



Faculté de Technologie  
Département d'Hydraulique  
*Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement*

## **MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES**

Présenté par :

**BELGACEM Dihya**

**NOURI Fatima**

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

### **INTITULE:**

## **ETUDE DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU VILLAGE TIFILKOUT, COMMUNE D'ILLILTEN, WILAYA DE TIZI-OUZOU**

Soutenu le **28/09/2022** devant le jury composé de :

- Président : Mr IKNI Tahar
- Promoteur: Mr BERREKSI Ali
- Examineur: Mr AMOURA Zouhir

# **REMERCIEMENTS**

Avant tout, nous remercions dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous armé de courage et de patience pour achever nos études.

Puis, on tient à exprimer notre profonde gratitude et notre vif remerciement à notre promoteur Mr BERREKSI . A pour avoir contribué à l'élaboration de la présente.

Nous remercions également tous nos professeurs de la 1 ère année primaire jusqu'au cinquième année universitaire.

Nous remercions aussi tous les gens du département d'hydraulique.

Aussi, nous exprimons tout notre respect aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

# *Dédicace*

JE DÉDIE CE MODESTE TRAVAIL POUR MES TRÈS CHERS  
PARENTS QUE DIEU LES PROTÈGES.

À MA CHÈRE SŒUR NOUARA ET SON MARI TOUFIK.

À MON CHER FRÈRE LYÉS .

À MA PETITE SŒUR KENZA .

À TOUS MES AMIS DE MICHELET ET L'UNIVERSITÉ  
ABDERAHMANE MIRA DE BEJAIA.

ET TOUS CE QUI M'ONT SOUTENU DE PRÈS ET DE LOIN.

BELGACEM Dihya

# *Dédicace*

JE DÉDIE CE MODESTE TRAVAIL POUR MES TRÈS CHERS  
PARENTS QUE DIEU LES PROTÈGES.

A MES CHÈRES FRÈRES ABDERRAHMANE ET AMER.

A TOUS MES AMIS D'UNIVERSITÉ ABDERRAHMANE MIRA DE  
BEJAIA.

ET TOUS CE QUI M'ONT SOUTENU DE PRÈS ET DE LOIN.

NOURI Fatima

# Liste des figures

<i>Figure (I.1) : Situation géographique du Village Tifilkout</i> .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<i>Figure (II.1) : Conduite d'adduction</i> .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<i>Figure (II.2) : Conduite de distribution</i> .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<i>Figure (II.3) : Conduite By-Pass trop-plein</i> .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<i>Figure (II.4) : Conduite de vidange</i> .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<i>Figure (II.5) : Conduite de by-pass</i> .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<i>Figure (II.6) : Schéma des réservoirs du village Tifilkout</i> .....	22
<i>Figure (III.1) : Vanne à opercule</i> .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<i>Figure (III.2) : Vanne à papillon</i> .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<i>Figure (III.3) : Ventouse</i> .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<i>Figure(III. 4) : Clapet anti-retour</i> .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<i>Figure (III.5) : Schéma d'adduction du village Tifilkout</i> .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<i>Figure (IV.1) : Réseau ramifié</i> .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<i>Figure (IV.2) : Réseau maillé</i> .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<i>Figure (IV. 3) : Les résultats de la simulation de la zone d'étude</i> ..	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

# Liste des tableaux

- Tableau (I.1) : Température de Tifilkout de l'année 2020 [2]..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.2) : Précipitations de Tifilkout de l'année 2020 [2]..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.3) : L'observation météorologique du village Tifilkout [2] ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.4) : Estimation de la population future ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.5) : Détermination des besoins domestiques ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.6) : Détermination des besoins scolaires. .... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.7) : Détermination des besoins sanitaires ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.8) : Détermination des besoins socioculturels ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.9) : Détermination des besoins commerciaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.10) : Détermination des besoins commerciaux (suite et fin)..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.11) : Détermination des besoins administratifs..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.12) : Détermination des besoins industriels ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.13) : Consommation moyenne journalière totale ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.14) : Estimation des différents besoins pour l'horizon future (2052) ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.15) : La consommation moyenne journalière majorée.. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.16) : Consommation maximale journalière..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.17) : Variation des valeurs  $\beta_{max}$  ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.18) : Représentation des valeurs de  $\beta_{max}$ ,  $K_{max.h}$ ,  $Q_{moy.h}$  et  $Q_{max.h}$  pour l'horizon actuel ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (I.19) : Représentation des valeurs de  $\beta_{max}$ ,  $K_{max.h}$ ,  $Q_{moy.h}$  et  $Q_{max.h}$  pour l'horizon futur ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (II.1) : Dimensionnement du réservoir 1 Tifilkout ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (II.2) : Dimensionnement du réservoir 2 Tifilkout ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (III.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon sources – Réservoir 1 ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (III.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon sources -R2 .. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (III.3) : Les diamètres calculés, la pression nominale et le matériau choisi pour chaque conduite de l'adduction étudiée ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (III.4) : Caractéristiques des tronçons (gravitaire) ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (III.5) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (gravitaire). **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (IV.1) : Les avantages et inconvénients des matériaux..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (IV.2) : Calcul des débits en route et les débits aux nœuds..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (IV.3) : Calcul des débits en route et les débits aux nœuds (suite et fin). ..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau (IV.4) : Les résultats des pressions après la simulation ... **Erreur ! Signet non défini.**

*Tableau (IV.5) : Les résultats des vitesses après la simulation ..... Erreur ! Signet non défini.*

