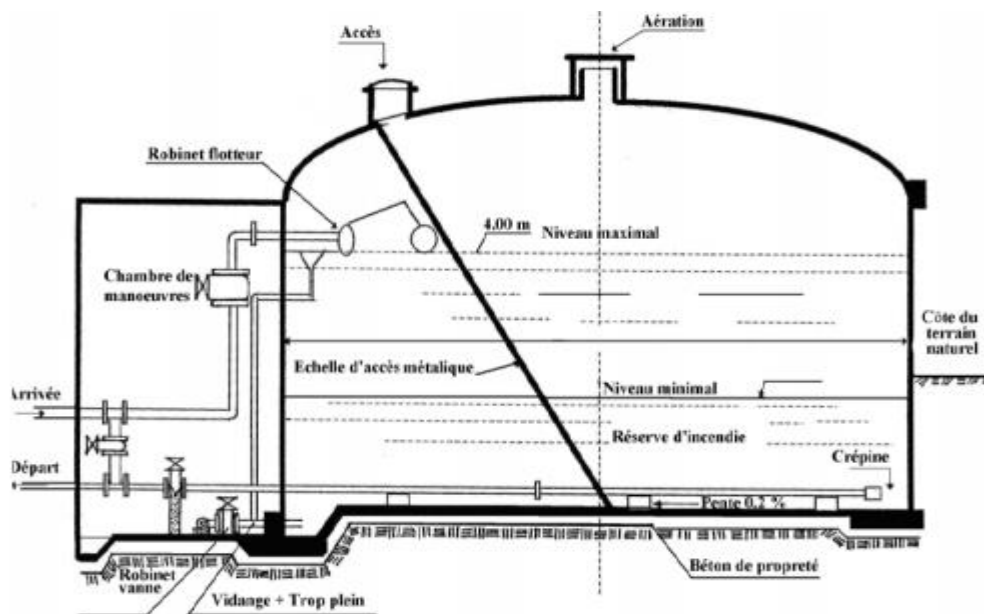
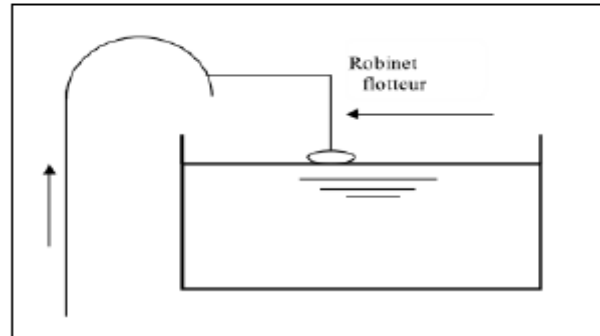


Figure III.1 : Réservoir cylindrique.

### III.5.1. Conduite d'adduction ou de départ

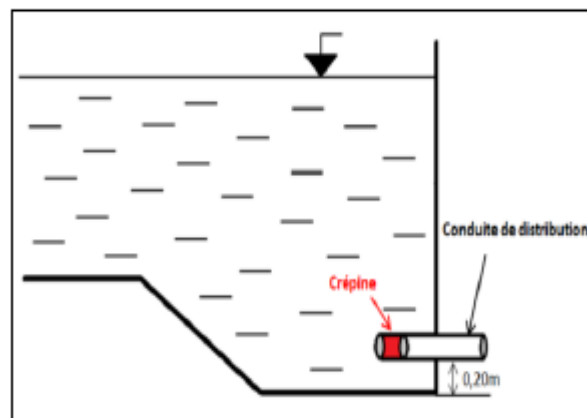
C'est l'arrivée de l'eau de source jusqu'à au réservoirs peut être placée soit à son fond soit à la partie supérieure ou même déversée au-dessus de la surface libre dans celui-ci. La conduite est munie d'un flotteur à son arrivée, afin d'arrêter la pompe dans le cas de l'adduction par refoulement, ou il ferme le robinet dans le cas d'adduction gravitaire.



**Figure III.2 :** Schéma de la conduit d'adduction.

### III.5.2. Conduit de distribution ou d'arriver

Le départ de la distribution sera disposé à l'opposé de l'arrivée pour faciliter le brassage de l'eau dans le réservoir, cette conduite sera placée à quelque 20 centimètres au-dessus du fond pour éviter l'entraînement des dépôts. L'orifice du départ est muni d'une crépine pour empêcher la pénétration des matières en suspension.



**Figure III.3 :** Schéma de conduite de distribution.

### III.5.3. Conduite du trop-plein

Cette conduit a pour but d'assurer le niveau normal de la retenue de réservoir par l'évacuation l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas défaillance du système d'arrêt des pompes et de la vanne flotteur.

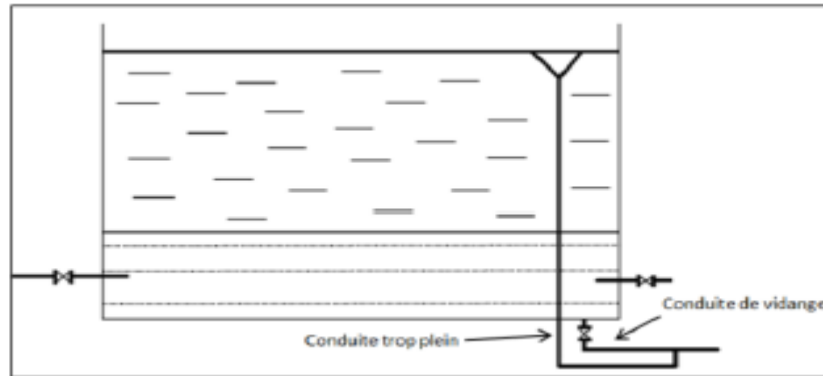


Figure III.4 : Schéma de la conduite du trop-plein.

### III.5.4. Conduite de vidange

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa répartition. à cet effet, le radier du déversoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein, et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière. [4]

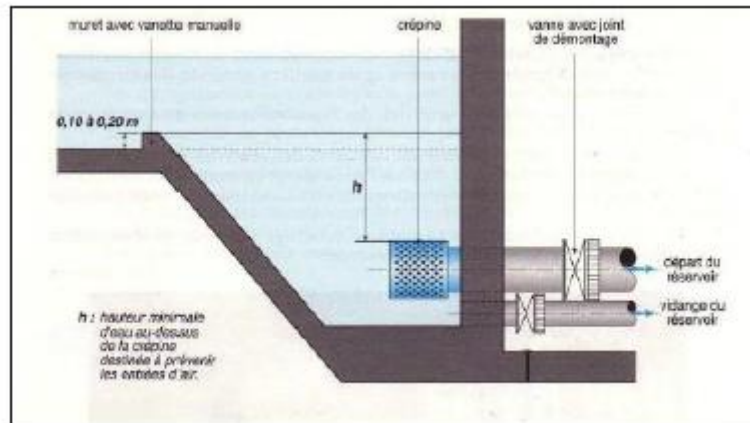


Figure III.5 : Schéma la conduite de vidange.

### III.5.5. Conduite by-pass

C'est un raccord entre la conduite arrivée et la conduite de distribution son rôle est d'assurer la continuité de la distribution en cas des travaux de maintenance.

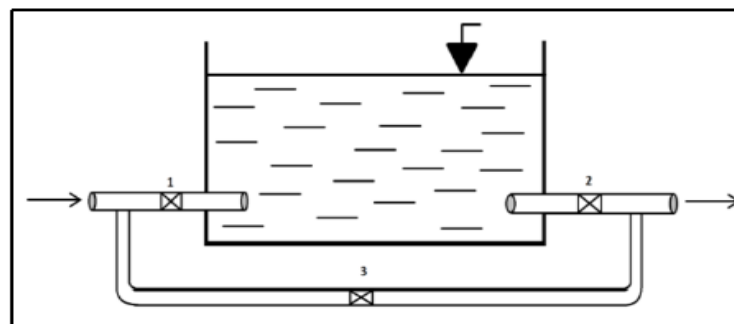
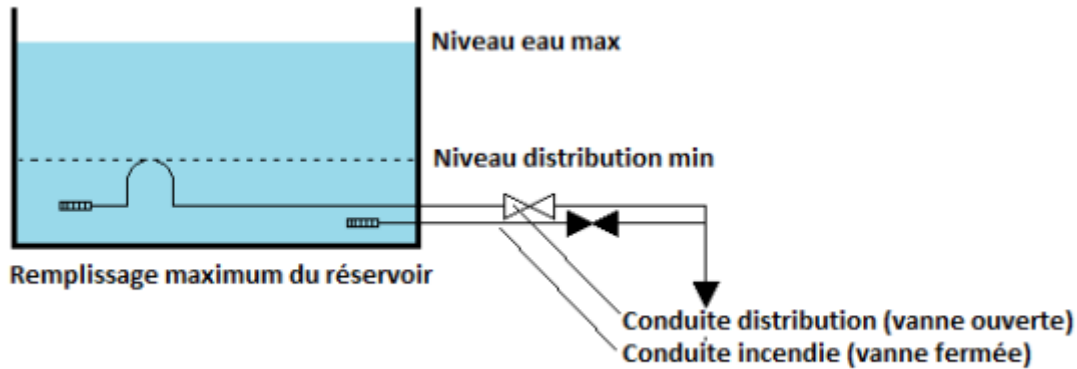


Figure III.6 : Schéma la conduite de by-pass.

### III.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter un incendie, il faut en interdire matériellement son utilisation en service normale, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité.



**Figure III.7 :** Schéma de la matérialisation de la réserve d'incendie.

### III.6. Capacité des réservoirs

Le volume pompé au réservoir repose sur répartition des débits de distribution qui peut différer d'une agglomération à une autre. Comme il est très difficile, à moins d'être en mesure d'avoir à sa disposition une statique bien complète, de connaître avec précision les modalités de la distribution, il est conseillé, en alimentation urbaine et pour réserver l'avenir sans, pour autant, exagérer le temps de stagnation de l'eau dans la cuve, de se rapprocher d'une capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée éventuellement de la réserve d'incendie, d'une part, et d'autre part, il dépend du mode de pompage utilisé qui se fait d'une manière constante sur toutes les heures du jour. [5]

#### III.6.1. Le réservoir de stockage et de distribution

Le réservoir de stockage et de distribution qui est alimenté par refoulement à partir de la station de pompage (alimentation discontinue) et pour détermination la capacité de réservoir on a :

\*le débit maximal journalier  $Q_{max,j}=9305.58 \text{ m}^3/\text{J}$  avec un débit horaire

$$a = \frac{Q_{max,j}}{24}$$

$$a = \frac{9305.58}{24} = 387.732 \text{ m}^3/\text{h}$$

Le débit de pompage est de **24h /20h=1.2**

Le débit horaire entrant (**1.2a**)

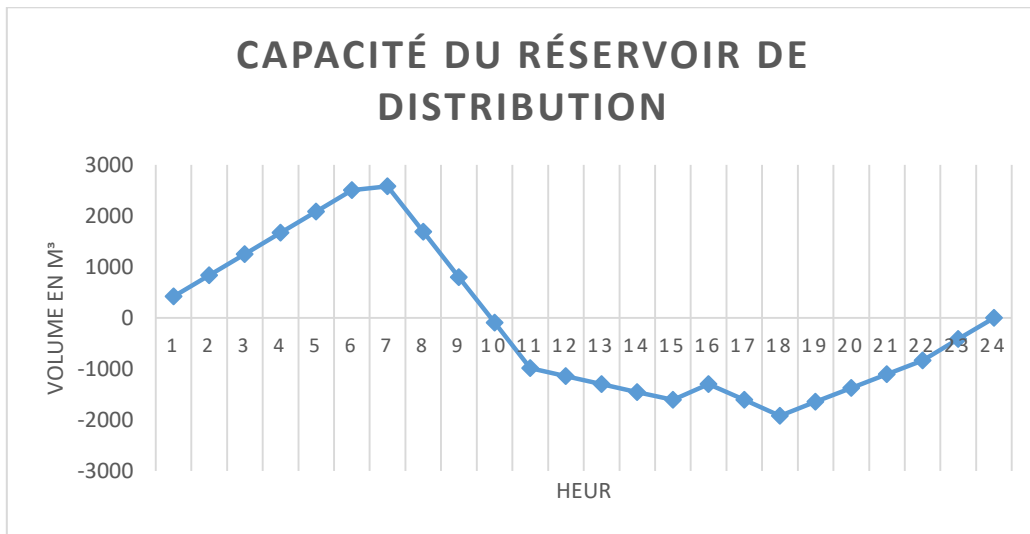
Quant aux débit sortants. Nous avons qu'ils sont variables selon l'heure de la journée, le jour de la semaine et la saison, ...etc. Les débits varient selon les agglomérations :

Généralement on utilise les valeurs suivantes :

- De 6 heures à 7 heures = a.
- De 7 heures à 11 heures = 3,5a.
- De 11 heures à 16 heures = 0,4a.
- De 16 heures à 18 heures = 2a.
- De 18 heures à 22 heures = 0,5a.
- De 22 heures à 6 heures = 0,125a.

Tableau III.1 : Calcule le volume de réservoir et de distribution.

Heur	Entré	Entré cum	Sortie	sortie cum	différence
00h-01h	465,2784	465,2784	48,4665	48,4665	416,8119
01h-02h	465,2784	930,5568	48,4665	96,933	833,6238
02h-03h	465,2784	1395,8352	48,4665	145,3995	1250,4357
03h-04h	465,2784	1861,1136	48,4665	193,866	1667,2476
04h-05h	465,2784	2326,392	48,4665	242,3325	2084,0595
05h-06h	465,2784	2791,6704	48,4665	290,799	2500,8714
06h-07h	465,2784	3256,9488	387,732	678,531	2578,4178
07h-08h	465,2784	3722,2272	1357,062	2035,593	1686,6342
08h-09h	465,2784	4187,5056	1357,062	3392,655	794,8506
09h-10h	465,2784	4652,784	1357,062	4749,717	-96,933
10h-11h	465,2784	5118,0624	1357,062	6106,779	-988,7166
11h-12h	0	5118,0624	155,0928	6261,8718	-1143,8094
12h-13h	0	5118,0624	155,0928	6416,9646	-1298,9022
13h-14h	0	5118,0624	155,0928	6572,0574	-1453,995
14h-15h	0	5118,0624	155,0928	6727,1502	-1609,0878
15h-16h	465,2784	5583,3408	155,0928	6882,243	-1298,9022
16h-17h	465,2784	6048,6192	775,464	7657,707	-1609,0878
17h-18h	465,2784	6513,8976	775,464	8433,171	-1919,2734
18h-19h	465,2784	6979,176	193,866	8627,037	-1647,861
19h-20	465,2784	7444,4544	193,866	8820,903	-1376,4486
20h-21h	465,2784	7909,7328	193,866	9014,769	-1105,0362
21h-22h	465,2784	8375,0112	193,866	9208,635	-833,6238
22h-23h	465,2784	8840,2896	48,4665	9257,1015	-416,8119
23h-24h	465,2784	9305,568	48,4665	9305,568	0



**Figure III.8 :** Capacité de réservoir de la distribution.

La capacité du réservoir est égale à la somme du plus grand excès et le plus grand déficit en ajoutant la réserve d'incendie :  $V_R = \text{déficit max} + \text{déficit min} + V_{inc}$

D'après le tableau on a :

$$V_R = (2578,4178) + (1919,2734) + 120 \text{ m}^3 = 4497,70 + 120 \text{ m}^3$$

$$V_R = 4617,70 \text{ m}^3$$

Donc le réservoir de  $5000 \text{ m}^3$  existant est largement suffisant.

### III.7. Conclusion

La capacité du réservoir déterminée précédemment va assurer l'alimentation en eau potable pour le pôle d'excellence.