## Liste des termes

**AEP** : Alimentation En Eau Potable.

**°C** : Degré Celsius.

**CP<sub>amont</sub>** : Côte piézométrique du nœud amont (m).

**CP<sub>aval</sub>**: Côte piézométrique du nœud aval (m).

**C<sub>R</sub>** : Cote Radier (m).

**CTN<sub>aval</sub>** : Côte du terrain naturel du nœud aval (m).

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

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

**D<sub>ext</sub>** : Diamètre extérieur de la conduite (m).

**D<sub>int</sub>**: Diamètre intérieur de la conduite (m).

**D<sub>max</sub>**: Diamètre maximal de la conduite (m).

**D<sub>min</sub>** : Diamètre minimal de la conduite (m).

**D<sub>i</sub>** : Dotation moyenne journalière (l/j/hab).

**D<sub>N</sub>** : Diamètre Normalisé (m).

**D<sub>r</sub>** : Diamètre du réservoir (m).

**D<sub>BONNIN</sub>**: Diamètre donné par BONNIN (m).

**D<sub>BRESS</sub>**: Diamètre donné par BRESS (m).

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

**H<sub>g</sub>** : Hauteur géométrique (m).

**H<sub>mt</sub>** : Hauteur manométrique totale (m).

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

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

**K<sub>c</sub>** : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

**K<sub>max,h</sub>**: Coefficient de variation maximale horaire.

**K<sub>max,j</sub>**: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

**K<sub>min,j</sub>**: Coefficient d'irrégularité minimal.



**K<sub>f</sub>**: Coefficient de fuite.

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

**L<sub>r</sub>**: La largeur de la cuve du réservoir (m).

**L<sub>r</sub>**: La longueur de la cuve du réservoir (m)

**L<sub>i j</sub>** : Longueur du tronçon (i - j) en (m).

**N<sub>i</sub>** : Nombre d'habitants.

**n<sub>i</sub>** : Nombre d'année d'amortissement (n<sub>i</sub>= 30 ans).

**P** : Précipitation.

**P<sub>aval</sub>** : Pression au sol du nœud aval (m).

**P<sub>g</sub>**: Plus grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%).

**P<sub>max(%)</sub>**: Résidu maximal dans le réservoir en (%).

**PEHD** : Polyéthylène Haute Densité.

**PN** : Pression Nominale.

**PVC** : Poly Chlorure de Vinyle.

**Q** : Débit véhiculé dans la conduite (m<sup>3</sup>/s).

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

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

**Q<sub>max.h</sub>**: Débit maximum horaire (m<sup>3</sup>/h).

**Q<sub>min.j</sub>**: Débit minimum journalier (m<sup>3</sup>/j).

**Q<sub>moy.h</sub>**: Débit moyen horaire (m<sup>3</sup>/h).

**Q<sub>moy.j</sub>**: Consommation moyenne journalière des habitants (m<sup>3</sup> /j).

**Q<sub>n</sub>** : Débit au nœud (l/s).

**Q<sub>p</sub>** : Débit de pointe (m<sup>3</sup>/h).

**Q<sub>r</sub>** : Débit de route (l/s).

**Q<sub>s</sub>** : Débit spécifique (l/s.m).

# Sommaire

## Chapitre I

I.1 Introduction.....	1
I.2 Présentation du site .....	2
I.2.1 Situation géographique de la commune d’Illilten .....	2
I.2.1.1 Situation géo-topographique .....	2
I.2.2.2 Situation géographique .....	3
I.2.2.3 Situation hydraulique existante.....	3
I.2.2.4 Aperçu climatique de la zone.....	3
I.3 Estimation des besoins en eau.....	4
I.3.1 Estimation de la population future .....	4
I.3.2 Estimation des besoins domestiques.....	5
I.3.3 Consommation moyenne journalière .....	5
I.3.3.1 Consommation moyenne journalière de la population .....	5
I.3.3.2 Consommation moyenne journalières pour les différents besoins .....	6
I.3.3.3 Consommation moyenne journalière totale .....	8
I.3.4 Estimation des besoins d’équipements pour l’horizon futur.....	9
I.3.5 Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{maj,j}$ .....	9
I.3.6 Consommation maximal journalière $Q_{max,j}$ .....	10
I.3.7 Variation de la consommation horaire .....	11
I.4 Conclusion .....	12

## Chapitre II

Introduction... ..	14
II.1 Rôle des réservoirs.....	14
II.2 Classification des réservoirs... ..	14
II.3 Equipements des réservoirs... ..	15
II.3.1 Conduite d’adduction... ..	15
II.3.2 Conduite de distribution... ..	15
II.3.3 Conduite de trop plein... ..	16

II.3.4 Conduite de vidange .....	16
II.3.5 Conduite de by-pass.....	17
II.4 Choix du type de réservoir.....	17
II.5 Capacité du réservoir.....	17
II.5.1 Détermination de la valeur de « P% » .....	18
II.5.1 Calcul du diamètre.....	18
II.5.3 Calcul de la hauteur d'incendie .....	18
II.6 Dimensionnement des réservoirs projetés .....	19
II.6.1 Dimensionnement du premier réservoir .....	19
II.6.2 Dimensionnement du deuxième réservoir .....	21
II.7 Conclusion .....	23
<b>Chapitre III</b>	
II .1 Introduction... ..	24
III.2.1. Choix du tracé .....	24
III.2.3 Choix de type de conduite.....	24
III.2.4 Description du schéma d'adduction.....	25
III.2.5 Equipements du système d'adduction.....	25
III 2.6.1 Calcul des diamètres économiques... ..	27
III.2.6.2 Calcul de la vitesse V .....	28
III.2.6.3 Calcul des pertes de charge $\Delta H$ .....	28
III.2.7 Dimensionnement de l'adduction gravitaire .....	30
III.2.7.1 Tronçon Sources montagneuses – Réservoir 1... ..	30
III.2.7.2 Tronçon2 sources montagneuses -Réservoir 2.....	31
III.3.1 Causes principales du phénomène de coup de bélier... ..	34
II.3.2 Moyens de protection contre le coup de bélier.....	34
II.3.3 Etude du coup de bélier... ..	34
III.3.4 Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons .....	36
III.4. Conclusion.....	37
<b>Chapitre IV</b>	
IV.1 Introduction.....	40
IV.2 Description du système de distribution.....	40
IV.2.1 Réseau ramifié.....	40

IV.2.2 Réseau maillé .....	41
IV.2.3 Réseau étagé.....	41
IV.2.4 Réseau mixte... ..	42
IV.3 Conception d'un réseau de distribution .....	42
IV.4 Principe de tracé d'un réseau de distribution... ..	42
IV.5 Choix du matériau des conduites du réseau .....	42
IV.6 Équipement du réseau de distribution... ..	43
IV.6.1 Robinets vannes .....	44
IV.6.2 Bouches ou poteaux .....	44
IV.6.3 Clapets.....	44
IV.6.4 Ventouses... ..	44
IV.6.5 Robinets de vidange .....	44
IV.6.6 Réducteurs de pression.....	44
IV.7 Exigences du réseau de distribution.....	44
IV.8 Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	44
IV.8.1 Débit de pointe... ..	45
IV.8.2 Débit spécifique .....	45
IV.8.3 Débit de route.....	45
IV.8.4 Débit au nœud... ..	45
IV.8.5 Calcul de la pression... ..	46
IV.8.6 Calcul des débits en route et les débits aux nœuds... ..	46
IV.9 Modalisation et simulation du réseau.....	48
IV.9.1 Présentation du logiciel EPANET.....	48
IV.9.2 Etapes d'utilisation du logiciel EPANET .....	48
IV.10 Conclusion... ..	53
Conclusion générale.....	54
Référence bibliographique .....	55



## **Introduction Général**

L'eau est considérée comme la source de la vie. C'est un élément vital et le principal moyen de l'hygiène, mais cet or bleu est très mal géré dans les pays en voie de développement suite à diverses raisons.

Les responsables de gestion de l'eau se trouvent confrontés à la nécessité de faire des prévisions d'évolution de la demande en eau. Il est clair que parmi les paramètres qui conditionnent la demande en eau, le contexte économique et social qui pèse de façon déterminante. Ainsi que la politique mise en place dans le secteur de l'eau. Dans les pays en voie de développement seule une fraction de la population dispose de l'accès au réseau de distribution public.

L'accès durable aux ressources en eau est une préoccupation majeure qui concerne tous les pays du bassin méditerranéen. Le changement climatique et la croissance urbaine et démographique attendus dans la région risquent d'aggraver la situation du stress hydrique . En Algérie, plusieurs facteurs peuvent expliquer la situation du stress hydrique : croissance démographique, évolution de la demande en eau, la pluviométrie...etc.

La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau lui-même et par une gestion stricte des différentes parties du projet. Dans ce contexte s'inscrit le présent projet de fin d'études qui vise à étudier l'alimentation en eau potable du village Tifilkout (Willaya de Tizi Ouzou) sur un horizon projet de 30 ans.

Pour mener à bien ce projet, le mémoire sera présenté comme suit:

La présentation du site et estimation des besoins se fera au chapitre I.

Le dimensionnement des réservoirs sera présenté dans le chapitre II.

Le dimensionnement du réseau d'adduction et l'apparition du phénomène coup de bélier se fera au chapitre III.

Le dimensionnement d'un réseau de distribution sera détaillé au chapitre IV.

**Chapitre I :**  
Présentation du site  
Et estimation des  
besoins





## I.1 Introduction

Pour l'élaboration d'un projet d'alimentation en eau potable du village Tifilkout commune Illilten, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques de la zone d'étude, qui nous permettront de mener à bien notre travail lors de la réalisation des travaux.

## I.2. Présentation du site

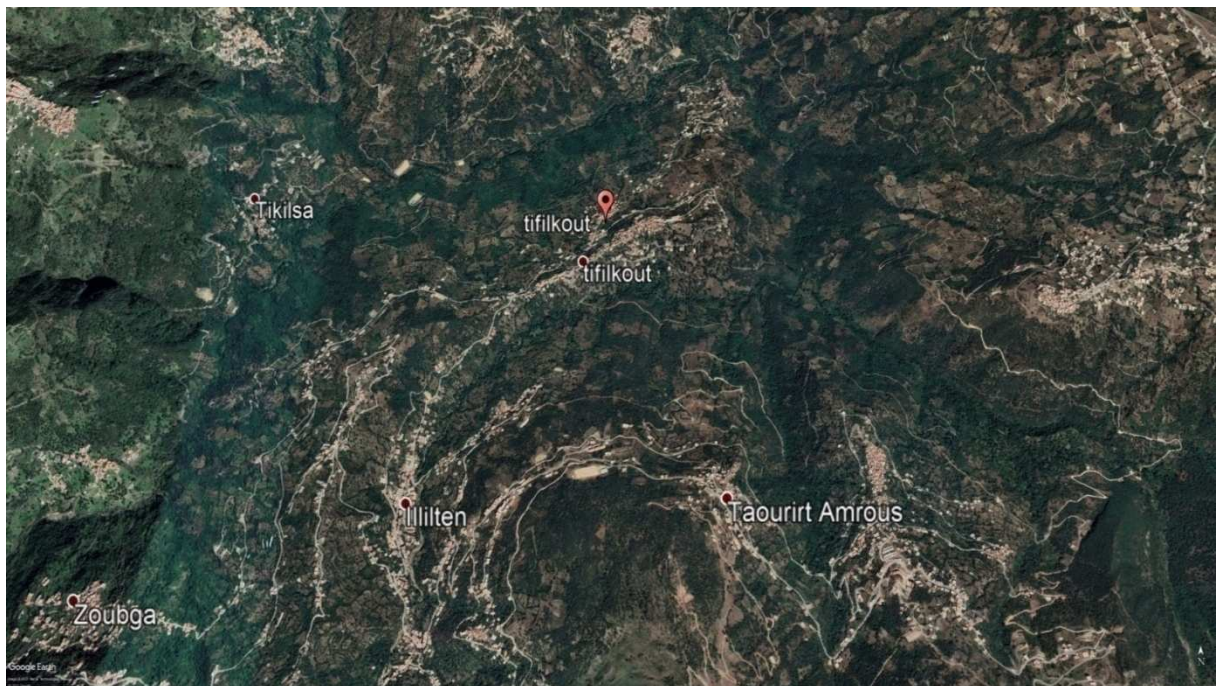
### I.2.1 Situation géographique de la commune d'Illilten

#### I.2.1.1 Situation géo-topographique

Illilten est une commune la wilaya de Tizi Ouzou, elle se trouve à 20 km de la région d'Ain El Hammam (anciennement appelée Michelet). Elle est d'une superficie de 26835 km<sup>2</sup> et elle est délimitée :

- **Au Nord et à l'Est**, par la commune d'Illoula Oumalou ;
- **Au Sud**, par les wilayas de Bejaia et Bouira ;
- **A l'Ouest et au Nord-ouest**, par la commune d'Ifarhounen.

La carte de délimitation administrative de la commune Illilten est donnée dans la figure (I.1) suivante :



*Figure (I.1) : Situation géographique du Village Tifilkout [1]*

### **I.2.1.2 Situation géographique**

La région d'étude faisant partie du massif montagneux elle est constituée en grande majorité de terre végétale et de terrains rocheux et semi rocheux, on peut estimer le terrain rocheux à 20% de l'ensemble du tracé. Des formations très hétérogènes qui ont été déposées de manière quasi-aléatoire étant donné le grand nombre d'épisodes érosifs qui intercalent entre les phases tectoniques.

Parmi ses villages, le village Tifilkout qui est un village moderne battit au bas de la colline accrochée fièrement au flanc de la montagne à 820 mètres d'altitude, elle recouvre une plaine presque de 10 km<sup>2</sup>, Il rencontre ces dernières années un déficit important en eau potable.

### **I.2.1.3 Situation hydraulique existante**

Le système d'alimentation en eau potable actuel du village Tifilkout est composé de deux réservoirs avec une capacité de 150m<sup>3</sup> pour chacun. Le premier réservoir est situé à l'Est du village, il alimente une partie du réseau de distribution en eaux potables, le deuxième réservoir est situé à l'Ouest du village, en amont du Chemin Wilaya 253 et il alimente l'autre partie du village [1].

### **I.2.1.4 Aperçu climatique de la zone**

Le climat de la région est méditerranéen, Ainsi, l'année se divise généralement en deux grandes saisons. Un hiver doux, pluvieux, long et partiellement nuageux, les températures varient entre 2 °C et 20 °C. Été chaud, lourd, dégagé et sec avec une température de 22 °C jusqu'à 35 °C. Ce climat est conditionné par sa situation géographique et la nature du relief dominant [2].

#### **A. Températures**

La variation mensuelle de la température de quelque mois de la région étudiée de l'année 2020 est représentée dans le tableau (I.1) suivant :

**Tableau (I.1) : Température de Tifilkout de l'année 2020 [2]**

Mois	Température Moyenne	Température (Min/max) °C
Janvier	10	6/15
Février	10	6/15
Mars	13	8/18
Avril	15	10/21
Mai	19	13/26
Juin	21	15/28
Juillet	25	18/33
Aout	27	20/35
Septembre	24	17/31
Octobre	20	14/26
Novembre	16	10/22
Décembre	11	7/15

La saison très chaude dure trois (03) mois, du 20 juin au 19 septembre, avec une température quotidienne moyenne maximale supérieure à 21°C. La saison fraîche dure (04) mois, du 22 novembre au 21 mars, avec une température quotidienne moyenne maximale inférieure à 10 °C [2].

### B. Précipitation

Les précipitations de l'année 2020 concernant de la zone d'étude se résument dans le tableau (I.2) suivant :

**Tableau (I.2) : Précipitations de Tifilkout de l'année 2020 [2]**

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
Pluies (mm)	134,2	114,5	98,9	91,3	67,1	21,4	4,2	17,8	66,4	92,7	137,1	141,7	987,3

Il tombe en moyenne environ de 1000 mm d'eau par an, ce qui représente une moyenne mensuelle de 82.5 mm. Néanmoins, les saisons influent et corrigent quelque peu cette moyenne. Le mois le plus sec est juillet qui enregistre seulement 4.2 mm de précipitations. Novembre, décembre et janvier apparaissent comme les mois où les précipitations sont les plus importantes [2].

La station d'observation météorologique du village Tifilkout avec les coordonnées dans le tableau (I.3) suivantes :

**Tableau (I.3) : L'observation météorologique du village Tifilkout [2]**

Coordonnées	Longitude	04,40 E
	Latitude	36,05 N
	Altitude	800 m

## I.3. Estimation des besoins en eau

### I.3.1. Estimation de la population future

L'estimation de la population future consiste à prendre en compte l'évolution de la population à long terme, soit sur une période de 30 ans, qui est une moyenne en matière

de durée de vie des canalisations.

L'évolution démographique de la population, se calcule par la formule des intérêts composés suivante:

$$P_n = P_0 (1+T)^n \quad (I.1)$$

Avec :

- P<sub>n</sub> : Population à l'horizon d'étude (2052) ;
- P<sub>0</sub> : Population actuelle (2022) ;
- n : Nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude (30 ans)

- T : Taux d'accroissement démographique moyen pris égale à 2,1 % [1].

La population actuelle du village Tifilkout est de 5110 Habitants qui sont repartis en deux réseaux, le premier alimentera 2670habitants, le second alimentera 2440 habitants [1].

L'estimation de la population à l'horizon d'étude est mentionnée dans le tableau (I.4) suivant:

**Tableau (I.4) : Estimation de la population future**

Commune	Localité	Taux d'accroissement (%)	Nombre d'habitant en 2022	Nombre d'habitant en 2052
Illilten	Tifilkout (réseau n°1)	2,1%	2670	4980
	Tifilkout (réseau n°2)		2440	4552
	Total	/	<b>5110</b>	<b>9532</b>

### I.3.2. Estimation des besoins domestiques

C'est la quantité d'eau utilisée par les consommateurs dans leurs résidences pour les différents usages comme la lessive, la cuisine, l'hygiène,...etc. Ils sont estimés selon la population et avec une dotation unitaire qui dépend généralement de l'agglomération et de son niveau de vie. Pour pouvoir calculer ces besoins, il faut choisir une norme fixée, cette norme est dite la dotation unitaire, c'est le rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...etc.), attribuée à chaque habitant. Tifilkout est une région rurale, pour une telle zone de moins de 20000 habitants, la norme de consommation est prise à 150 l/j/hab.

### I.3.3. Consommation moyenne journalière

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Le dimensionnement du réseau projeté est estimé sur la base de la consommation en eau actuelle et future.

Pour la zone d'étude, il est nécessaire de se pencher sur les différents paramètres des besoins, tel que les besoins scolaires, sanitaires, socioculturels, administratifs, commerciaux et industriels.