# **Chapitre IV**

## *Etude de l'adduction*

### IV.1. Introduction

Le but de ce présent chapitre est de parvenir à satisfaire la demande de consommateurs, et pour cela. On est appelé à faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction.

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source a son lieu de consommation grâce à des conduites.

### IV.2. Type d'adduction

On a deux type d'adduction :

- **Adduction gravitaire** : C'est l'écoulement de l'eau a des pressions importantes est causé par le différence des niveaux hydraulique, l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation et se déplace donc grâce à la force de gravitation.
- **Adduction par refoulement** : dans l'adduction par refoulement le captage situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, ce qui nécessite de fournir au fluide une énergie qui est assurée par les pompes.

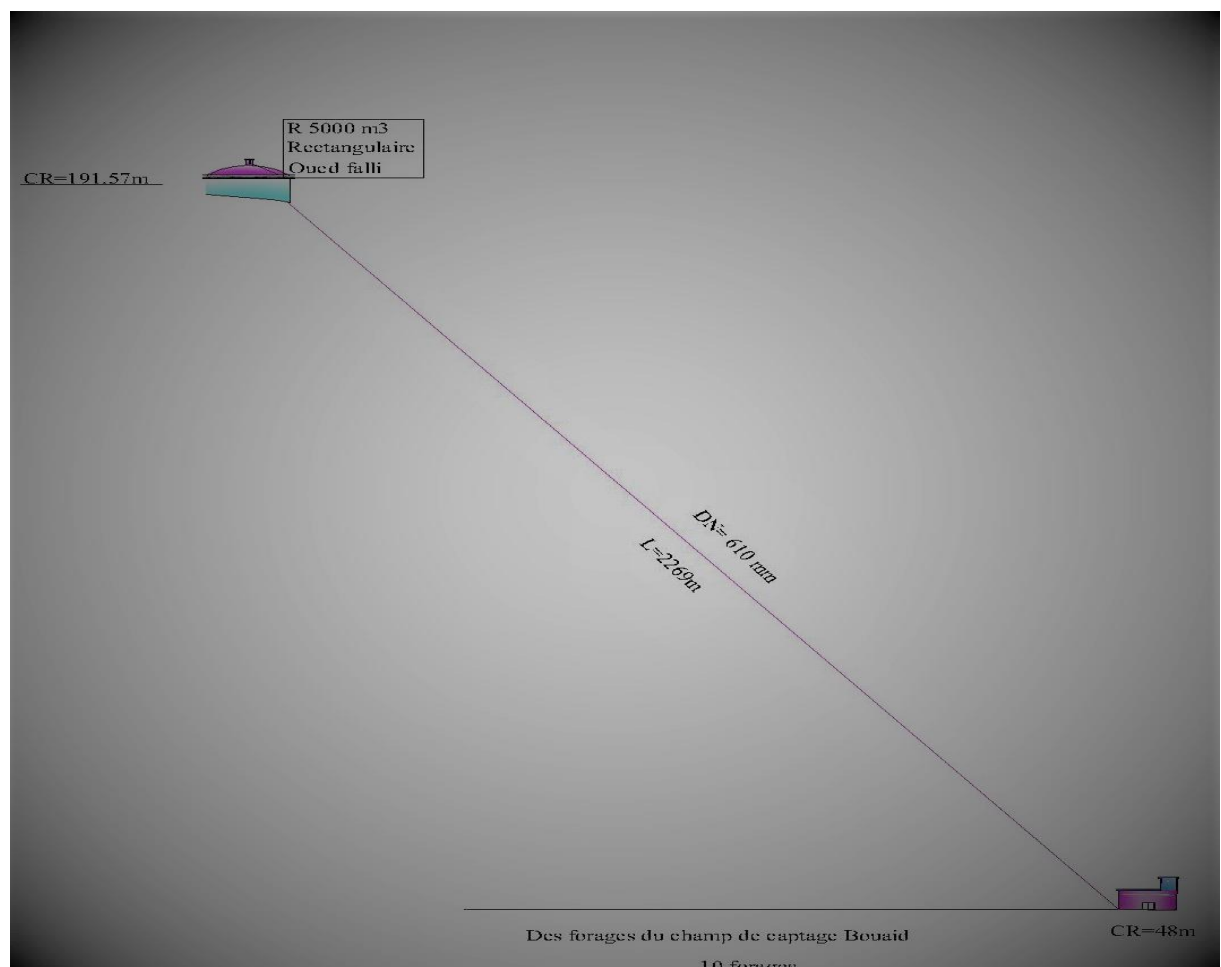


Figure IV.1 : Schéma synoptique.

### IV.3. Choix du tracé

Le choix de tracé du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératif d'ordre technique et économique :

- Le profil doit être le, plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement.
- Eviter les contres pontes, qui peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnement d'air plus ou moins difficile à évacuer.
- Pour les conduites de longueur importante, il sera bon de prévoir quelques robinets ou vannes de sectionnement en vue de faciliter la réparation éventuelle.
- Le tracée ce fera de préférence de long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation, il doit aussi éviter de traverser les propriétés privées. [3]

### IV.4. Choix du type des conduites

Le choix du type de canalisation destinée à l'adduction d'eau des différentes agglomérations de la présente étude est porté sur l'acier, pour les raisons suivantes :

- Une longue vie.
- Une conduite forcée en acier s'adapte à toutes les configurations de terrain.
- L'acier et notamment recommandé lorsque les conditions sont contraignantes.
- Les tubes aciers peuvent être recouverts de divers revêtements pour obtenir des caractéristique précises.
- Un tube en acier s'adapte à tous les projets en termes de diamètre, de longueurs, de type de joints.

### VI.5. Organes et accessoires de l'adduction

#### a) Système de raccordement :

La soudure des tubes acier par métal d'apport par brassage autogène ou au TIG représentant les raccords permanents. Par opposition les raccords au moyenne de brides sont par nature des raccords non permanents car démontable.

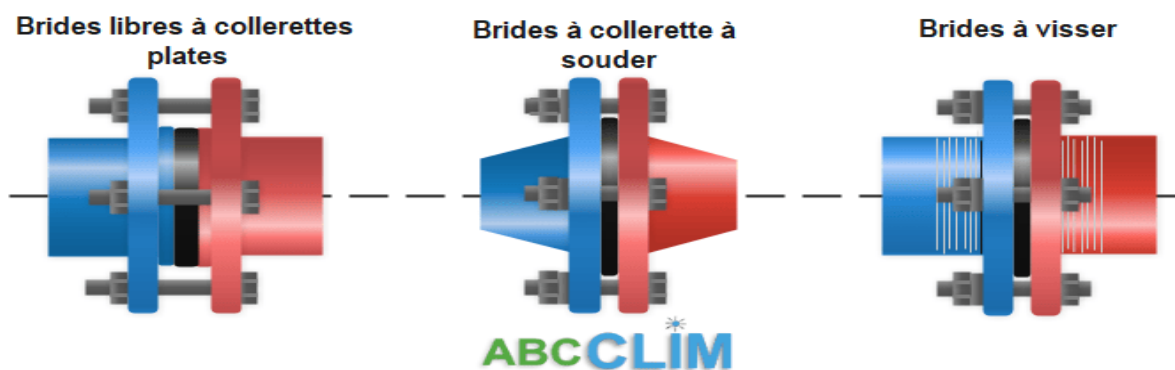


Figure IV.2 : Système de raccordement.

M\*4Attardons-nous sur les raccords à brides, deux pièces de métal usinées libres ou non sont maintenues serrées l'une contre l'autre par des boulons, l'étanchéité entre les deux brides est assurée par un joint plat compressible. Avant le montage d'un joint, veiller à ce que les portées de joint soient parfaitement propres. Le serrage en quinconce des boulons est préconisé afin d'obtenir une compression uniforme du joint.

- **Robinet vanne à opercule :**

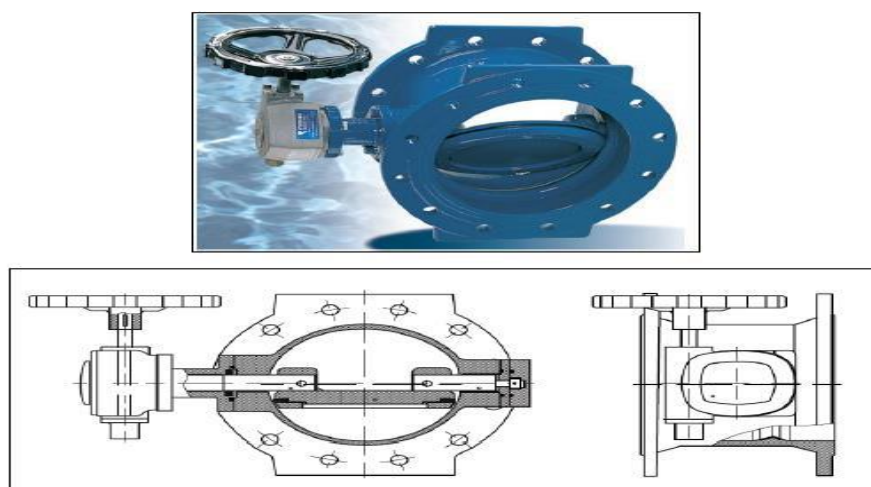
Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Diamètres allant de 40 à 300 mm [6]



**Figure IV.3 :** Robinet vanne à opercule.

- **Robinet vanne papillon :**

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon. Diamètre plus important de 100 à 2500 mm parfois plus. [6]



**Figure IV.4 :** Robinet vanne papillon.

**b). Organes de protection**

Ils permettant la protection des conduites de divers phénomènes qui se traduisant au niveau des canalisations.

- **Ventouse** : Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servent à l'évacuation de l'air qui s'accumule dans la conduite. L'air compressible, est le pire ennemi des installations. Les bouchons d'air se compriment créant des pressions qui varient sans cesse.

Les sous-pression sont souvent plus dévastatrices que les surpressions. Si l'on ne prévoit pas d'entrée d'air lorsque l'on vide les tuyaux, cela engendre le phénomène de vacuum qui engendre des déformation et dégradations importants des tuyaux. [6]



**Figure VI.5** : Ventouse automatique.

- **Crépines** : Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration, afin d'empêcher l'introduction de corps étrangers dans la pompe.



**Figure VI.6** : crépine.

### c) Orange de régulation

Ils permettent la régulation de débit et de la pression en amont ou en aval. On citera :

- **Vanne de régulation du débit** : limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.
- **Vanne de régulation de la pression amont** : maintient la pression amont a une valeur de consigne, quelle que soient les variations de pression et de débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En réduisant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. On obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression a l'amont et un minimum de débit à l'aval.
- **Vanne de régulation de la pression aval** : son but est de fournir une pression à l'aval constante

### d) Organes de branchement

Ce sont des pièces qui permettant de réaliser toutes les dispositions. On distingue :

- **Coudes** : destinés pour le changement de direction.
- **Tés** : raccordement la canalisation secondaire sur la canalisation principale.
- **Cônes** : joignent des conduites de diamètre différentes. [6]

## IV.6. Etude technico-économique de la conduite de refoulement

Le dimensionnement de la conduite de refoulement s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un cout de revient minimum entre les dépenses d'exploitation et celles d'amortissement, en effet plus de diamètre de la conduite et petit pour un même débit à relever plus les pertes de charge seront plus importantes.

- **Caractéristique du transfert [1]**

Longueur de la conduite (m)	Temps de pompage (h)	Débit de transféré (m <sup>3</sup> /s)	Cote du radier du R5000 m <sup>3</sup> (m)
2269	20	0.3916	190

### IV.6.1. Calcul de diamètre économique

Pratiquement, pour faire un bon choix de diamètre optimal on doit trouver une gamme des diamètres correspondant à une vitesse d'écoulement comprise entre 0.5 m/s et 1.5m/s mais dans certain cas la vitesse peut aller jusqu'à 2m/s, cette gamme est déterminée par les trois formule suivante :

- Expression général :  $D=K.\sqrt{Q}$  [2]
- Formule de **bonnin** :  $D=\sqrt{Q}$  [2] si  $k=1$

$$D_{\text{éco(int)}} = \sqrt{Q} = \sqrt{0,3916} * 1000 = 625,780 \rightarrow D_{\text{N(ext)}} = 610 \text{ mm}$$

- Formule de **BRESS** :  $D = 1.5 \sqrt{Q}$  [2] si  $k = 1.5$

$$D_{\text{éco}} = 1.5 \sqrt{Q} = 1.5 \sqrt{0,3916} * 1000 = 938,670 \text{ mm} \rightarrow D_{\text{N(ext)}} = 813 \text{ m}$$

Dans notre cas on prend la gamme des diamètres normaliser [610,711,813] mm.

#### IV.6.2. Calcul de la vitesse

Elle sera donnée par la relation de suivante :

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad [2]$$

Avec :

V : Vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite [m / s].

1D : Diamètre de la conduite [m].

Q : le débit en [m<sup>3</sup>/s].

Nous veillerons toujours à ce que la vitesse d'écoulement de l'eau dans le tronçon doit comprise être 0.50 m/s et 1.50 m/s.

#### IV.6.3. Nombre de Reynolds

Ce nombre sans dimension, caractérise la nature de l'écoulement de l'eau dans la conduite. Il est donné par la relation suivante :

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad [2]$$

Avec :

Re : Nombre de Reynolds [sans].

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau, prise égale à  $1,301 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  à 10 °C.

V : vitesse d'écoulement en m/s.

D : diamètre de la conduite en m.

- Le régime d'écoulement est dit laminaire lorsque  $Re < 2400$ .
- Le régime d'écoulement dit turbulent lorsque  $Re > 2400$ .
- Lorsque  $Re$  est voisin de 2400, le régime est critique.

#### IV.6.4. Pertes de charge

Il existe une grande variété de formules de pertes de charges, plus ou moins empiriques la formule de Colebrook a l'avantage d'être rationnelle et de plus, applicable à tous les fluides son seul inconvénient est son expression mathématique compliquée.

C'est pourquoi nous avons opté pour la formule de Darcy-Weisbach

##### Formule de pertes de charges unitaires

- **Formule de Darcy**

Appelée aussi par certains pays, formule de Darcy-Weisbach, c'est la formule fondamentale définissant le coefficient de perte de charge  $\lambda$ .

Avec :

$$j_u = \lambda \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot D} \quad [2]$$

$\lambda$  : Coefficient de pertes de charge [sans]

J : perte de charge unitaire [m/ml].

- **Formule de Nikuradze.**

Cette relation, nous permet de déterminer le coefficient de perte de charge  $\lambda$

Celle-ci s'écrit :

$$\lambda = \left[ 1,14 - 0,86 \ln\left(\frac{\xi}{D}\right) \right]^{-2} \quad [2]$$

Avec :

$\frac{\xi}{D}$  : Rugosité relative, qui dépend de la nature de la paroi interne de la conduite,

nous prendrons :  $\xi = 0.25\text{mm}$  (pour la fonte).

$$\xi = 0.1\text{mm (pour l'acier et le PEHD).}$$

Une fois le coefficient de perte de charge  $\lambda$  déterminé, celui-ci est injecté dans la formule de Darcy pour avoir la perte de charge unitaire  $j$ .

- **Pertes de charge linéaires  $J_L$**

Lorsque l'eau se déplace dans la conduite, nous observons des dépenses d'énergie pour vaincre le mouvement de l'eau. Ces frottements sont dus au fait que la viscosité du liquide n'est jamais nulle et que la paroi de la conduite n'est jamais lisse. Nous enregistrons une dissipation et une diminution de la charge totale le long de la conduite. Nous disons alors que nous avons une perte de charge. Ces pertes de charges linéaires s'estiment comme suit :

$$J_L = j \cdot L \quad [2]$$

**Avec :**

**J** : Pertes de charge linéaires [m].

**L** : longueur du tronçon de la conduite [m].

**j** : les pertes de charge pour chaque 1m.

$$j = 1,218 \cdot 10^{10} * \frac{Q}{C \cdot D} \quad [2]$$

- **Pertes de charge singulières**

Dites aussi locales, et sont dues, aux coudes lors de changements de direction, au changement de diamètre, au niveau des emplacements des pièces spéciales (vannes, ventouses, etc.)

Ces pertes de charges représentent 15 % des pertes de charges linéaires.

$$J' = 0,15 \cdot J_L \quad [2]$$

**Avec :**

**J'** : Pertes de charge singulières [m].

- **Pertes de charge totales :**

Représentent la somme des pertes de charge linéaires et locale

$$\Delta H = J_L + J' \quad [2]$$

**Avec :**

$\Delta H$  : Pertes e charge totales [m].

#### IV.6.5. Calcule de la hauteur manométrique total HMT

$$\mathbf{HMT = Hg + \Delta H} \quad [2]$$

**HMT** : Hauteur manométrique totale.

**Hg** : Hauteur géométrique.

**$\Delta H$**  : Perte de charge totale.

$$\mathbf{Avec : \quad Hg = (C_{Tp} + 0,5) - (C_R + 0,2)} \quad [2]$$

**$C_{Tp}$**  : cote trop plein réservoir d'arrivé.

**$C_R$**  : cote du radier de la station de reprise.

**0,5** : la lame d'aire.

**0,2** : l'emplacement de la conduite

Tableau. IV.1 : Récapitulatif de résultats.

DN (mm)	$D_{int}$ (mm)	D (m)	Q ( $m^3/s$ )	V (m/s)	L (m)	Chw	Ju (m)	JL (m)	JT (m)	Hg (m)	Hmt (m)
610	602	0,602	0,3916	1,37	2269	95	0,002	4,538	5,218	147,9	153,118
711	702	0,702	0,39161	1,01	2269	95	0,0009	2,041	2,347	147,9	150,247
813	803	0,803	0,3916	0,77	2269	95	0,0004	0,907	1,043	147,9	148,943

#### IV.6.6. La puissance absorbée par la pompe

Elle représente le travail effectué par la pompe pour élever un débit (Q) à la hauteur manométrique (Hmt) : elle est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{P_{abs} = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot Hmt}{\eta}} \quad [2]$$

**Avec :**

**$P_{abs}$**  : la puissance absorbée par la pompe en (Watt).

**$\rho$**  : masse volumique en ( $Kg \ m^3$ ).

**$g$**  : L'accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 \ m/s^2$ ).

**Q** : débit refoulé par la pompe en ( $m^3/s$ ).

**Hmt** : la hauteur manométrique totale.

**$\eta$**  : rendement de la pompe ( $0,7 \leq \eta \leq 0,8$ ).

#### IV.6.7. Energie consommée par la pompe

C'est l'énergie électrique consommée annuellement par la pompe durant une année pour relever un débit (Q) à une hauteur (Hmt) : elle est donnée par la formule suivante :

$$E = P * t * 365 \quad [2]$$

**E** : énergie consommée par la pompe en (Kwh/an).

**P** : la puissance absorbée par la pompe en (Kw).

**t** : nombre d'heure de pompage.

#### IV.6.8. Les frais d'exploitation

Les frais d'exploitation annuelles sont évalués la relation suivante :

$$F_{ex} = E * P_u \quad [2]$$

**Avec :**

**F<sub>ex</sub>** : frais d'exploitation en (DA).

**E** : énergie consommée par la pompe en (Kwh).

**P<sub>u</sub>** : prix unitaire imposé par la SONELGAZ en ( $P_u = 4,8$  DA/Kwh)

Tableau IV.2 : Les frais d'exploitation.

DN (mm)	g	Hmt (m)	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)	$\eta$	Puissance (Kw)	t (h)	Energie (Kwh/an)	Pu (DA/an)	Frais (DA)
610	9,81	153,118	1000	0,3916	0,75	784,289	20	5725309,7	4,8	27481486,56
711	9,81	150,247	1000	0,3916	0,75	769,584	20	5617963,2	4,8	26966223,36
813	9,81	148,943	1000	0,3916	0,75	762,905	20	5569206,5	4,8	26732191,2

#### IV.6.9. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de reviens de la conduite la fourniture jusqu'à la pose. Multiplié par le coefficient d'Annuité A :

$$F_A = P_{uc} \cdot L \cdot A \quad [2]$$

**F<sub>a</sub>** : frais d'amortissement.

$P_{uc}$  : prix par mètre linéaire de la conduite. Compte tenu de la pose fourniture et terrassement.

$L$  : longueur de la conduite.

$A$  : annuité d'amortissement donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n} + i \quad [2]$$

**Avec :**

$i$  : indice d'annuité adopté égale à 8% en Algérie.

$n$  : nombre d'années d'amortissement.

Tableau IV.3 : les frais d'amortissement.

DN (mm)	Epaisseur(mm)	Longueur de la conduite(m)	Prix unitaire(DA/ml)	Prix (DA)	Annuité A	Frais (DA)
610	8	2269	18000	40842000	0,09	3675780
711	8,80	2269	34000	77146000	0,09	6943140
813	10	2269	37000	83953000	0,09	7555770

#### IV.6.10. Bilan des frais

Le bilan de frais calculé pour chaque diamètre incluant les frais d'amortissement et les frais d'exploitation. Il y'a donc intérêt à choisir le diamètre qui permettra d'obtenir le prix de revient minimale.

$$\text{Bilan des frais} = \text{frais d'exploitation} + \text{frais d'amortissement}$$

Tableau IV.4 : Le bilan des frais.

DN (mm)	$D_{int}$ (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'amortissement (DA)	Bilan des frais (DA)
610	602	27481486 ,56	3675780	31157266,56

711	702	26966223,36	6943140	33909363,36
813	803	26732191,2	7555770	34287961,2

## IV.7. Station de pompage

### IV.7.1. Définition

La station de pompage peut servir à déplacer de l'eau potable, d'un point vers un autre via un réseau de canalisation, dans ce cas on nomme cette station de « reprise » la canalisation qui véhicule l'eau vers un autre point (exemple réservoir) est dite canalisation de refoulement, si cette même canalisation permet aussi d'alimenter les abonnés, elle est appelée canalisation de refoulement et distribution.

### IV.7.2. Caractéristiques des pompes

Les principales caractéristiques d'une pompe centrifuge sont :

- La hauteur manométrique totale (d'élévation).
- Le débit à refouler [Q].
- La puissance et le rendement.
- La vitesse spécifique.

### IV.7.3. Choix de la pompe

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

- Le débit à refouler.
- La hauteur manométrique totale.
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau.
- Le meilleur rendement qui conduirait à un coût acceptable d'eau à refouler.
- Fiabilité. [6]

### IV.7.4. Point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est celui où il y a égalité arithmétique pour un débit donné, entre la  $H_{mt}$  de la pompe d'une part et la hauteur géométrique augmentée des pertes de charge dans les conduites d'autre part. [6]

Notons que la caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad [7]$$

Avec :

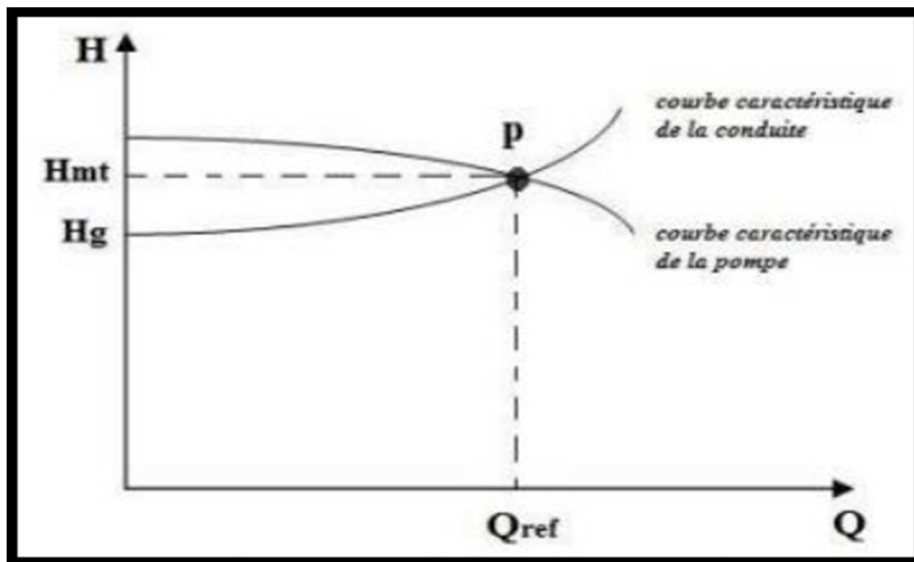
- $H_g$  : Hauteur géométrique (m).

- $RQ^2$  : Valeur de la perte de charge au point considéré (m).
- $Q$  : Débit ( $m^3/j$ ).
- $R$  : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

$$R = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D} \quad [7]$$

- $D$  : Diamètre de la conduite en (m).
- $L$  : Longueur de la conduite en (m).
- $g$  : Accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ).
- $\lambda$  : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

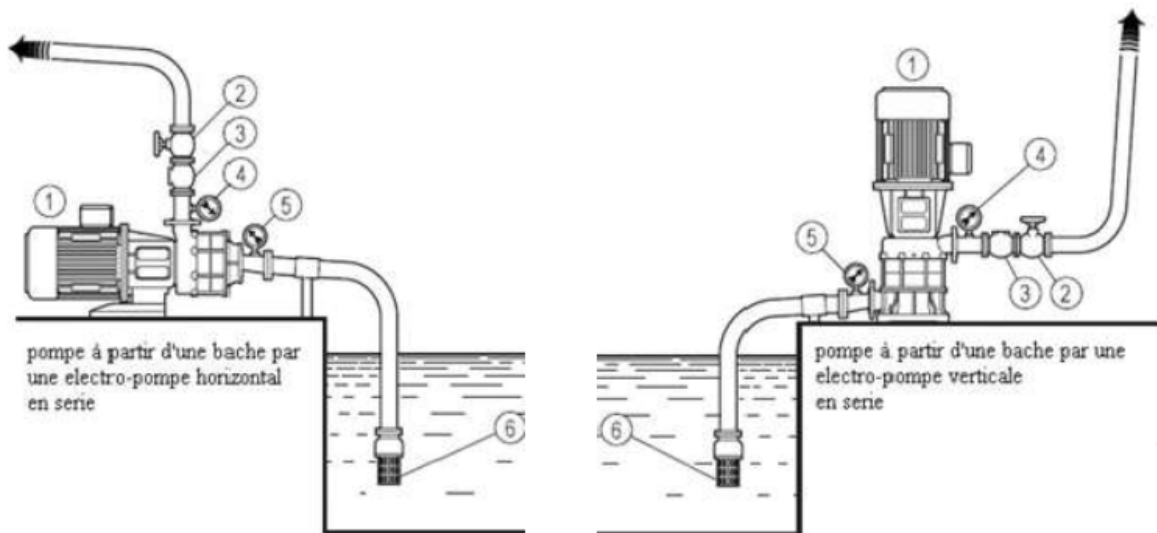
Le point de fonctionnement ( $p$ ) est défini comme étant le point d'intersection de la courbe de la pompe «  $H=f(Q)$  » avec la courbe caractéristique de la conduite «  $H_c=f(Q)$  » comme représenté dans la figure ci-dessous :



**Figure IV.7** : Point de fonctionnement d'une pompe.

Lorsque le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré de coordonnées  $H$  et  $Q$  déjà est définis, on sera dans l'obligation d'apporter des modifications afin d'apporter la pompe aux conditions de travail de notre projet. Le point de fonctionnement peut être obtenu par modification de l'une des caractéristiques suivantes :

### IV.7.5. Installation d'une pompe



**Figure IV.8 :** Installation d'une pompe horizontale. **Figure IV.9 :** Installation d'une pompe verticale.

### IV.8. Choix d'un type des pompes pour différentes stations

Dans cette partie on va citer à titre purement indicatif le choix des pompes, car dans ce type de projet le choix se fait à travers un appel d'offre, et les solutions à proposer en cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré.

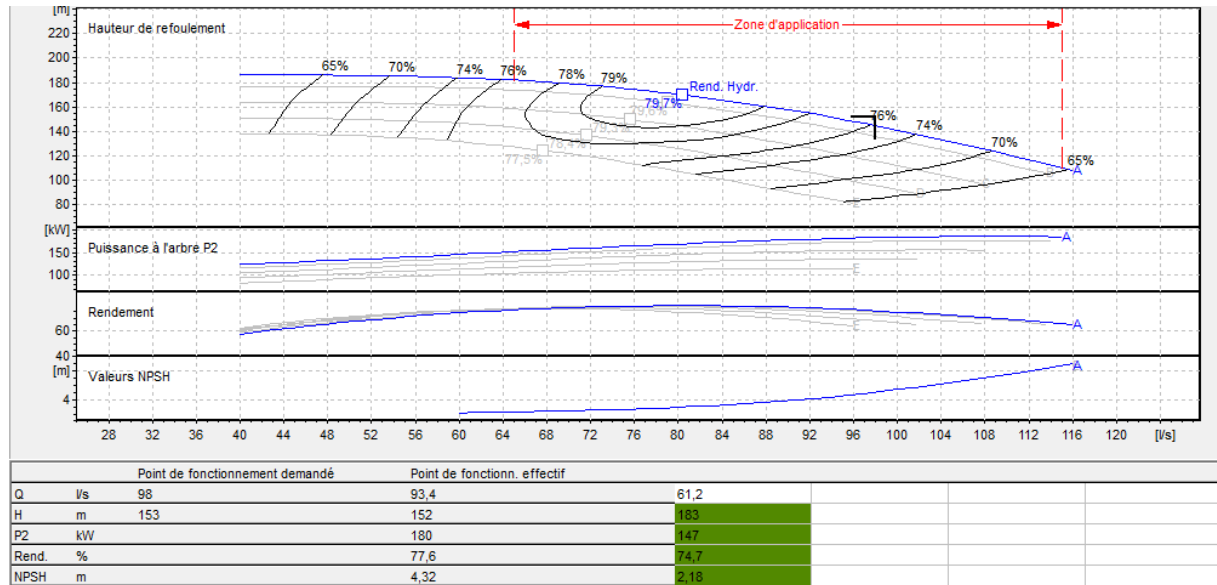
#### IV.8.1. Caractéristique de la conduite

- Le débit refoulé :  $Q=391.6$  l/s.
- La hauteur géométrique :  $H_g=147.9$  m.
- Les pertes de charge :  $J_t=5.375$  m (d'après le tableau IV.1).
- La hauteur manométrique totale :  $H_{mt}= 153.275$  m.

#### IV.8.2. Caractéristique d'une pompe (Annexe 3)

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe Horizontal de type (PM150/6A) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N= 1450$  tr/min.
- $\eta= 77,6$  %.
- $P= 180$  KW.
- $NPSH_r = 4,32$  m.
- Le point de fonctionnement  $y_1$  ( $Q_1= 93,4$  l/s ;  $H_{mt_1} = 153$  m).
- Le point désiré :  $y_2$  ( $Q_2= 98$  l/s ;  $H_{mt} = 153$  m).



**Figure IV.10** : le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la SR1.

Le point de fonctionnement ( $Q=93.4$  l/s ;  $HMT=153$  m) ne coïncide pas avec le point désiré ( $Q=98$  l/s ;  $HMT=153$  m), ce qui nous mène à choisir une variante permis les quatre (modification du temps de pompage ; régulation par étouffement ; rognage de la roue ; variation de la vitesse de rotation) qui nous assure un bon rendement.