#### I.3.3.1 Consommation moyenne journalière de la population

Cette consommation est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \sum \frac{q \cdot N_i}{1000} \text{ m}^3/\text{j} \quad (\text{I-2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.j}}$  : Consommation moyenne journalière en ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $q$  : Dotation moyenne journalière ( $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ ) ;
- $N_i$  : Nombre de consommateurs.

Les besoins en eau sont donnés dans le tableau (I.5) ci-après :

**Tableau (I.5) : Détermination des besoins domestiques**

Commune	Localité	Population actuelle (2022)	Population future (2052)	Dotation ( $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ )	Besoins actuels ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	Besoins futurs ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
Illilten	Tifilkout (réseau n°1)	2670	4980	150	400,5	747
	Tifilkout (réseau n°2)	2440	4552		366	682,8
	Total	5110	9532		766,5	1429,8

### I.3.3.2. Consommation moyenne journalières pour les différents besoins

#### A. Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont donnés dans le tableau (I.6) ci-après :

**Tableau (I.6) : Détermination des besoins scolaires.**

Localité	Etablissement	Effectif	Dotation ( $\text{l}/\text{j}/\text{élève}$ )	Besoins en eau ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
Tifilkout (réseau n°01)	Primaire (1)	426	15	6,39
	CEM (1)	350		5,25
Total				11,64
Tifilkout (réseau n°02)	Primaire (1)	380	15	5,70
	CEM (1)	320		4,80
Total				10,50

#### B. Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires sont donnés dans le tableau (I.7) ci-après :

**Tableau (I.7) : Détermination des besoins sanitaires**

Localité	Etablissement	Effectif	Dotation (l/j/patient)	Besoins en eau (m <sup>3</sup> /j)
Tifilkout (réseau n°01)	Polyclinique (1)	150	15	2,25
Total				2,25

### C. Besoins socioculturels

Les besoins socioculturels sont donnés dans le tableau (I.8) ci-après :

**Tableau (I.8) : Détermination des besoins socioculturels**

Localités	Établissement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usagers)	Besoins en eau (m <sup>3</sup> /j)
Tifilkout (réseau n°01)	Mosquée (1)	500	15	7,50
	Bibliothèque (1)	200		3,00
Tifilkout (réseau n°02)	Mosquée (1)	300		4,50
Total				15,00

### D. Besoins commerciaux

Les besoins commerciaux sont donnés dans le tableau (I.9) ci-après :

**Tableau (I.9) : Détermination des besoins commerciaux**

Localité	Etablissement	Effectif	Dotation (l/j/eff)	Besoins en eau (m <sup>3</sup> /j)
Tifilkout (réseau n°01)	Alimentation générale (3)	12	40	0,48
	Salon de coiffure (femmes) (2)	12	50	0,60
	Librairie (2)	2	40	0,08
	Boucherie(4)	12	50	0,60

**Tableau (I.10) : Détermination des besoins commerciaux (suite et fin)**

	Boulangerie et pâtisserie (4)	24	100	2,40
	Cafétéria(5)	20	100	2,00
	Salon de coiffure (hommes) (2)	4	50	0,20
Total				6,36
Tifilkout (réseau n°02)	Salon de coiffure (hommes) (2)	4	50	0,20
	Cafétéria (3)	10	100	1,00
	Alimentation générale (2)	8	40	0,32
	Pizzeria (4)	12	100	1,20
Total				2,72
Total				9,08

**E. Besoins Administratifs**

Les besoins administratifs sont donnés dans le tableau (I.11) ci-après :

**Tableau (I.11) : Détermination des besoins administratifs**

Localité	Etablissement	Unité	Nombre d'unités	Dotation (l/j/unité)	Besoins en eau (m <sup>3</sup> /j)
Tifilkout (réseau n°01)	Poste (1)	Employé	10	20	0,20
Total					0,20

**F. Besoins industriels**

Les besoins industriels sont donnés dans le tableau (I.12) ci-après :

**Tableau (I.12) : Détermination des besoins industriels**

Localité	Etablissement	Nombre	Dotation (l/j)	Besoins en eau (m <sup>3</sup> /j)
Tifilkout (réseau n°01)	Huilerie	01	1500	1,50
Tifilkout (réseau n°02)	Huilerie	01		1,50
Total				3,00

**I.3.3.3 Consommation moyenne journalière totale**

La consommation moyenne journalière est définie comme étant la somme de différentes consommations de l'agglomération.

La consommation moyenne journalière totale est donnée dans le tableau (I.13) ci-après :

**Tableau (I.13) : Consommation moyenne journalière totale**

Q <sub>moy.j</sub> (m <sup>3</sup> /j)			
Localité Types de besoins	Tifilkout (réseau n°01)	Tifilkout (réseau n°02)	Total
Domestiques	747	682,8	1429,80
Scolaires	11,46	10,50	21,96
Sanitaires	2,25		2,25
Socioculturels	10,50	4,50	15,00
Commerciaux	6,36	2,72	9,08
Administratifs	0,20		0,20
Industriels	1,50	1,50	3,00
Total	779,27	702,02	1481,29

### I.3.4 Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon futur

En considérant les besoins actuels domestiques et ceux des équipements existants de chaque village, on peut estimer les différents besoins d'équipements futurs. Ces besoins auront une croissance sur les différents horizons suivant la relation ci-après :

$$(Q_{\text{équi actuel}}/Q_{\text{dom actuel}}) = (Q_{\text{équi futur}}/Q_{\text{dom futur}}) \quad (\text{I.3})$$

Avec :

Q<sub>équi actuel</sub> : besoins d'équipements en 2022 (m<sup>3</sup>/j);

Q<sub>équi futur</sub> : besoins d'équipements en 2052(m<sup>3</sup>/j) ;

Q<sub>dom actuel</sub> : besoins domestiques en 2022(m<sup>3</sup>/j) ;

Q<sub>dom futur</sub> : besoins domestiques en 2052(m<sup>3</sup>/j).

L'estimation des différents besoins pour l'horizon futur sont donnés dans le tableau (I.14) ci-après :



**Tableau (I.14) : Estimation des différents besoins pour l'horizon future (2052)**

Village Tifilkout	Besoins domestiques $Q_{dom}(m^3/j)$		Besoins d'équipements $Q_{equi}(m^3/j)$		$Q_{dom} + Q_{equi}$ ( $m^3/j$ )	
	2022	2052	2022	2052	2022	2052
Réseau 1	400,5	747	32,27	60,19	432,77	807,19
Réseau 2	366	682,8	19,22	35,86	385,22	718,66
Total	766,5	1429,8	51,49	96,05	817,99	1525,85

### I.3.5. Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{maj,j}$

Les fuites au niveau du réseau d'adduction et du réseau de distribution sont fonction du type de conduites, la nature du terrain et la qualité d'entretien. Afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on effectue une majoration de 20 % (réseau neuf).

$$Q_{maj,j} = 1.2 \times Q_{moy,j} \quad (I.4)$$

Avec :

-  $Q_{maj,j}$  : débit majoré journalier ( $m^3/j$ ).

Le tableau (I.15) suivant regroupe les résultats du calcul

**Tableau (I.15) : La consommation moyenne journalière majorée**

Village Tifilkout	$Q_{dom} + Q_{equi}(m^3/j)$		$Q_{maj,j}(m^3/j)$	
	2022	2052	2022	2052
Réseau 1	432,77	807,19	519,32	968,63
Réseau 2	385,22	718,66	462,24	862,39
Total	817,99	1525,85	981,56	1831,02

### I.3.5. Consommation maximal journalière $Q_{max,j}$

Cette consommation représente le débit du jour le plus chargé de l'année, elle se détermine par la formule suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} \quad (I.5)$$

Avec:

- $Q_{max,j}$  : débit maximal journalier ( $m^3/j$ ) ;
- $K_{max,j}$  : coefficient d'irrégularité maximale qui tient compte de l'augmentation de la consommation. Il est compris entre 1,1 et 1,3, on prend  $K_{max,j} = 1,3$
- $Q_{moy,j}$  : débit moyen journalier ( $m^3/j$ ).

Les résultats sont représentés dans le tableau (I.16) suivant

**Tableau (I.16) : Consommation maximale journalière**

Village Tifilkout	$Q_{maj,j} (m^3/j)$		$Q_{max,j} (m^3/j)$	
	2022	2052	2022	2052
Réseau 1	519,32	968,63	675,12	1259,22
Réseau 2	462,24	862,39	600,91	1121,11
Total	981,56	1831,02	1276,63	2380,33

### I.3.6. Variation de la consommation horaire

La consommation d'eau journalière varie durant les 24 heures, elle ne suit pas un chemin régulier, on la caractérise par le coefficient d'irrégularité  $K_{max,h}$ , tel que :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times (Q_{max,j}/24) \quad (I.6)$$

Avec :

- $Q_{max,h}$  : débit maximum horaire ( $m^3/h$ ) ;
- $Q_{max,j}$  : débit maximum journalier ( $m^3/j$ ) ;
- $K_{max,h}$  : coefficient de variation maximal horaire.

D'où : 
$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (I.7)$$

Avec :

- $\alpha_{max}$  : Coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération, compris entre 1,2 et 1,3, on prend  $\alpha_{max} = 1,3$ .
- $\beta_{max}$  : coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant représenté dans le tableau(I.15) ci-après :

**Tableau (I.17) : Variation des valeurs  $\beta_{max}$**

Nombre d'habitants $\times (10^3)$	< 1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>10 <sup>3</sup>
Valeurs de $\beta_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

À travers ce tableau, on détermine les valeurs de  $\beta_{max}$  et du coefficient  $K_{max.h}$ , pour estimer les valeurs de  $Q_{moy.h}$  et  $Q_{max.h}$  pour l'horizon actuel (2022) et futur (2052), ces valeurs sont représentées dans les tableaux (I.18) et (I.19) suivants :

**Tableau (I. 18) : Représentation des valeurs de  $\beta_{max}$ ,  $K_{max.h}$ ,  $Q_{moy.h}$  et  $Q_{max.h}$  pour l'horizon actuel**

Village Tifilkout	Nombres d'habitants	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$K_{max.h}$	$Q_{moy.h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_{max.h}$ (m <sup>3</sup> /h)
Réseau 1	2670	1,3	1,59	2,06	44,59	57,95
Réseau 2	2440	1,3	1,61	2,09	40,25	52,33
Total	5110				84,84	110,28

**Tableau (I.19) : Représentation des valeurs de  $\beta_{max}$ ,  $K_{max.h}$ ,  $Q_{moy.h}$  et  $Q_{max.h}$  pour l'horizon futur**

Village	Nombre d'habitants	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$K_{max.h}$	$Q_{moy.h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_{max.h}$ (m <sup>3</sup> /h)
Réseau 1	4980	1,3	1,45	1,89	76,28	99,16
Réseau 2	4552	1,3	1,47	1,91	68,62	89,22
Total	9532				144,9	188,38

## **I.4 Conclusion**

Dans ce chapitre, Nous avons présenté le village Tifilkout ce qui nous a permis d'avoir une idée sur les différentes caractéristiques de cette zone. Nous avons aussi estimé les besoins en eau potable de ce village en tenant compte des différentes consommations pour pouvoir dimensionner l'ensemble des ouvrages de stockages et de transport d'eau. Le débit maximum journalier est de **2380,33**  $m^3/j$  avec un nombre de population de **9532** habitants.



# **Chapitre II :**

## Les réservoirs

## Introduction

Avant d'être distribuée l'eau est stockée dans des réservoirs aux châteaux d'eau. Ces derniers contribuent à améliorer les conditions de distribution de l'eau et à en sécuriser l'alimentation. Ce sont des ouvrages hydrotechniques très importants qui doivent présenter certains impératifs à savoir : la résistance, l'étanchéité et la durabilité. C'est aussi une réserve qui garantit l'autonomie en cas d'incendie sur le réseau d'eau potable.

Ce chapitre est consacré pour étudier cet ouvrage, et déterminer les ouvrages de stockage qui représentent nos réservoirs pour assurer le bon fonctionnement de réseau de distribution.

### II.1. Rôle des réservoirs

Les réservoirs de stockage ont plusieurs fonctions dans les réseaux d'AEP, et leur principale fonction est celle de l'intermédiaire entre l'adduction et la distribution. Entre autre, ils peuvent avoir aussi d'autres rôles comme [4]:

- Régulateur et accumulateur
- Régulariser la pression et le débit dans le réseau de distribution.
- Régulariser le fonctionnement de la pompe.
- Briser la charge.
- Assurer la réserve incendie.

### II.2. Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon [4] :

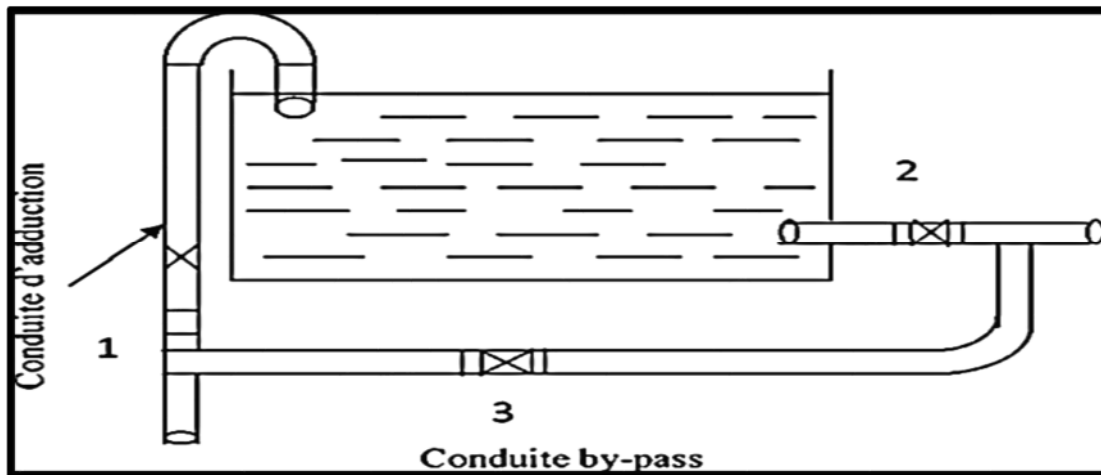
- Sa position par rapport au sol :
  - Surélevé
  - Enterré
  - Semi-enterré
- La forme de la cuve :
  - circulaire
  - Rectangulaire
  - Carre
  - Forme quelconque
- **La nature des matériaux :**
  - Maçonnerie
  - Métallique
  - Béton armé
- Selon le mode de fermeture :
  - Couvert
  - Non couvert

### II.3. Equipements des réservoirs

Les réservoirs doivent être équipés de [4] :

#### II.3.1. Conduite d'adduction

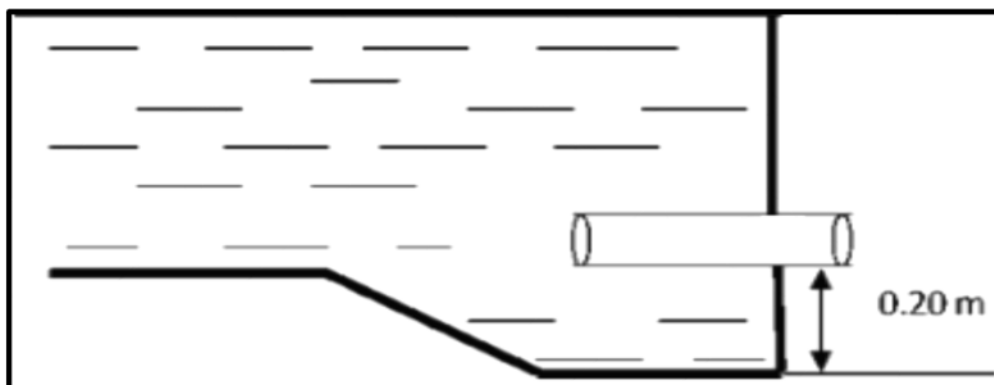
Elle permet d'acheminée l'eau vers le réservoir, et doit s'obturé quand l'eau atteint sans niveau maximum dans le réservoir. la figure (II.1) représente une conduite d'adduction .



*Figure (II.1) : Conduite d'adduction*

#### II.3.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier, en vue d'éviter l'introduction du sable et de boue éventuellement déposer sur le radier. Cette conduite est équipée d'une vanne à surverse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite selon la figure (II.2).