### IV.8.3. Etude de la cavitation

- Perte de charge de l'aspiration :  $J_a = 0$  (négligeable).
- La cote du point d'aspiration = 48 m.
- Cote de l'axe de la pompe = 45 m.
- Hauteur de l'aspiration :  $h_a = C_a - C_p = 48 - 45 = -3$  m. D'où la pompe est montée en charge.

Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

- $P_0 = 10,33 - 0,0012 * 48 = 10,27$  m
- $NPSH_d = 10,27 + 3 - (0 + 0,24) = 13,03$  m

On a  $NPSH_d > NPSH_r$  alors la pompe est hors domaine de cavitation.

### Remarque :

On a un débit de refoulement 391.6 l/s, on la repartie sur quatre pompes d'un positionnement parallèle et de capacités 98 l/s pour chaque, car on n'a pas une machine qui a une capacité pour assurer et satisfaire un pompage de ce débit 391.61 l/s.

#### **IV.9. Conclusion**

On constate d'après les résultants de bilan des frais d'amortissement et d'exploitation que le diamètre économique de l'adduction par refoulement est le  $DN= 610$  mm.

Pour le matériau utiliser, notre choix c'est porte sur l'acier vie les avantages qu'il présente.

Il est aussi nécessaire de choisir la pompe adéquate qui repend aux conditions de refoulement avec l'aide du catalogue CAPRARI.

# **Chapitre V**

## *Coup de bélier*

## V.1. Introduction

Dans le cadre de la protection des réseaux d'alimentation en eau potable les ingénieurs sont confrontés au problème du coup de bélier, mal maîtrisé, qui peut être provoqué par un mauvais dimensionnement du dispositif mécanique qui est l'anti bélier ou par une variation des performances des certaines machines hydraulique attachées à la conduite mais aussi par une mauvaise manipulation (fermeture brusque d'une vanne, arrêt inattendu d'une pompe...).

## V.2. Définition

Le coup de bélier est un phénomène de surpression qui apparait au moment de la variation brusque de la vitesse d'une vanne. Il se produit par exemple au moment de la fermeture rapide d'une vanne ou d'un robinet, ou lors de l'arrêt d'une pompe.

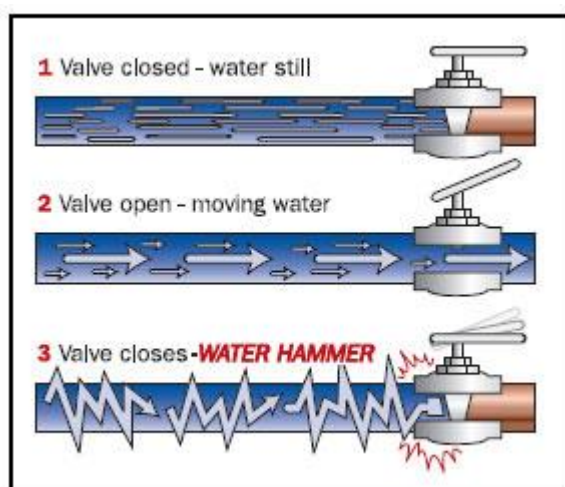


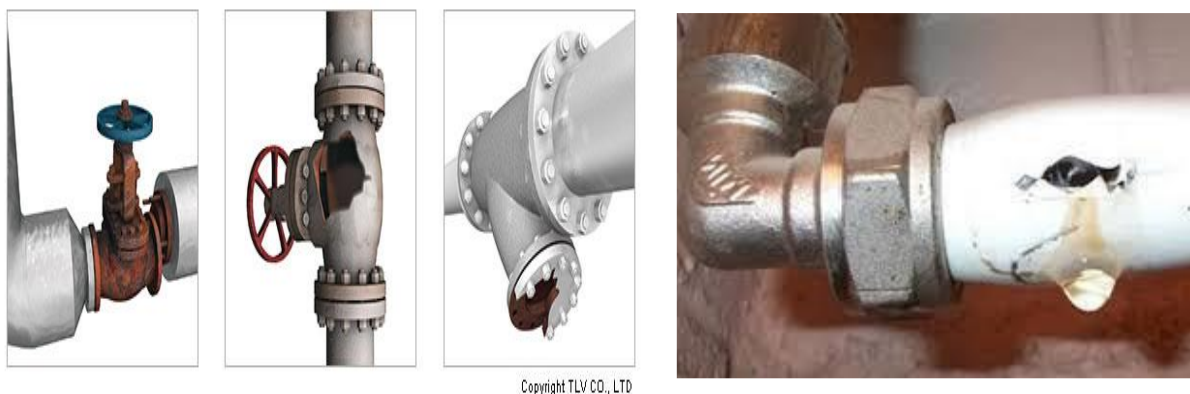
Figure V.1 : Le coup de bélier.

### V.2.1. Les causes de ce phénomène

- Une rupture des canalisations et un dégât des eaux.
- Une déformation des conduites d'eau.
- Démarrage/arrêt d'une pompe.

### V.2.2. Les conséquences de ce phénomène

- Des déformations ou des ruptures de conduite d'eau.
- Des fuites, par le desserrage des raccords.
- Des ruptures de membranes de vases d'expansion.
- Eclatement de la conduite dans le cas d'une dépression.



**Figure V.2 :** Conséquence de coup de bélier.

### V.3. Moyenne de protection contre le coup de bélier :

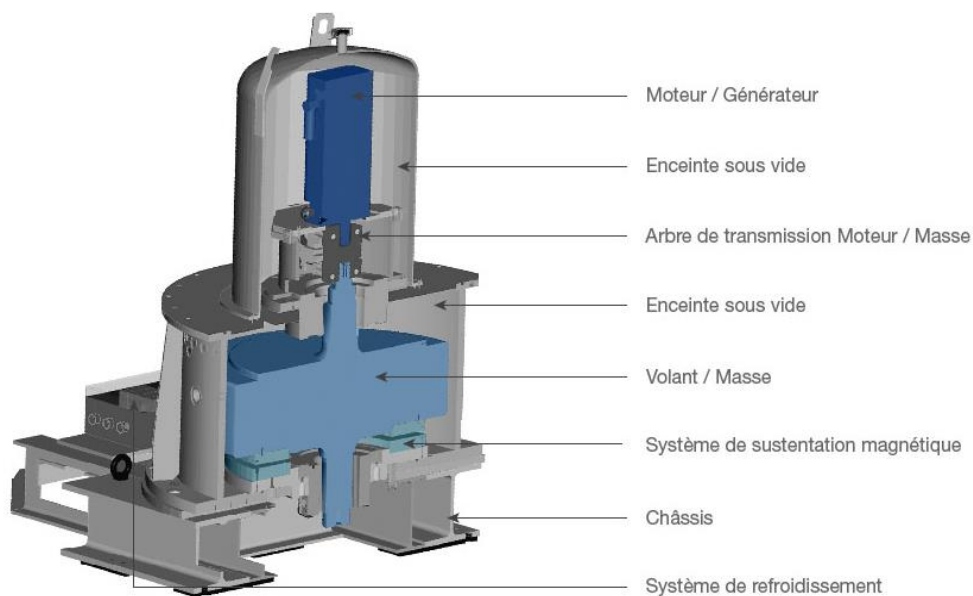
Les appareils anti-bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la suppression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

#### V.3.1. volant d'inertie

Couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.



**Figure V.3 :** Volant d'inertie.

### V.3.2. Soupape de décharge

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à  $1,04 + 1,1$  de la pression maximale admissible.

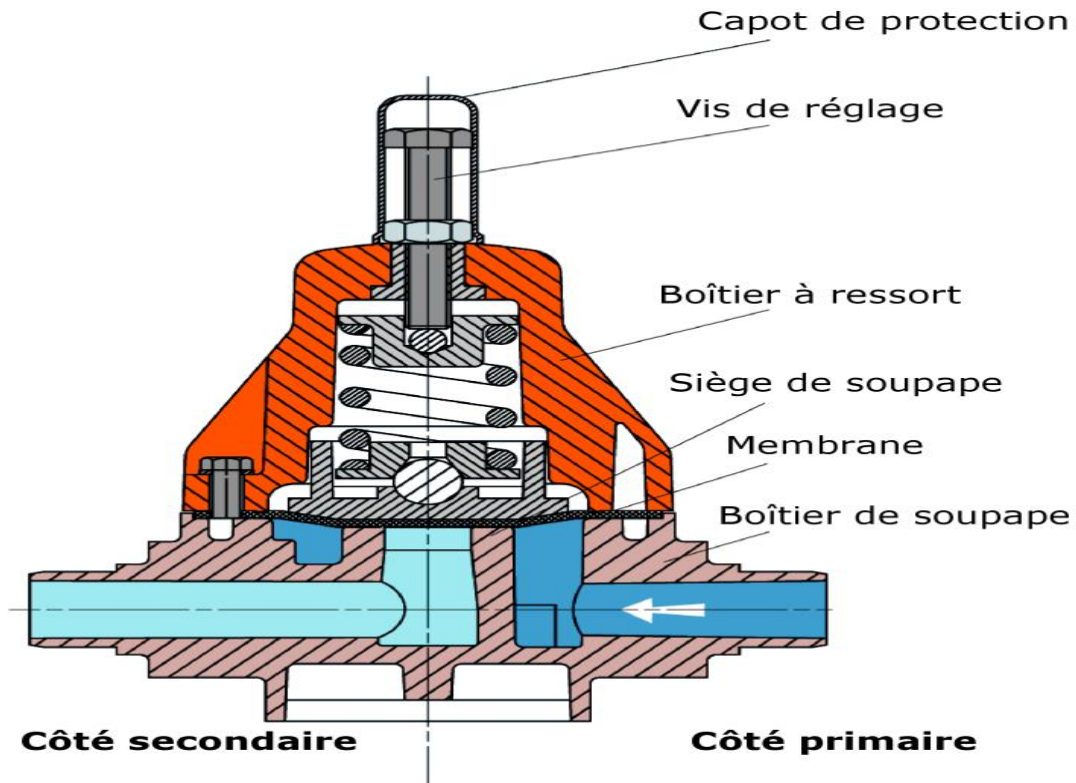


Figure V.4 : Soupape de décharge.

### V.3.3. Cheminée d'équilibre

A la place d'un réservoir d'air sous pression. On peut utiliser un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Elles servent à injecter de l'eau dans la conduite en cas de dépression et à en réservoir en cas de surpression. Elles sont établies pour des hauteurs géométriques faibles et des conditions topographiques.

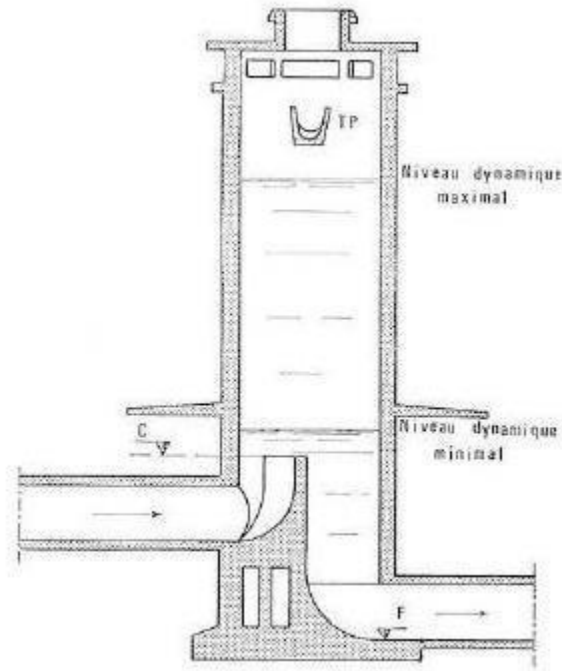


Figure V.5 : Cheminée d'équilibre.

#### V.3.4. Réservoir D'air

Le réservoir d'air est une réserve d'eau qui se vide pour combler les dépressions et grossit pour absorber les surpressions.

Le principe de fonctionnement est le même que pour les cheminée d'équilibre. La différence provient de ce que cette réserve n'a pas une surface libre à la pression atmosphérique mais se trouve à la pression absolue du fluide à l'endroit où est piqué le ballon C'est le volume d'air enfermé dans le ballon qui régularise les variations de pression du liquide en se comprimant ou en se détendant au gré des besoins.

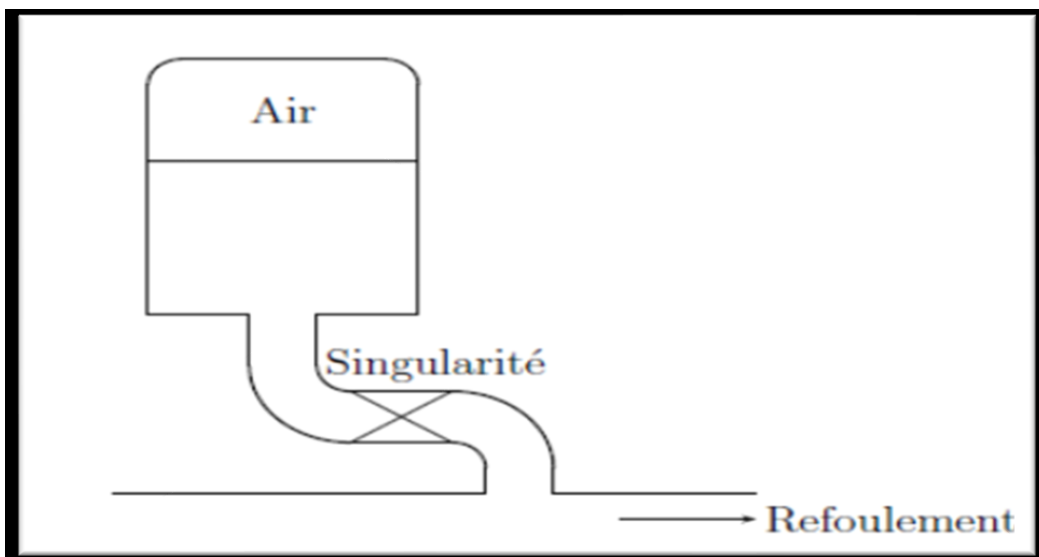


Figure V.6 : Principe de la position d'un réservoir d'air.

## V.4. Calcul hydraulique

### V.4.1. Donner de basse

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : caractéristique de la conduite.