*Figure (II.2) : Conduite de distribution*



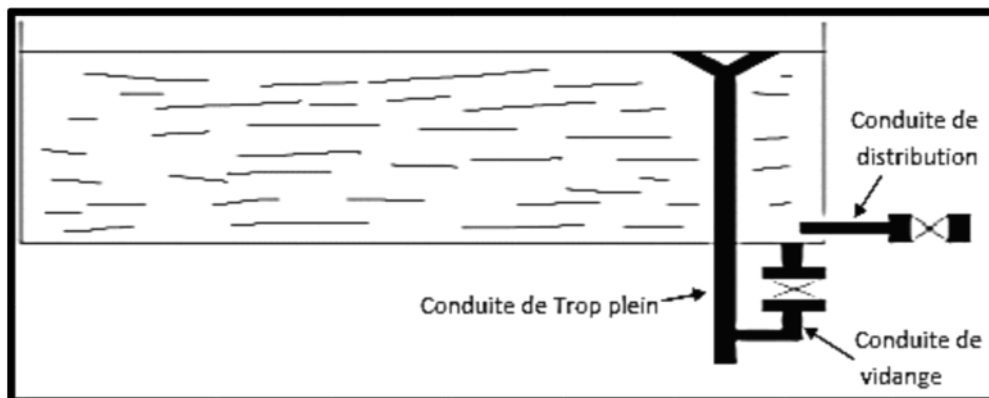
### II.3.3. Conduite de trop plein

Elle est conçue pour empêcher l'eau de dépasser le niveau déterminé, et d'évacuer la totalité du débit qui arrive en cas de défaillance au niveau du système d'arrêt. Pour éviter d'éventuelle pollution ou introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, on aménagera un joint hydraulique, constitué par un siphon qui maintiendra en eau un tronçon de la conduite, la figure (II.3) représente la conduite by-pass trop-plein.

*Figure (II.3) : Conduite By-Pass trop-plein*

### II.3.4. Conduite de vidange

Elle est installé au point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein, elle comporte un robinet vanne, on l'utilise lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation où un nettoyage du réservoir. la figure (II.4) représente la conduite de vidange .



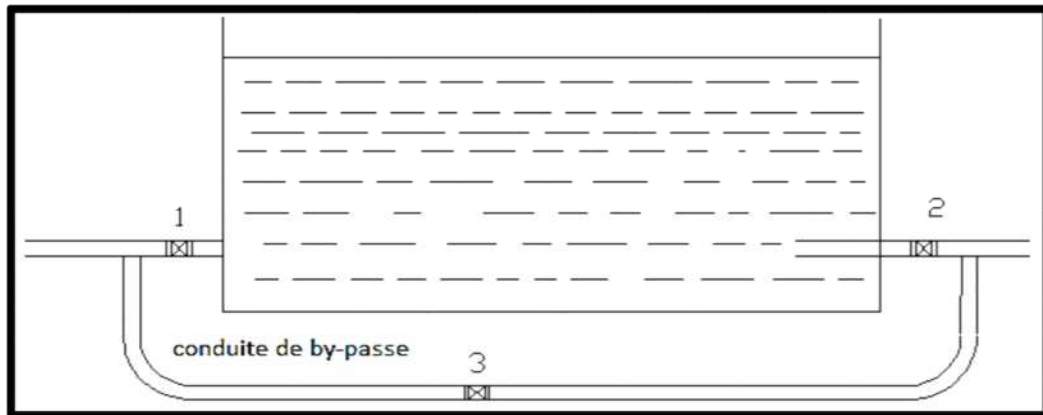
*Figure (II.4) : Conduite de vidange*

### II.3.5. Conduite de by-pass

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution, elle assure la distribution pendant le nettoyage, son fonctionnement est le suivant :

- En temps normal 1 et 2 sont ouvertes et 3 fermée.
- En by-pass, on ferme 1 et 2 on ouvre 3.

La figure (II.5) en dessous représente la conduite de by-pass.



**Figure (II5) : Conduite de by-pass**

#### II.4. Choix du type de réservoir

On opte pour des réservoirs circulaires, semi-enterrés, vu que le relief de la zone d'étude est très accidenté, ces types de réservoirs offrent les avantages suivants [4]:

- Economie sur les frais de constructions.
- Maintien l'eau à température constante.
- L'étude architecturale simplifiée.
- L'étanchéité est facile à réaliser.

#### II.5. Capacité du réservoir

Le volume a donné au réservoir dépend des variations de débit rentrant et sortant. Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes [4]:

- Méthode analytique
- Méthode graphique

Dans notre projet, on va utiliser la méthode analytique pour le calcul du volume total du réservoir, La relation de ce dernier est la suivante :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (II.1)$$

Avec :

- ✓  $V_T$  : Volume total du réservoir ( $m^3$ ) ;
- ✓  $V_{inc}$  : volume d'incendie ( $V_{inc} = 120 m^3$ ) ;
- ✓  $V_r$  : volume de régularisation du réservoir ( $m^3$ ), il se calcule en se basant sur la formule ci-après :

$$V_r = P_{max} (\%) \times \frac{Q_{max,j}}{100} \quad (II.2)$$

Avec :

- ✓  $Q_{max,j}$  : consommation maximale journalière ( $m^3$ ) ;
- ✓  $P_{max} (\%)$  : Résidu maximal dans le réservoir en (%).

### II.5.1. Détermination de la valeur de « P% »

Pour déterminer la valeur de résidu maximal on doit :

- Connaissant la valeur de (Kmax-h), on répartit la consommation maximale journalière sur 24h ;
- On répartit ensuite, le débit de pompage qui se fait sur 20heures tout au long de la journée.
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, nous donne soit un surplus soit un déficit.
- On détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, ce qui nous donnera la valeur maximal de P%, qui sera calculé par la formule suivante :

$$P\% = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| \quad (\text{II.3})$$

Avec :

- ✓ Rmax + : Résidu maximum positif (%) ;
- ✓ Rmax - : Résidu maximum négatif (%).

### II.5.2. Calcul du diamètre

Le diamètre est donné comme suite :

$$V_n = S_e \times H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \quad D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

- ✓ Vn: Capacité normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>) ;
- ✓ Se: Section du réservoir en (m<sup>2</sup>) ;
- ✓ H : Hauteur utile optimale d'eau (m).

**Remarque :** La hauteur utile optimale d'eau et varier entre :  $H=[3:6]m$ . On prend  $H = 4 m$

### II.5.3. Calcul de la hauteur d'incendie

La hauteur d'incendie est donnée comme suit :

On a :

$$V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3 \longrightarrow H_{\text{inc}} = \frac{4 \times V_{\text{inc}}}{\pi \times D^2} \quad (\text{II.5})$$

## II.6. Dimensionnement des réservoirs projetés

### II.6.1. Dimensionnement du premier réservoir

Le réservoir assure une distribution pour la population de la localité de Tifilkout par le système gravitaire avec un débit de 1259,22 m<sup>3</sup>/j pour une population de 4980 habitants. Les résultats sont représentés dans le tableau (II.1) ci-après:

**Tableau (II.1) : Dimensionnement du réservoir 1 Tifilkout**

Heures	Apport (%)	Consommation (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,17	0,85	3,32	/	3,32
1-2	4,17	0,85	3,32	/	6,64
2-3	4,17	0,85	3,32	/	9,96
3-4	4,17	1	3,17	/	13,13
4-5	4,17	2,7	1,47	/	14,6
5-6	4,17	4,7	/	0,53	14,07
6-7	4,17	5,35	/	1,18	12,89
7-8	4,17	5,85	/	1,68	11,21
8-9	4,17	4,5	/	0,33	10,88
9-10	4,17	4,2	/	0,03	10,85
10-11	4,17	5,5	/	1,33	9,52
11-12	4,17	7,5	/	3,33	6,19
12-13	4,17	7,9	/	3,73	2,46
13-14	4,17	6,35	/	2,18	0,28
14-15	4,17	5,2	/	1,03	-0,75
15-16	4,17	4,8	/	0,63	-1,38
16-17	4,17	4	0,17	/	-1,21
17-18	4,17	4,5	/	0,33	-1,54
18-19	4,17	6,2	/	2,03	-3,57
19-20	4,17	5,7	/	1,53	-5,1
20-21	4,17	5,5	/	1,33	-6,43
21-22	4,17	2	2,17	/	-4,26
22-23	4,17	2	2,17	/	-2,09
23-24	4,17	1	3,17	/	1,08
Total	100	100			

D'après le tableau (II-1) ci-dessus:

**Résidu maximal** :  $P_{max} = |R^{+max}| + |R^{-max}| = |14,6| + |-6,43|$   $P_{max} = 21,03\%$ .

### II.7.1.1. Volume total

Le volume total se détermine comme suite :

$$V_T = V_U + V_{inc} = ((1259,22 \times 21,03) / 100) + 120$$

$$V_T = 384,81 m^3.$$

Le volume calculé est de 384,81  $m^3$ , alors le réservoir projeté Tifilkout sera d'une capacité de 400  $m^3$ .

### II.7.1.2. Diamètre du réservoir

Généralement la hauteur du réservoir est comprise entre 3m et 6m, on prend H=4m. Le diamètre du réservoir se détermine comme suite :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 400}{\pi \times 4}}$$

$$D = 11,29 = 12m$$

### II.7.1.3. Hauteur d'incendie du réservoir

La hauteur d'incendie se détermine comme suite :

$$H_{inc} = \sqrt{\frac{4 \times 120}{\pi \times D^2}}$$

$$H_{inc} = \sqrt{\frac{4 \times 120}{3,14 \times 11,29^2}}$$

$$H_{inc} = 1.1 m$$

### II.7.2. Dimensionnement du deuxième réservoir

Le réservoir assure une distribution pour la population de la localité de Tifilkout par le système gravitaire avec un débit de  $1121,11 \text{ m}^3/\text{j}$  pour une population de 4552 habitants. Les résultats sont représentés dans le tableau (II.2) ci-après:

*Tableau (II.2) : Dimensionnement du réservoir 2 Tifilkout*

Heures	Apport (%)	Consommation (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,17	0,85	3,32	/	3,32
1-2	4,17	0,85	3,32	/	6,64
2-3	4,17	0,85	3,32	/	9,96
3-4	4,17	1	3,17	/	13,13
4-5	4,17	2,7	1,47	/	14,6
5-6	4,17	4,7	/	0,53	14,07
6-7	4,17	5,35	/	1,18	12,89
7-8	4,17	5,85	/	1,68	11,21
8-9	4,17	4,5	/	0,33	10,88
9-10	4,17	4,2	/	0,03	10,85
10-11	4,17	5,5	/	1,33	9,52
11-12	4,17	7,5	/	3,33	6,19
12-13	4,17	7,9	/	3,73	2,46
13-14	4,17	6,35	/	2,18	0,28
14-15	4,17	5,2	/	1,03	-0,75
15-16	4,17	4,8	/	0,63	-1,38
16-17	4,17	4	0,17	/	-1,21
17-18	4,17	4,5	/	0,33	-1,54
18-19	4,17	6,2	/	2,03	-3,57
19-20	4,17	5,7	/	1,53	-5,1
20-21	4,17	5,5	/	1,33	-6,43
21-22	4,17	2	2,17	/	-4,26
22-23	4,17	2	2,17	/	-2,09
23-24	4,17	1	3,17	/	1,08
Total	100	100			

D'après le tableau (II-2) ci-dessus:

Résidu maximal se détermine comme suite :

$$P_{\max} = |R^+ \max| + |R^- \max| = |14,6| + |-6,43| \quad P_{\max} = 21,03\%$$

### II.7.2.2. Volume total

Le volume total se détermine comme suite :

$$V_T = V_U + V_{inc} = ((1121,11 \times 21,03) / 100) + 120$$

$$V_T = 355,77 \text{ m}^3.$$

Le volume calculé est de  $355,77 \text{ m}^3$ , alors le réservoir projeté Tifilkout sera d'une capacité de  $400 \text{ m}^3$ .

### II.7.2.3. Diamètre du réservoir

Généralement la hauteur du réservoir est comprise entre 3m et 6m, on prend  $H=4\text{m}$ .

Le diamètre du réservoir se détermine comme suite :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 400}{\pi \times 4}}$$

$$D = 11,29 = 12\text{m}$$

### II.7.2.3. Hauteur d'incendie du réservoir

$$H_{inc} = \sqrt{\frac{4 \times 120}{\pi \times D^2}} \quad H_{inc} = \sqrt{\frac{4 \times 120}{3,14 \times 11,29^2}} \quad H_{inc} = 1,1 \text{ m}.$$

Le schéma des réservoirs du village Tifilkout représente dans la figure (II.6) ci-dessous :



**Figure (II.6) :** Schéma des réservoirs du village Tifilkout

## **Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons vérifié et dimensionné les réservoirs de stockage à l'horizon 2052 du village Tifilkout. Ce dimensionnement se base essentiellement sur les besoins du village Tifilkout. Après calcul et vérification, nous avons conclu que pour les deux réservoirs sont d'une capacité de 400 m<sup>3</sup> et un diamètre de 12 m .



# **Chapitre III :**

## **Adduction et coup de belier**

## III.1 Introduction

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source (rivière, nappe, barrage,...etc.) vers les réservoirs de stockage ou de distribution. L'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs. Cette adduction présente trois modes [5], qui sont :

- **Adduction gravitaire** : le lieu de captage se situe donc à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte.
- **Adduction par refoulement** : la source se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accueil et l'écoulement se fait par pompage.
- **Adduction gravitaire et refoulement (mixte)** : c'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse.

Dans ce présent chapitre nous allons dimensionner les conduites d'adduction ainsi vérifier le phénomène du coup de bélier qui résulte d'un écoulement non permanent apparaissant dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci, entraînant ainsi des contraintes au matériel.

Pour cela il est important d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, notamment pour résister à une pression intérieure donnée.

### III.1.1 Choix du tracé

Le choix de tracé se fait avec des conditions technique et économique. Donc, il faut respecter certaines règles notamment :

- Choisir le profil en long le plus court et régulier pour économiser le cout de réalisation des conduite ;
- Éviter les contre pentes ;
- Éviter les traversées d'Oueds, les routes, les voies ferrées autant que possible.

### III.1.2 Choix de type de conduite

Le choix de type de conduite est fondé sur des critères d'ordre techniques et économique : le diamètre, la pression du service, la durée de vie, les conditions de poses et de transport, le prix et la disponibilité sur le marché .

Dans notre projet on a opté pour des conduites en PEHD, vu les avantages qu'elles présentent :

#### III.1.2.1 Conduites en PEHD

Les principaux avantages sont :

- **Avantage**
  - Facilité de pose ;
  - Résiste à la corrosion interne, externe ;

- Une durée de vie importante (théoriquement de 50 ans à une température de 20 C°) ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible).

### III.1.3 Description du schéma d'adduction

La conduite d'adduction dans le village Tifilkout prend son départ à partir des différentes sources montagneuses (08 sources) qui sont divisées en deux avec le même débit de 6,5 l/s et situées à une côte de 900m, celui-ci transfère l'eau gravitairement vers deux destinations, réservoir 01 à une côte de 854m et réservoir 2 à une côte de 858m sur un itinéraire respectivement de 4300m et 4400m.

### III.1.4 Equipements du système d'adduction

Les accessoires utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont les suivants :

#### III.1.5 Vannes de sectionnement

Ce sont des pièces qui permettent le sectionnement, le réglage et la régularisation de l'écoulement de l'eau dans le réseau. Il existe plusieurs types :

a) *Les robinets vannes à opercule*

Ce sont des appareils de sectionnement à ouverture ou fermeture totale, et cela à l'aide de la rotation d'une vis qui assure le déplacement vertical d'un obturateur. (Figure (III.1)).



*Figure (III.1) : Vanne à opercule*

b) *Les vannes à papillon*

C'est un appareil de réglage et de sectionnement de débit. A l'aide d'un disque appelé papillon qui pivote autour d'un axe perpendiculaire à celui de la conduite, il assure l'ouverture et la fermeture. (Figure (III.2)).