Caractéristique de la conduite	Valeurs
Longueur de la conduite L	2269 m
Débit Q	391.6 l/s
Vitesse d'écoulement V	1,37 m/s
Hauteur géométrique	147,9 m
Diamètre extérieur de la conduite D	0,610 m
Epaisseur de la conduite e	0,0080 m

### IV.4.2. Tronçon refoulement

Pour protéger la conduite refoulement contre le coup de bélier, on adopte un réservoir d'air. Le dimensionnement de réservoir d'air on utilise :

La méthode de Puech et Meunier utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

**K ; A ; B**

➤ **En cas de dépression** (Annexe 2)

Caractéristique de la conduite A

$$A = \frac{a \times V_0}{g \times H_0}$$

La célérité a

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D}{e}}} = 1064,92 \text{ m/s}$$

La pression statique absolue  $H_0$

$$H_0 = H_g + 10$$

$$H_0 = 157,87 \text{ m}$$

On

$$A = \frac{1064,92 \times 1,377}{9,81 \times 157,87}$$

$$A = 0.94$$

Caractéristique des pertes de charge K

La pression de service absolue  $H_{abs}$

$$H_{abs} = H_{MT} + 10$$

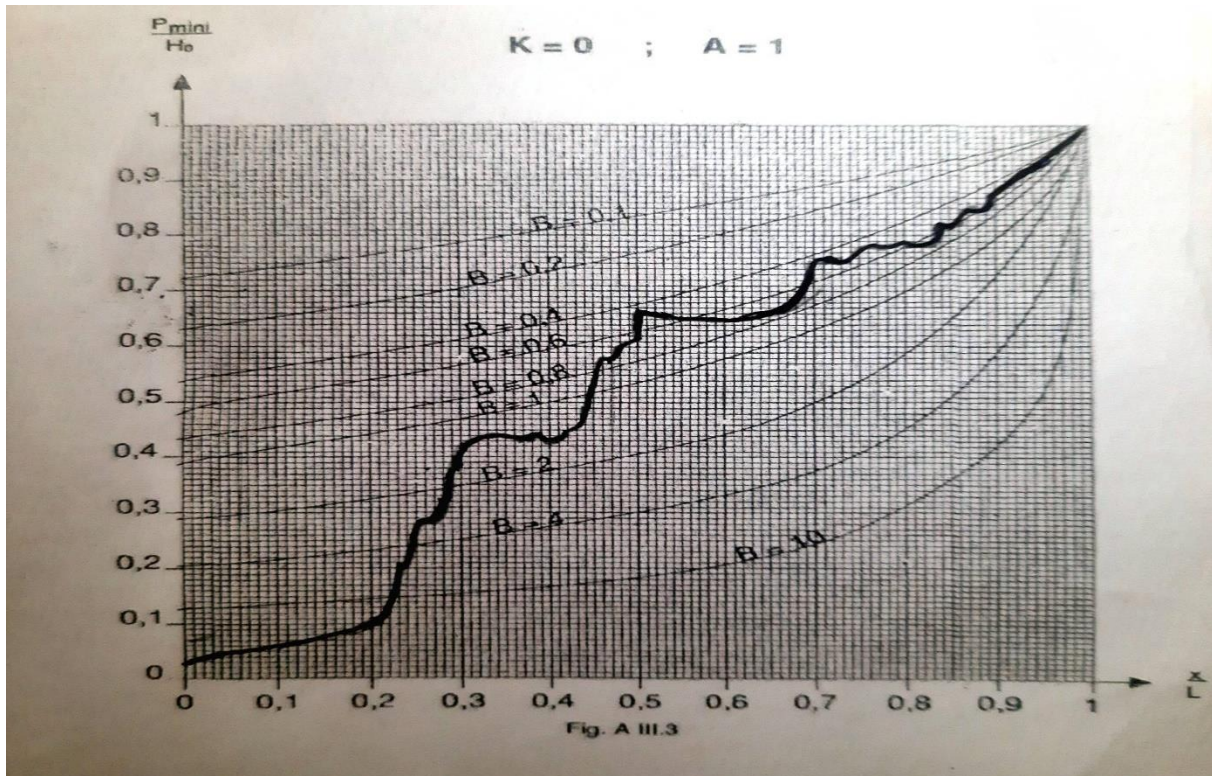
$$H_{abs} = 163,279\text{m}$$

$$k = \frac{H_{abs} - H_0}{H_0}$$

$$K = \frac{163,279 - 157,87}{157,87} = 0.034$$

Caractéristique de réservoir B

Courbes K=0 et A=1.



**Figure V.7:** Graphe Peuch et Meunier pour la conduit reliant SP et RV5000m<sup>3</sup>.

Pour  $B = 0.4$ , on aura une conduite protégée contre les variations des pressions.

Le volume d'air comprimé  $U_0$  serait :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g * H_{abs}} * \frac{L * S}{B}$$

$$U_0 = \frac{1,377^2}{9,81 * 163,279} * \frac{2269 * 0,28}{0,4} = 1.88\text{m}^3$$

$$\frac{P_{min}}{H_0} = 0,66 \rightarrow P_{min} = 0,66 * H_0$$

$$P_{min} = 104,2\text{m}$$

Nous avons :

$$P_{min} * U_{max}^{1.2} = H_{abs} * U_0^{1.2}$$

$$U_{max} = U_0 \left( \frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{\frac{1}{1.2}}$$

$$U_{max} = 1.88 * \left( \frac{163,279}{104,2} \right)^{\frac{1}{1.2}} = 2,73 \text{m}^3$$

Le plus grand volume d'air est  $2,73 \text{m}^3$ , si nous voulons qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume

$$\tau = 1.2 * U_{max} = 1,2 * 2,73$$

$$\tau = 3,27 \text{m}^3$$

### ➤ Cas de surpression

A partir de l'abaque de Dublin et Généau nous déterminons le diamètre (d) du diaphragme :  
pour  $A = 0,94$  ;  $b = 0,4$

$$\begin{cases} \alpha \frac{V_0^2}{H_0} = 2.1 \text{ avec } \alpha = \frac{1}{2g} \left[ \frac{D^2}{0,6 d^2} \right] \\ \frac{P_{max}}{H_0} = 1.225 \rightarrow P_{max} = 1.225 * H_0 \end{cases}$$

$$\alpha = 0.8 \frac{H_0}{V_0^2} = 2.1 * \frac{157,87}{1,377^2} = 176.63 \text{m}$$

$$P_{max} = 193,39 \text{ m}$$

A partir de la formule  $\alpha$  on peut tirer le diamètre d :

$$d^2 = \frac{D^2}{0.6\sqrt{2} \times g \times a + 1} = \frac{602^2}{0.6\sqrt{2} * 9,81 * 66,61 + 1}$$

$$d = 126,38 \text{mm}$$

$d = 126,38 \text{ mm}$  représente le diamètre du diaphragme fictif représentatif les pertes de charge dans la conduite.

La surpression  $/H_0 = 193,39 - 157,87 = 35,52 \text{m}$

### V.5. Conclusion

Le but de ce chapitre c'est de dimensionnée le volume de réservoir d'air pour protéger les conduites de refoulement contre le coup de bélier. Le dimensionnement de ce dernier réaliser par la méthode PEUCH et MEUNIER.

# **Chapitre VI**

## *Pose et protection des conduites*

## VI.1. Introduction

Une canalisation a pour rôle de transporter un débit souhaiter en résistant aux éventuelles comme : la suppression, la dépression, le poids de l'eau, celui du terrain ainsi que les charges roulantes. Pour cela on doit suivre les normes internationales.

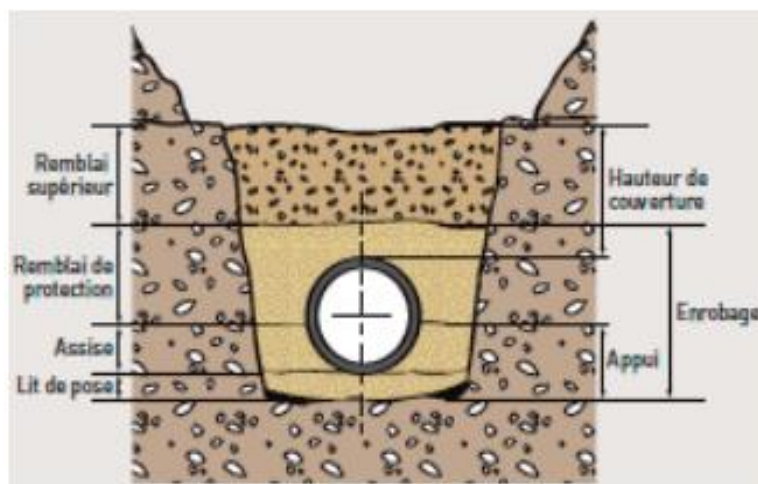
## VI.2. Pose des conduites

La pose de la conduite doit être réalisée minutieusement en tenant compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose. Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite. [8]

### VI.2.1. Exécution et aménagement de la tranchée

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes :

- La section transversale de la tranchée dépend de la largeur et de la profondeur.
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite du sol.
- Un espacement de 30 cm est prévu de part et d'autre la conduite.
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre les efforts de la surcharge et de la variation de la température, on prévoit une profondeur minimale de 0.8m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite.
- Le fond de fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et converblement dressé ; après quoi, il sera recouvert d'un lit de pose de 10 a15 cm.
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes, pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion. [8]



**Figure VI.1** : Pose de la conduite en tranchée.

Tableau VI.1: Les différents matériaux. [8]

Couche	Matériaux	Hauteur de comblai
Lit de pose	Sable 0,1 à 5mm	Couche d'au moins de 10cm
Assiste	Sable 0,1 à 5mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0,1 à 5mm	10cm au-dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

### VI.2.2. Stabilisation de la conduite

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue :

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude verticale.
- Butée sur branchement.
- Butée sur un cône.

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduites aux poussées dues à la pression de l'eau au niveaux des coudes et des branchements, qui peut engendrer des déboitements des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboitements et aux ruptures par leur poids. [8]

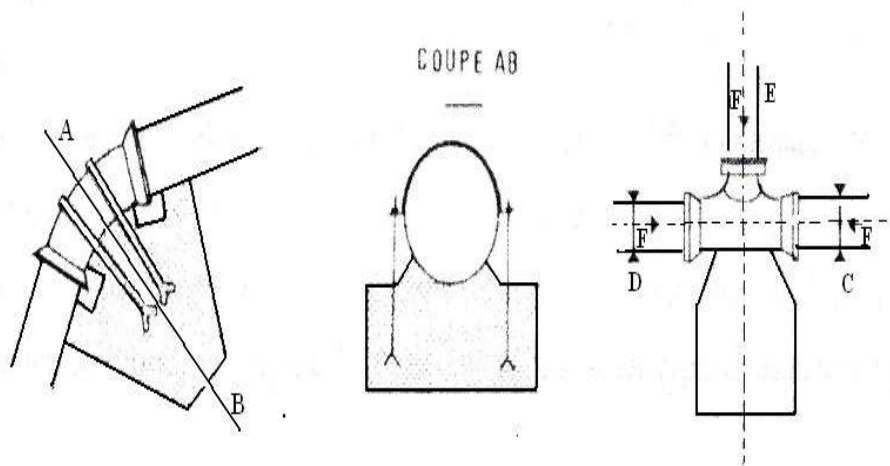


Figure VI.2: Butée sur coude horizontal.

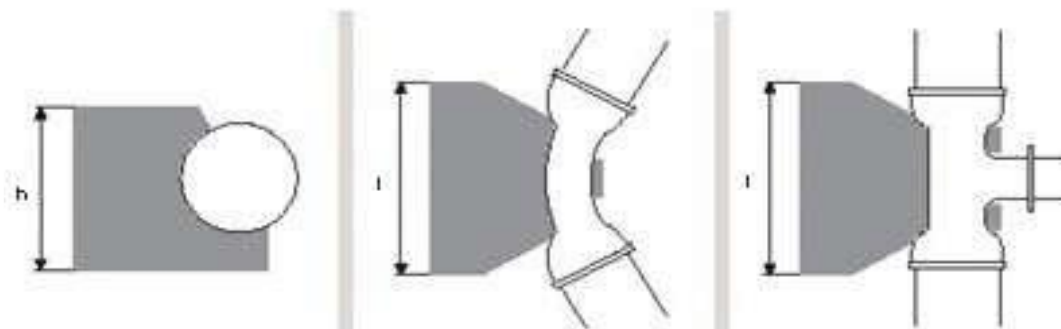


Figure VI.3 : Butée sur coude vertical.

### VI.2.3. Travaux spéciaux

#### VI.2.3.1. Traversées de route

En raison des charges supportées, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la pose des conduites s'effectuera dans une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle conduite est introduite). Pour protéger la canalisation des chocs et Vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée. [8]

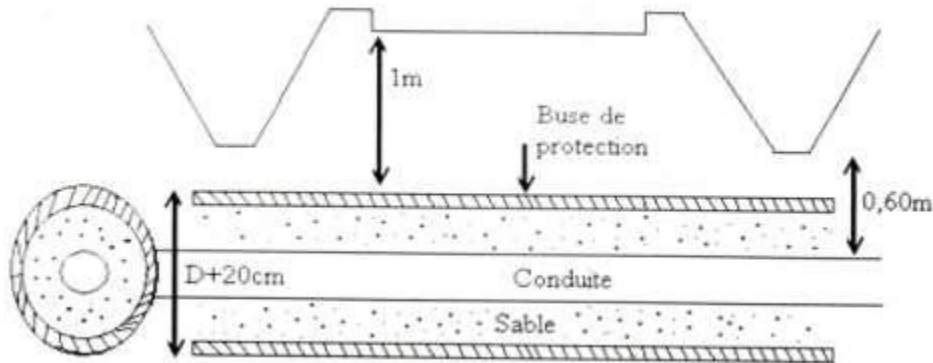


Figure VI.4 : Protection spéciale pour la traversée de route.

#### VI.2.3.2. Traversés souterraine de ravin ou d'oued

Le risque auquel est exposé une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son recouvrement, à la suite duquel se trouve soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et choc causé par transports solides). Et cela est à cause de l'approfondissement du lit par érosion et son déplacement latéral.

En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal entrée jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier. [8]

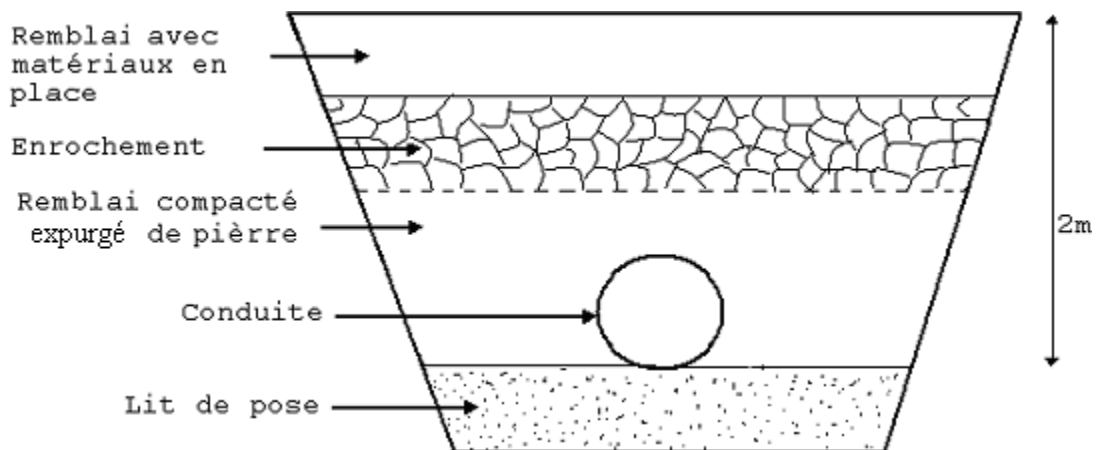


Figure VI.5 : Traversée d'oued.

### **VI.2.3.3. Pose en élévation**

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépression, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre de deux par de un. [8]

### **VI.2.3.4. Mis en eau et épreuve**

La mise en eau doit être progressive à partir d'un point bas en vérifiant que l'air s'évacue par les ventouses, pour les tuyaux à revêtement intérieur poreux, une mise en pression préalable supérieure à 15 minutes est nécessaire pour imbiber le matériau. On applique ensuite la pression d'épreuve pendant 30 minutes, la dimension de pression constaté à l'issue de cette période ne doit pas être inférieur à 20 KPa. La pression d'épreuve appliquée actuellement est égale à la pression de service augmentée de 50% définit comme « pression maximale de fonctionnement de la zone de pression comprenant le coup de bélier et tenant compte de développement futur ».

La pression d'épreuve est maintenue pendant 30 minutes en pompant par moment pour l'ajuster, puis ramenée à 3 Mpa à l'aide d'une vanne de purge. L'essai est satisfaisant si la pression dans la conduite remonte sans intervention de l'opérateur. [8]

### **VI.2.3.5. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service**

Elle doit être précédée d'un nettoyage et d'un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose plutôt qu'un simple remplissage suivi d'une Vidange souvent insuffisant ou un rinçage au fil de l'eau, il est préférable de procéder à un nettoyage mécanique.

## **VI.3. Conclusion**

Le but de ce chapitre est de présenter les normes, les techniques, et les ouvrages concernant la pose des conduites et les moyens de protection pour garantir une longue Vie à ces derniers et garantir au consommateur la meilleure qualité de l'eau (OMS).

# **Chapitre VII**

*Etude de la  
distribution*

## VII.1. Introduction

La distribution de l'eau ce fait à partir du réservoir au consommateur, sera assurée par un réseau de canalisation sur lequel des branchements sont piqués en vue de l'alimentation en eau des abonnés.

Les canalisations doivent avoir un diamètre convenable pour pouvoir assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible a les hauteurs des immeubles.

Et pour la modélisation de notre réseau de distribution, nous faisons appel à un logiciel de simulation du comportement hydraulique dans les réseaux sous pression dit « EPANET ».

## VII.2. Définition

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonction de tuyaux), pompes, vannes, bâches et réservoirs. [9]

## VII.3. Modélisation et simulation du réseau (Apport informatique)

Suite à l'essor qu'ont connu les mathématiques appliquées et l'informatique en parallèle, plusieurs logiciels ont été développés dans le but de subvenir aux besoins des ingénieurs et concepteurs dans le domaine de l'hydraulique, capables de faire des simulations des calculs fastidieux en temps record. Nous en citons les plus connus : WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU et celui que nous allons utiliser EPANET. [10]

### VII.3.1. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœud (jonction de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit et la vitesse 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 la simulation. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau. [10]

### VII.3.2. Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

1. Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistré dans un fichier avec format texte métafichier.
2. Saisir les propriétés des éléments du réseau.
3. Décrire le fonctionnement du système.

4. Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
5. Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité.
6. Visualiser les résultats d'une simulation.

L'environnement de travail de base d'EPANET est affiché dans la figure ci-dessous. Les éléments d'interface sont : une barre de menu, deux barres d'outils, une barre d'état, une fenêtre du schéma du réseau, une fenêtre de navigateur, et une fenêtre d'éditeur des propriétés. La description de chacun de ces éléments est réalisée dans les sections suivantes. [10]

#### VII.4. Classification du réseau de distribution

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue les différents types de réseau de distribution dont :

##### a) Réseaux ramifié

La géographie d'un réseau ramifié affecte la structure d'un arbre. Dans ce réseau, l'eau circule dans un seul sens, il est constitué d'une conduite principale et des conduites secondaires branchées le long de la conduite principale, il n'assure aucune distribution de retour.

##### b) Réseau maillé

Les réseaux maillés, plus complexes, sont caractérisés par des parcours de l'eau multiples pour un même point de livraison. Le réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées. Il assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon.

#### VII.5. Choix des conduites de distribution

Pour choisir le type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants :

- Le diamètre.
- La pression de service supportée.
- Les conditions de pose et de transport.
- Le prix.
- La durée de vie.
- La disponibilité sur le marché.

Pour notre cas, on a choisi comme matériau pour les conduites du réseau de distribution, le PEHD, en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- Facile à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Fiable au niveau du branchement, pas de fuite.
- Durée de vie 50 ans prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement.

- Coefficient de rugosité très fiable et présente bonne résistance à l'entartrage.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbologique. [11]

#### VII.6. Pièces spéciales de raccordement :

- **Les tés** : On envisage des tés à deux ou trois emboîtement permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour leur emplacement. [12]
- **Les coudes** : Utilisés en cas de changement de direction. [12]
- **Les cônes de réduction** : Ce sont des organes de raccordement en cas de changement de diamètre. [12]
- **Bouchons d'extrémités** : Ce sont des dispositifs placés aux extrémités des conduites de distribution servant comme obturateur final des tronçons. [12]

#### VII.7. Dimensionnement du réseau de distribution

Le dimensionnement du réseau de distribution a pour but de réaliser des canalisations qui devront en conséquence présenter un diamètre suffisant une vitesse admissible de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol suffisante.

#### VII.8. Description du réseau de distribution

Dans notre cas, on a choisi de faire la distribution pour pôle d'excellence entité « C ». Sa distribution se fera par refoulement, à partir de réservoir d'une capacité de 5000 m<sup>3</sup> situé à la cote 190 m. L'ossature du réseau sera ramifiée d'un linéaire de 12450,59 m.

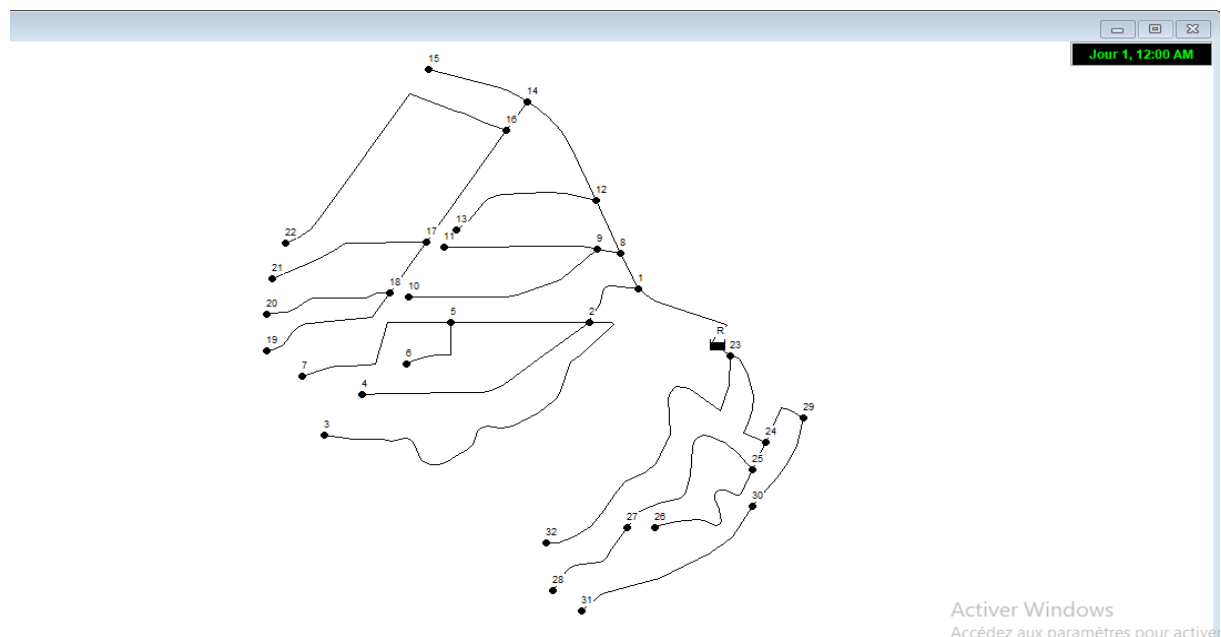


Figure VII.1 : Réseau ramifié.

### VII.8.1. Calcul des débits

- **Débit de pointe** : c'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution. Dans notre cas, le débit de pointe est :

$$Q_p = Q_{\max,h} = 581,60 \text{ m}^3/\text{s} = 161,55 \text{ L/s}$$

- **Débit spécifique** : c'est le volume d'eau consommé à travers un mètre linéaire de canalisation pendant une seconde. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{SP} = \frac{Q_P}{\sum Li} = \frac{161,55}{13422} = 0,012 \text{ L/s/m}$$

Avec :

$Q_p$  = débit de pointe (l/s)

$\sum Li$  = somme des longueurs des tronçons du réseau.

- **Débit de route** : C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long d'un tronçon. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} * Li$$

Avec :

$Q_r$  : Débit de route (l/s).

$Q_{sp}$  : Débit spécifique (l/s).

$Li$  : Longueur du tronçon i (m).

- **Débit aux nœuds** :

Le débit de chaque nœud est donné par la formule suivante :

$$Q_n = \frac{\sum Q_r}{2}$$

Avec :

$Q_n$  : Débit au nœud considéré [L/s].

$\sum Q_r$  : Somme des débits de route des tronçons relié au nœud.

Tableau. VII.1 : calcul de débit en route et débit de Nœud du réseau.

Nœud	Altitude	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s/m)	Qp (l/s)	Q nœud (l/s)
1	167,6	R-1	349,88	0,01297529	4,53979401	6,63270808
		1-8	115,2	0,01297529	1,494753258	
		1-2	207,4	0,01297529	2,691074876	
2	160,2	1-2	207,4	0,01297529	2,691074876	15,5113089

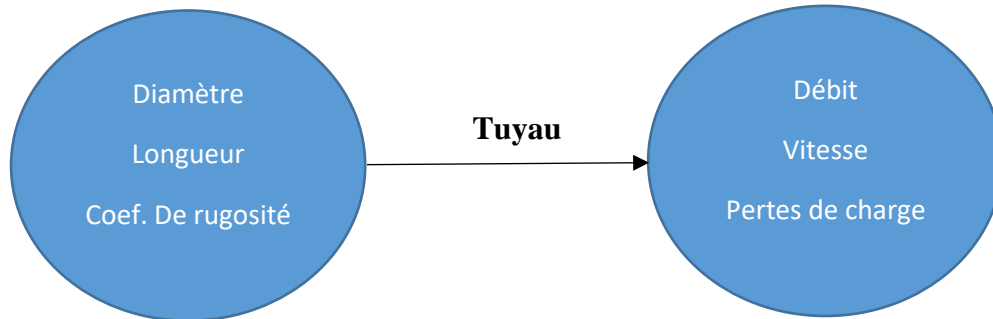
		2-5	380,8	0,01297529	4,940989937	
		2-4	693,7	0,01297529	9,000957771	
		2-3	1109	0,01297529	14,38959517	
3	76,5	2-3	1109	0,01297529	14,38959517	7,19479758
4	108,05	2-4	693,7	0,01297529	9,000957771	4,50047889
5	134,8	2-5	380,8	0,01297529	4,940989937	7,20971917
		5-6	222,7	0,01297529	2,889596793	
		5-7	507,8	0,01297529	6,588851602	
6	92,35	5-6	222,7	0,01297529	2,889596793	1,4447984
7	66,06	5-7	507,8	0,01297529	6,588851602	3,2944258
8	139,96	8-1	115,2	0,01297529	1,494753258	2,29604221
		8-9	66,31	0,01297529	0,860391394	
		8-12	172,4	0,01297529	2,236939772	
9	129,7	8_9	66,31	0,01297529	0,860391394	6,79976492
		9-11	419,2	0,01297529	5,439241023	
		9-10	562,6	0,01297529	7,299897423	
10	111,5	9-10	562,6	0,01297529	7,299897423	3,64994871
11	87,75	9-11	419,2	0,01297529	5,439241023	2,71962051
12	130,9	8-12	172,4	0,01297529	2,236939772	6,24111386
		12_14	357,9	0,01297529	4,643855826	
		12-13	431,7	0,01297529	5,601432132	
13	99,5	12-13	431,7	0,01297529	5,601432132	2,80071607
14	143,7	12-14	357,9	0,01297529	4,643855826	4,89168384
		14-15	291,2	0,01297529	3,778404069	
		14-16	104,9	0,01297529	1,361107785	
15	122,31	15-14	291,2	0,01297529	3,778404069	1,88920203
16	128,5	16-14	104,9	0,01297529	1,361107785	8,81541114
		16-17	398,6	0,01297529	5,171950076	
		16-22	855,3	0,01297529	11,09776443	
17	92,03	17-16	398,6	0,01297529	5,171950076	6,70173661
		17-18	183,5	0,01297529	2,380965476	
		17-21	450,9	0,01297529	5,850557675	
18	101,4	18-17	183,5	0,01297529	2,380965476	6,13601403
		18-19	408,9	0,01297529	5,305595549	
		18-20	353,4	0,01297529	4,585467027	
19	91,35	19-18	408,9	0,01297529	5,305595549	2,65279777
20	101,1	20-18	353,4	0,01297529	4,585467027	2,29273351
21	75,5	21-17	450,9	0,01297529	5,850557675	2,92527884
22	76,45	22-16	855,3	0,01297529	11,09776443	5,54888221
23	160	23-R	45,75	0,01297529	0,593619458	8,98058657
		23-24	329	0,01297529	4,268869982	
		23-32	963,76	0,01297529	12,50506424	
24	135,2	24-23	329	0,01297529	4,268869982	3,90614579
		24-29	183,3	0,01297529	2,378370419	

		24-25	89,79	0,01297529	1,165051172	
25	127,15	25-24	89,79	0,01297529	1,165051172	7,13245132
		25-27	564,8	0,01297529	7,328443058	
		25-26	444,8	0,01297529	5,771408414	
26	111	26-25	444,8	0,01297529	5,771408414	2,88570421
27	110,5	27-25	564,8	0,01297529	7,328443058	5,5910519
		27-28	297	0,01297529	3,853660744	
28	132,5	28-27	297	0,01297529	3,853660744	1,92683037
29	135,5	29-24	183,3	0,01297529	2,378370419	3,17180932
		29-30	305,6	0,01297529	3,965248227	
30	106,5	30-29	305,6	0,01297529	3,965248227	5,76816459
		30-31	583,5	0,01297529	7,571080956	
31	90,5	31-30	583,5	0,01297529	7,571080956	3,78554048
32	136,66	32-23	963,76	0,01297529	12,50506424	6,25253212
		12450,59			161,55	

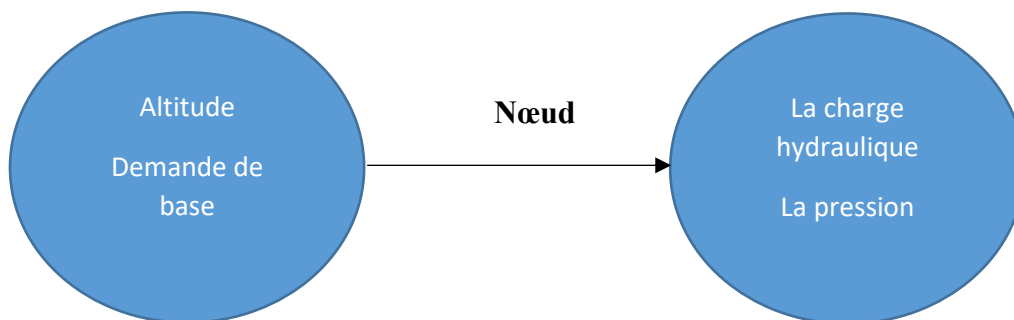
### VII.8.2. Calcul du réseau

- **Pour les tuyaux :**

Pour le calcul de perte de charge, nous avons opté pour la formule de Hazen-Williams en prenant le coefficient de rugosité de Hazen-Williams égale à 150.



- **Pour les nœuds :**  
Données d'entrée



Le calcul des paramètres hydraulique sont établis par le logiciel EPANET. Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes de pressions et de vitesses, voici les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres, données dans les tableaux ci-dessous :

### VII.8.2.1. Cas de pointe (Annexe 1)

Tableau VII.2 : Etat des arcs du réseau.

Tuyau (m)	Nœud initial	Nœud finale	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge unitaire(m/k)
Tuyau 1		1	349.88	327.4	112.15	1.33	3.98
Tuyau 2	1	2	207.4	204.6	39.16	1.19	5.60
Tuyau 3	2	3	1109	130.8	7.19	0.54	2.15
Tuyau 4	2	4	693.7	90	4.50	0.71	5.57
Tuyau 5	2	5	380.8	102.2	11.95	1.46	18.28
Tuyau 6	5	6	222.7	40.8	1.44	1.11	32.01
Tuyau 7	5	7	507.8	90	3.29	0.52	3.12
Tuyau 8	1	8	115.2	257.8	66.36	1.27	4.83
Tuyau 9	8	9	66.31	130.8	13.17	0.98	6.58
Tuyau 10	9	10	562.6	73.6	3.65	0.86	10.06
Tuyau 11	9	11	419.2	61.4	2.72	0.92	14.11
Tuyau 12	8	12	172.4	257.8	50.90	0.98	2.95
Tuyau 13	12	13	431.7	61.4	2.80	0.95	14.90
Tuyau 14	12	14	357.9	204.6	41.85	1.27	6.34
Tuyau 15	14	15	291.2	40.8	1.89	1.44	52.61
Tuyau 16	14	16	104.9	204.6	35.07	1.07	4.57
Tuyau 17	16	17	398.6	163.6	20.71	0.99	5.12
Tuyau 18	17	18	183.3	130.8	12.73	0.95	6.18
Tuyau 19	18	19	408.9	61.4	2.65	0.90	13.47
Tuyau 20	18	20	353.4	61.4	2.29	0.77	10.28
Tuyau 21	17	21	450.9	61.4	2.93	0.99	16.15
Tuyau 22	16	22	855.3	90	5.55	0.87	8.20
Tuyau 23	sans nœud	23	207.4	257.8	49.40	0.95	2.79
Tuyau 24	23	24	329	204.6	34.17	1.04	4.35
Tuyau 25	24	25	89.79	130.8	17.54	1.31	11.19
Tuyau 26	25	26	444.8	61.4	2.89	0.97	15.74
Tuyau 27	25	27	564.8	90	7.52	1.18	14.40
Tuyau 28	27	28	297	51.4	1.93	0.93	17.71
Tuyau 29	24	29	183.3	102.2	12.73	0.95	15.90
Tuyau 30	29	30	305.6	102.2	9.55	1.16	12.08
Tuyau 31	30	31	583.5	73.6	3.79	0.89	10.77
Tuyau 32	23	32	963.76	102.2	6.25	0.76	5.51

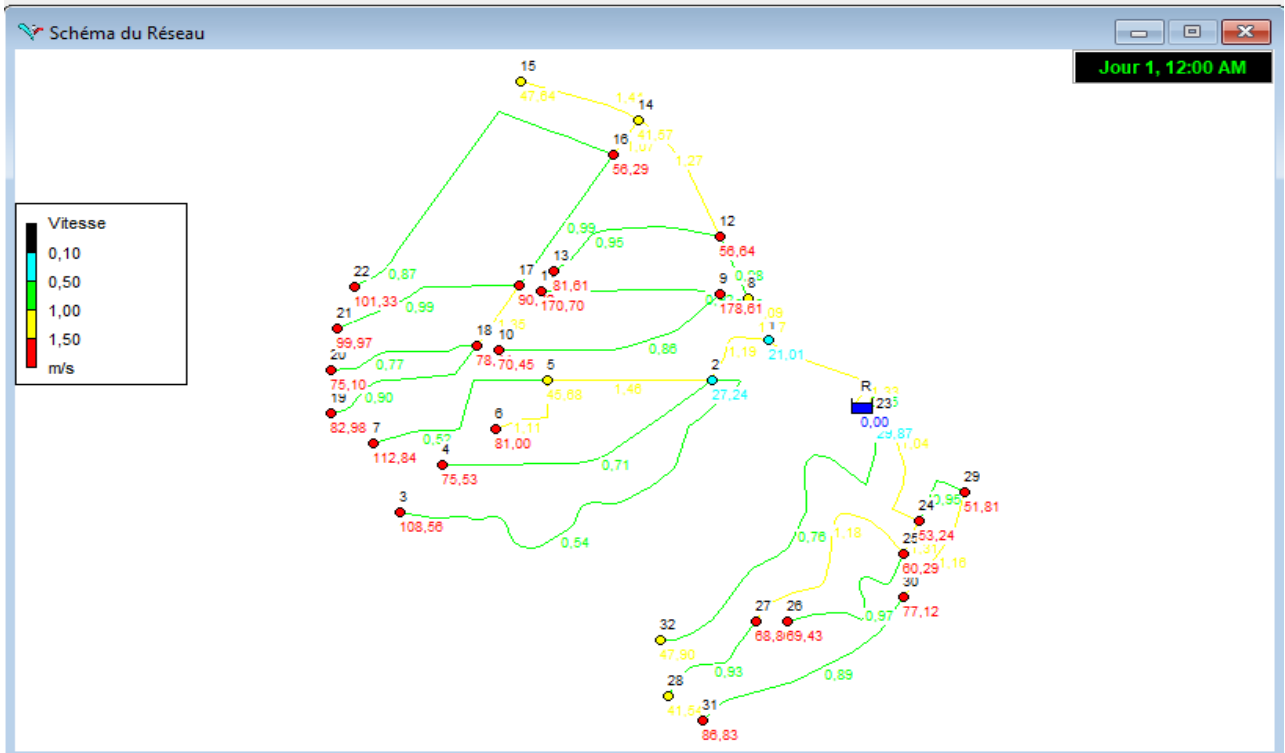
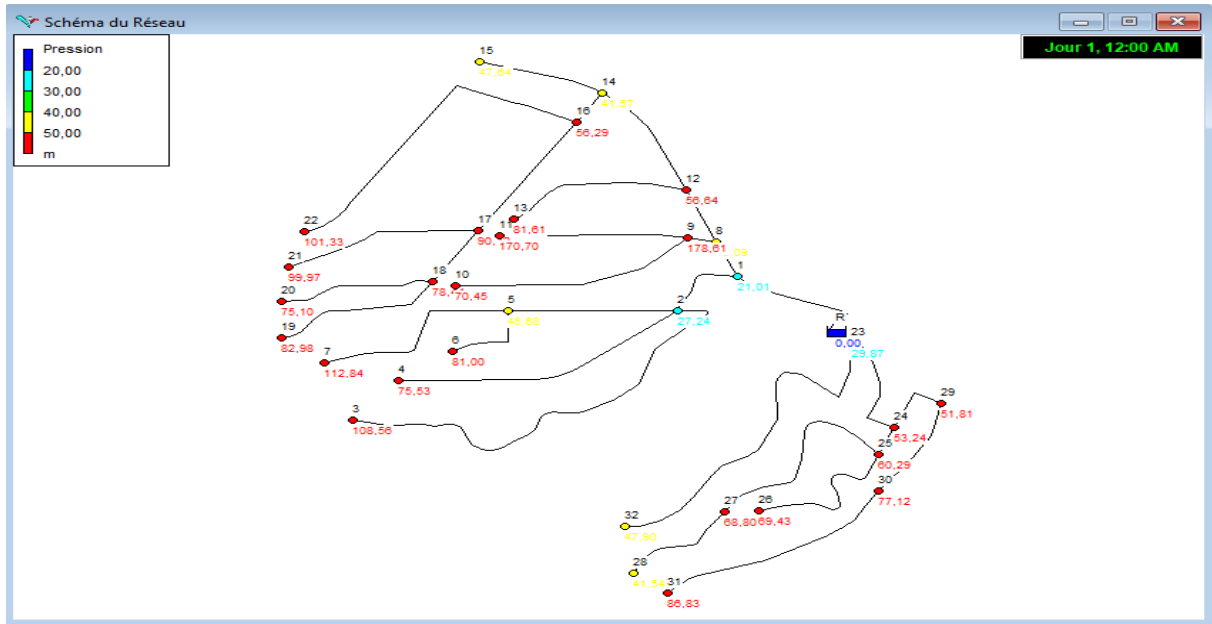


Figure VII.2 : L'état de réseau après simulation cas de pointe (présentation des vitesses).

Tableau VII.3: Etat des nœuds.

ID Nœud	Altitude m	Demande Base lps	Charge m	Pression m
Bâche R	190	Sans Valeur	190.00	0.00
Nœud 1	167.6	6.632708078	188.61	21.01
Nœud 2	160.2	15.51130888	187.44	27.24
Nœud 3	76.5	7.194797584	185.06	108.56
Nœud 4	108.05	4.500478886	183.58	75.53
Nœud 5	134.8	7.209719166	180.48	45.68
Nœud 6	92.35	1.444798397	173.35	81.00
Nœud 7	66.06	3.294425801	178.90	112.84
Nœud 8	139.96	2.296042212	188.05	48.09
Nœud 9	129,7	6.79976492	187.61	178.61
Nœud 10	111.5	3.649948711	181.95	70.45
Nœud 11	87,75	2.719620512	181.70	170.70
Nœud 12	130.9	6.241113865	187.54	56.64

Nœud 13	99.5	2.800716066	181.11	81.61
Nœud 14	143.7	4.89168384	185.27	41.57
Nœud 15	122.31	1.889202035	169.95	47.64
Nœud 16	128.5	8.815411143	184.79	56.29
Nœud 17	92.03	6.701736614	182.75	90.72
Nœud 18	0101.4	6.136014026	179.84	78.44
Nœud 19	091.35	2.652797775	174.33	82.98
Nœud 20	101.1	2.292733513	176.20	75.10
Nœud 21	75.5	2.925278837	175.47	99.97
Nœud 22	76.45	5.548882213	177.78	101.33
Nœud 23	160	8.980586568	189.87	29.87
Nœud 24	0135.2	3.906145787	188.44	53.24
Nœud 25	127.15	7.132451322	187.44	60.29
Nœud 26	111	2.885704207	180.43	69.43
Nœud 27	110.5	5.591051901	179.30	68.80
Nœud 28	132.5	1.926830372	174.04	41.54
Nœud 29	135.5	3.171809323	187.31	51.81
Nœud 30	106.5	5.768164592	183.62	77.12
Nœud 31	90.5	3.785540478	177.33	86.83
Nœud 32	136.66	6.252532119	184.56	47.90



**Figure VII.3 :** L'état de réseau après simulation cas de pointe (présentation des Pressions).

#### VII.8.2.2. Cas de pointe + incendie

Tableau VII.4 : État des Arcs du Réseau.

Tuyau m	Longueur	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
Tuyau 1	349,88	409,2	150	129,15	0,98	1,75
Tuyau 2	207,4	204,6	150	39,16	1,19	5,6
Tuyau 3	1109	130,8	150	7,19	0,54	2,15
Tuyau 4	693,7	90	150	4,5	0,71	5,57
Tuyau 5	380,8	102,2	150	11,95	1,46	18,28
Tuyau 6	222,7	40,8	150	1,44	1,11	32,01
Tuyau 7	507,8	90	150	3,29	0,52	3,12
Tuyau 8	115,2	257,8	150	66,36	1,27	4,83
Tuyau 9	66,31	130,8	150	13,17	0,98	6,58
Tuyau 10	562,6	73,6	150	3,65	0,86	10,06
Tuyau 11	419,2	61,4	150	2,72	0,92	14,11
Tuyau 12	172,4	257,8	150	50,9	0,98	2,95
Tuyau 13	431,7	61,4	150	2,8	0,95	14,9
Tuyau 14	357,9	204,6	150	41,85	1,27	6,34
Tuyau 15	291,2	40,8	150	1,89	1,44	52,61
Tuyau 16	104,9	204,6	150	35,07	1,07	4,57
Tuyau 17	398,6	163,6	150	20,71	0,99	5,12
Tuyau 18	183,3	130,8	150	12,73	0,95	6,18
Tuyau 19	408,9	61,4	150	2,65	0,9	13,47
Tuyau 20	353,4	61,4	150	2,29	0,77	10,28
Tuyau 21	450,9	61,4	150	2,93	0,99	16,15

Tuyau 22	855,3	90	150	5,55	0,87	8,2
Tuyau 23	45,75	257,8	150	49,4	0,95	2,79
Tuyau 24	329	204,6	150	34,17	1,04	4,35
Tuyau 25	89,79	130,8	150	17,54	1,31	11,19
Tuyau 26	444,8	61,4	150	2,89	0,97	15,74
Tuyau 27	564,8	90	150	7,52	1,18	14,4
Tuyau 28	297	51,4	150	1,93	0,93	17,71
Tuyau 29	183,5	102,2	150	11,08	1,35	15,9
Tuyau 30	305,6	102,2	150	9,55	1,16	12,08
Tuyau 31	583,5	73,6	150	3,79	0,89	10,77
Tuyau 32	963,76	102,2	150	6,25	0,76	5,51

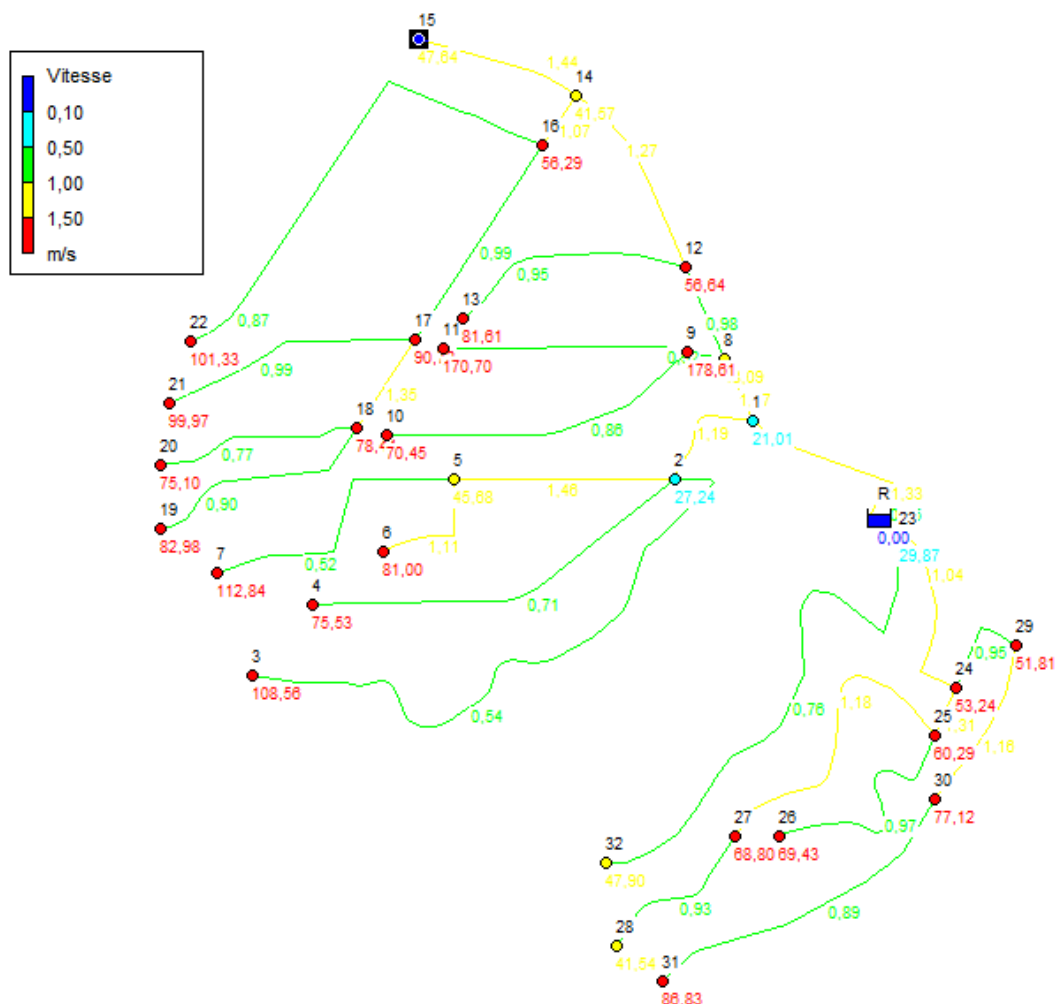


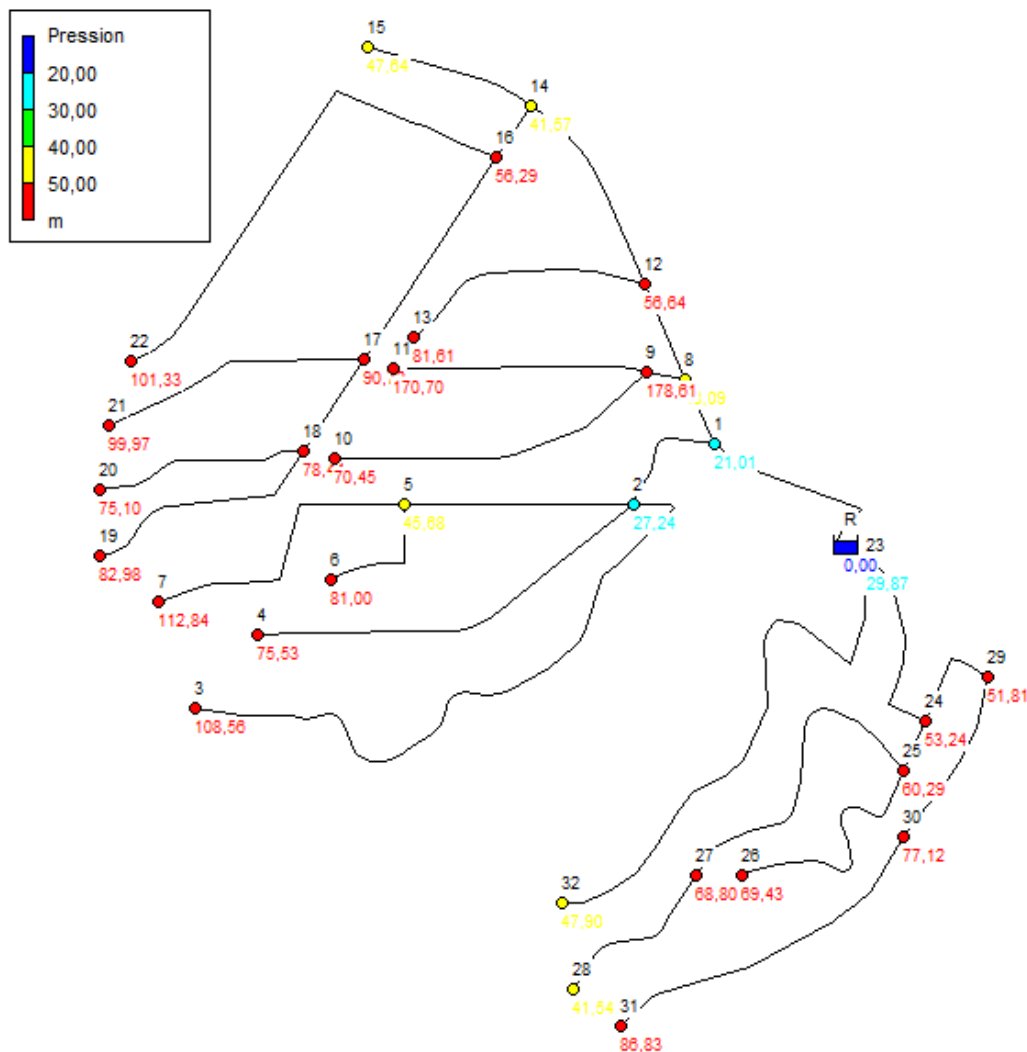
Figure VII.4: L'état de réseau après simulation cas de pointe+ incendie (présentation des vitesses).

Tableau VII.5: Etat des nœuds.

ID Nœud	Altitude m	Demande Base lps	Charge m	Pression m
Bâche R	190	Sans Valeur	190.00	0.00
Nœud 1	167.6	6.632708078	188.61	21.01
Nœud 2	160.2	15.51130888	187.44	27.24
Nœud 3	76.5	7.194797584	185.06	108.56
Nœud 4	108.05	4.500478886	183.58	75.53
Nœud 5	134.8	7.209719166	180.48	45.68
Nœud 6	92.35	1.444798397	173.35	81.00
Nœud 7	66.06	3.294425801	178.90	112.84
Nœud 8	139.96	2.296042212	188.05	48.09
Nœud 9	129,7	6.79976492	187.61	178.61
Nœud 10	111.5	3.649948711	181.95	70.45
Nœud 11	87,75	2.719620512	181.70	170.70
Nœud 12	130.9	6.241113865	187.54	56.64
Nœud 13	99.5	2.800716066	181.11	81.61
Nœud 14	143.7	4.89168384	185.27	41.57
Nœud 15	122.31	1.889202035	169.95	47.64
Nœud 16	128.5	8.815411143	184.79	56.29
Nœud 17	92.03	6.701736614	182.75	90.72
Nœud 18	0101.4	6.136014026	179.84	78.44
Nœud 19	091.35	2.652797775	174.33	82.98
Nœud 20	101.1	2.292733513	176.20	75.10
Nœud 21	75.5	2.925278837	175.47	99.97
Nœud 22	76.45	5.548882213	177.78	101.33
Nœud 23	160	8.980586568	189.87	29.87
Nœud 24	0135.2	3.906145787	188.44	53.24
Nœud 25	127.15	7.132451322	187.44	60.29
Nœud 26	111	2.885704207	180.43	69.43

Nœud 27	110.5	5.591051901	179.30	68.80
Nœud 28	132.5	1.926830372	174.04	41.54
Nœud 29	135.5	3.171809323	187.31	51.81
Nœud 30	106.5	5.768164592	183.62	77.12
Nœud 31	90.5	3.785540478	177.33	86.83
Nœud 32	136.66	6.252532119	184.56	47.90

En injectant un débit de 17 l/s, soit 60 m<sup>3</sup>/h correspondant à une réserve d'incendie de 120 m<sup>3</sup> pour un seul poteau d'incendie déclenché sur une durée maximale de 02 heures et sous une pression minimale à assurer d'un (01) bar.



**Figure VII.5:** L'état de réseau après simulation cas de pointe + incendie (présentation des pressions).

### VII.9. Conclusion

La simulation du réseau de distribution du pôle d'excellence oued Fali présentant une longueur totale égale à 12450,59 m nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- Les diamètres des conduites varient entre 40,8 mm et 409,2 mm
- La pression minimale est égale à 21.01 m
- la pression maximal est égale à 178,61 m
- avec une conduite de PEHD PN16; il est nécessaire de placer des réducteurs de pression,
- la vitesse de l'écoulement dans notre réseau de distribution varie entre 0,50 m/s et 1,50 m /s.

ainsi, notre réseau est stable même dans le cas où, l'on considère l'incendie.

# *Conclusion générale*

## Conclusion générale

L'alimentation en eau potable pour une agglomération en générale, repose sur une étude détaillée de la demande totale des besoins en eau, permettant le choix de toutes les composantes du réseau et le bon dimensionnement des ouvrages.

Pour ce qui est de projet de fin d'étude concernait l'AEP de pôle d'excellence a oued falli Tizi Ouzou qui se répartie en trois entités, nous avons consacrer nôtres études sur l'entité C : cette entité sera alimentée par une conduite de refoulement venant de dix forages du champ de captage Bouiad.

D'après le bureau d'étude on n'estimera pas la population à long terme car la zone d'étude sera saturée à une population de 31800 habitants.

Estimation des besoins en eau de notre zone sont à  $7158,14 \text{ m}^3 / \text{j}$  soit  $82,8 \text{ l/s}$ .

La détermination de la capacité du réservoir faite à l'aide du tableau d'évaluation de la consommation horaire en fonction de la variation de l'agglomération utilisant une méthode analytique a un volume d'incendie égale  $120 \text{ m}^3$ . La capacité du réservoir est de  $4617,70 \text{ m}^3$  on a un recevoir existant de  $5000 \text{ m}^3$  donc il va assurer l'alimentation d'eau potable de cette région.

Concernant le dimensionnement de la conduite d'adduction d'acier, on a choisi le diamètre le plus économique  $D=610 \text{ mm}$  avec une vitesse de  $1,37 \text{ m/s}$ .

Dans le but de la protection de la conduite de refoulement du phénomène du coup de bélier. On a effectué une vérification à ce propos, les résultats de calcul ont montré que notre installation n'as besoin d'un anti-bélier.

Le choix de pompes a été fait à l'aide d'un logiciel CAPRARI.

Les logiciels AUTOCAD et EPANET ont été utilisés pour faire le traçage et la simulation en varier sur les diamètres des conduites varient entre  $409.2$  et  $40.8 \text{ mm}$  de type polyéthylène haute densité (PEHD PN 16) pour les avantage que présentent ces conduites, en respectent à chaque fois les normes de vitesse et utilisant un réducteur de pression.

On a donné un petit aperçu sur les moyens de pose et de protection de ces conduites.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, les connaissances que nous avons acquises dans le domaine de l'hydraulique durant notre stage, et elle nous permet aussi de découvrir le monde professionnel par la réalisation de ce projet à partir de données réelles.

*Références bibliographie*

- [1] : Pdau Tizi Ouzou.
- [2] : Bouzelha karima, cours alimentation en eau potable,2021.
- [3] : Goujil.sarah et Sadelli.H « 2017 », mémoire de fin d'étude « Alimentation en eau potable des localités M'NAIR I, M'NAIR II, Heddada, DHAMNET EL FHEL, AIN BELKACEM et KOUDIET EL ASSA (Souk ehra).
- [4] : Haffaressas.N, mémoire fin d'étude « Alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'oued Zénati,2019.
- [5] : Nacef.N et Namouche.S « Renforcement de réseau d'AEP de 15 villages de Barkouka, commune de maatkas. Tizi Ouzou » mémoire de fin d'étude en hydraulique urbaine 2015.
- [6] : Bouchefra.A et Bensouilah.A « renfermement de l'alimentation en eau potable de la commune de chahna daïra de TAHER wilaya de Jijel mémoire de master en hydraulique urbaine 2021.
- [7] : BELAID.B et AZIZ.A « mémoire fin d'étude alimentation en eau potable de la commune d'afir wilaya de boumerdes.
- [8] : DEKIK.D et SADI OUFELLA.N, étude d'AEP des six oints villages de la commune d'ighren wilaya de Bejaïa et la distribution avec logiciel EPANET mémoire de master de construction hydraulique et aménagement à l'UIMMTO.
- [9] : Manuel d'utilisation de logiciel EPANET : Fournit avec le CD d'installation.
- [10] : Gomella.C et Guerree.H : distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance, Edition EYROLLES, Paris 1977.
- [11] : DPONT, A : « hydraulique urbaine ». Tome II Edition Eyrolles, Paris 1979.

# *Annexes*

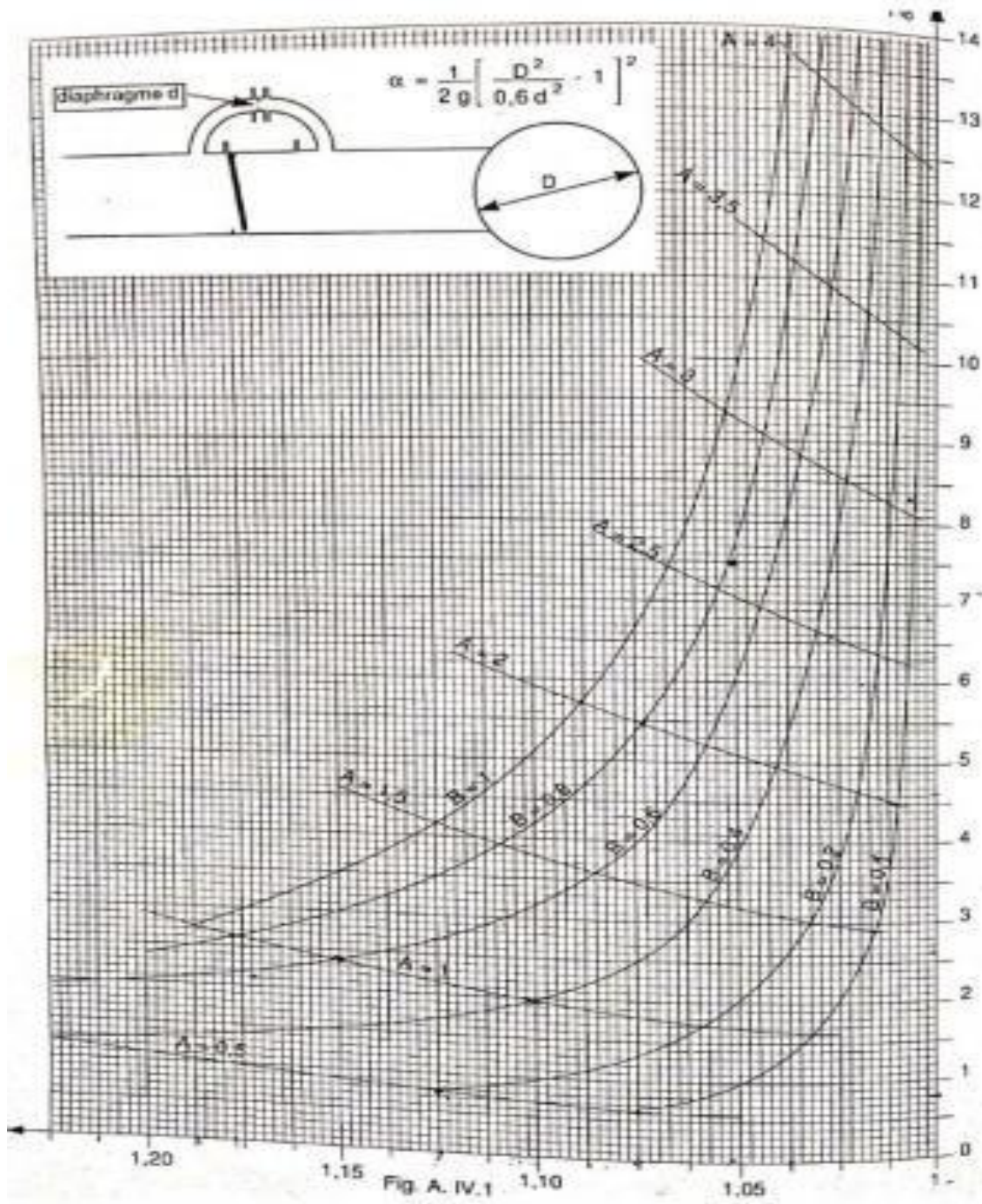
## Annexe 1

### Diamètre de conduite en PEHD PN 16

PN16				
EPAIS	DN int	DN int (m)	Prix HT	Prix TTC
3	26	0,026	79,24	94,30
3,7	32,6	0,0326	122,69	146,00
4,6	40,8	0,0408	190,29	226,45
5,8	51,4	0,0514	301,05	358,25
6,8	61,4	0,0614	423,18	503,58
8,2	73,6	0,0736	554,17	659,46
10	90	0,09	822,24	978,47
11,4	102,2	0,1022	1048,61	1247,85
14,6	130,8	0,1308	1713,83	2039,46
18,2	163,6	0,1636	2691,35	3202,71
22,7	204,6	0,2046	4163,97	4955,12
28,6	257,8	0,2578	6309,37	7508,15
36,3	327,4	0,3274	10192,06	12128,55
45,4	409,2	0,4092	15889,79	18908,85
57,2	515,6	0,5156	25229,57	30023,19

## Annexe 2

### Abaque du Dubin et Géneau



## Annexe 3

**caprari**

Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
== ISO 9001 ==