*Figure (III.2) : Vanne à papillon*

*c) La vidange*

La vidange est placée au point le plus bas de réseau, elle permet d'assurer la purge des conduites en cas d'entretien. Elle est constitué de :

- D'une vanne ;
- D'une conduite de décharge ;
- D'un regard de vidange à partir duquel l'eau est évacuée dans le système d'assainissement pluvial.

*d) Les ventouses*

Ce sont des appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servent à l'évacuation de l'air présent dans les conduites afin de rétablir le diamètre de la conduite pour l'eau, de bloquer le déplacement des poches d'air vers des lieux où elles pourraient provoquer des coups de bélier importants, et d'admettre l'air atmosphérique dans certaines conditions pour éviter l'écrasement des conduites. (figure (III.3)).



*Figure (III.3) : Ventouse*

e) *Le clapet anti- retour*

Ils permettent de diriger l'écoulement dans une seule direction. Ils sont placés après les pompes, sur les conduites de refoulements. (Figure(III.4)).



*Figure(III. 4) : Clapet anti-retour*

f) *La crépine*

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration ou sur la pompe immergée afin d'empêcher l'introduction des corps étrangers dans les pompes.

### III.1.6 Dimensionnement des conduites d'adduction

#### III.1.6.1 Calcul des diamètres économiques

Le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse qui va de 0,5 m/s à 1,5 m

- **Dans le cas gravitaire :** dans ce cas, le diamètre est déterminé avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est comprise entre  $V_{\min}$  et  $V_{\max}$  telle que :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} \quad (\text{III.1})$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- $V_{\min}$  : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s ;

- $V_{\max}$  : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s ;
- $D_{\min}$  : Diamètre minimal de la conduite (m) ;
- $D_{\max}$  : Diamètre maximal de la conduite.

### III.1.6.2 Calcul de la vitesse V

La vitesse de l'écoulement est déterminée par la formule suivante :

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

Avec :

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

### III.1.6.3 Calcul des pertes de charge $\Delta H$

Deux types de pertes de charge ( $\Delta H$ ) peuvent être distingués dans les canalisations [6] :

- Les pertes de charge linéaires ;
- Les pertes de charge singulières.

#### A. Les pertes de charge linéaires $\Delta HL$

Elles se déterminent par la formule de Darcy-Weisbach [7]:

On a :

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

Avec :

- $\Delta HL$  : Perte de charge linéaire (m/m) ;
- $J$  : Perte de charge unitaire (m/ml) ;
- $g$  : Accélération de la pesanteur ( $g=9,81 \text{ m/s}^2$ ) ;
- $L$  : Longueur de la conduite en (m) ;
- $\lambda$  : Coefficient de frottement de Darcy.

#### B. Calcul de coefficient de perte de charge

La détermination de coefficient de perte de charge  $\lambda$  aux différents régimes, peut se faire en appliquant les formules suivantes :

##### ✓ Régime turbulent rugueux

Formule de Nicuradzi [8] :

$$\lambda = \left( 1.14 - 0.86 \times \text{Ln} \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad (\text{III.5})$$

✓ **Régime transitoire**

Formule de Coolebrook [8] :

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

Avec :

- D : Diamètre du tuyau en m ;
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

- Pour les tubes en PEHD [8]:

$$K = 0,01 \text{ si } D \leq 200 \text{ mm,}$$

$$K = 0,02 \text{ si } D > 200 \text{ mm,}$$

- Re : Nombre de Reynolds est donné par la formule suivante [8] :

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- $\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de Stocks suivante [7]:

$$\nu = \frac{0,00178}{(1+0.0337T)+(0.000221T^2)} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- T : Température de l'eau en degré, à T = 20°C :  $\nu = 0,01 \text{ stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  [7].

### C. Les pertes de charges singulières $\Delta H_S$

Elles sont estimées entre 10% à 20% des pertes de charges linières

$$\Delta H_S = 0,15 \times \Delta H_L \quad (\text{III.9})$$

### D. Les pertes de charges totales $\Delta H_T$

Elles représentent la somme des pertes de charge linières et singulières [8]:

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad (\text{III.10})$$

### III.1.7 Dimensionnement de l'adduction gravitaire

#### III.1.7.1 Tronçon Sources montagneuses – Réservoir 1

Données :

$$Q = 0,0065 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 4300 \text{ m}$$

$$\text{Côte de départ} = 900 \text{ m}$$

$$\text{Côte d'arrivé} = 854 \text{ m}$$

$$H_g = 46 \text{ m}$$

Diamètre :

$$D_{\min} = 0,074 \text{ m}$$

$$D_{\max} = 0,130 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau. Les diamètres normalisés sont : 110, 125 et 160mm avec une pression nominale de 16 bars (PN 16), afin d'éviter le phénomène du coup de bélier.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (III.1) suivant :

**Tableau (III.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon sources – Réservoir 1**

D <sub>int</sub> (m)	D <sub>ext</sub> (m)	e (mm)	V (m/s)	L (m)	Re	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)	H <sub>g</sub> (m)
0,09	0,110	10	1,2	4300	91800	0,10797	314,57	46
0,102	0,125	11,4	0,795	4300	81090	0,10073	157,30	46
0,130	0,160	14,6	0,5	4300	63570	0,08810	40,83	46

D'après le tableau (III.1), et pour que l'eau arrive au réservoir 1, il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour le diamètre de 160mm. Ainsi, le diamètre choisi est 160mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 40,83\text{m}$  et une vitesse de  $0,5\text{m/s}$ .

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 160 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Calcul des pertes de charge créée par la vanne**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t$$

D'où :



$$\Delta H_v = 46 - 40,83 = 5,17\text{m}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad (\text{III.11})$$

D'où :

$$\xi = \Delta H_v \times (2 \times g) / v^2 = 5,17 \times (2 \times 9.81) / 0,5^2 = 405,74\text{m}$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne**

Pour  $\xi=405,74$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta^\circ$  sera de  $64,5^\circ$ .

### III.2.7.2. Tronçon2 sources montagneuses -Réservoir 2

Données :

$$Q = 0,0065 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 4400 \text{ m}$$

$$\text{Cote de départ} = 900\text{m}$$

$$\text{Cote d'arrivé} = 855 \text{ m}$$

$$H_g = 45 \text{ m}$$

Diamètre :

$$D_{\min} = 0.074 \text{ m}$$

$$D_{\max} = 0.130 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau. Les diamètres normalisés sont : 110, 125 et 160mm avec une pression nominale de 16 bars (PN 16), afin d'éviter le phénomène coup de bélier.

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (III.2) suivant :

**Tableau (III.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon sources -R2**

Dint (m)	Dext (m)	e (mm)	V (m/s)	L (m)	Re	$\lambda$	$\Delta H_t$ (m)	Hd (m)
0,09	0,110	10	1,02	4400	91800	0.10797	321,88	45
0,102	0,125	11,4	0,795	4400	81090	0.10073	160,96	45
0,130	0,160	14,6	0,5	4400	63570	0,08810	41,79	45

D'après le tableau (III.2) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir 2, il faut que  $\Delta H_t \leq H_g$ , condition vérifiée pour le diamètre de 160mm. Ainsi, le diamètre choisi est 160mm avec une perte de charge  $\Delta H_t = 41,79\text{m}$  et une vitesse de 0,5m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 160mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

- **Calcul des pertes de charge créée par la vanne**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t$$

D'où :

$$\Delta H_v = 45 - 41,79 = 3,21\text{m}$$

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne  $\xi$**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

D'où :

$$\xi = \Delta H_v \times (2 \times g) / v^2 = 251,92\text{m}$$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne**

Pour  $\xi = 251,92\text{m}$ , l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta^\circ$  sera de  $62,2^\circ$ .

En récapitulation, les diamètres calculés et le type de matériau choisi pour les différents tronçons de l'adduction étudiée, sont regroupés dans le tableau (III.3) ci-après.

**Tableau (III.3) :** Les diamètres calculés, la pression nominale et le matériau choisi pour chaque conduite de l'adduction étudiée

Type du tronçon	Tronçon	Diamètre (mm)	Pression (bars)	Matériau
Gravitaire	S.M-R1	160	16	PEHD
	S.M-R2	160	16	PEHD

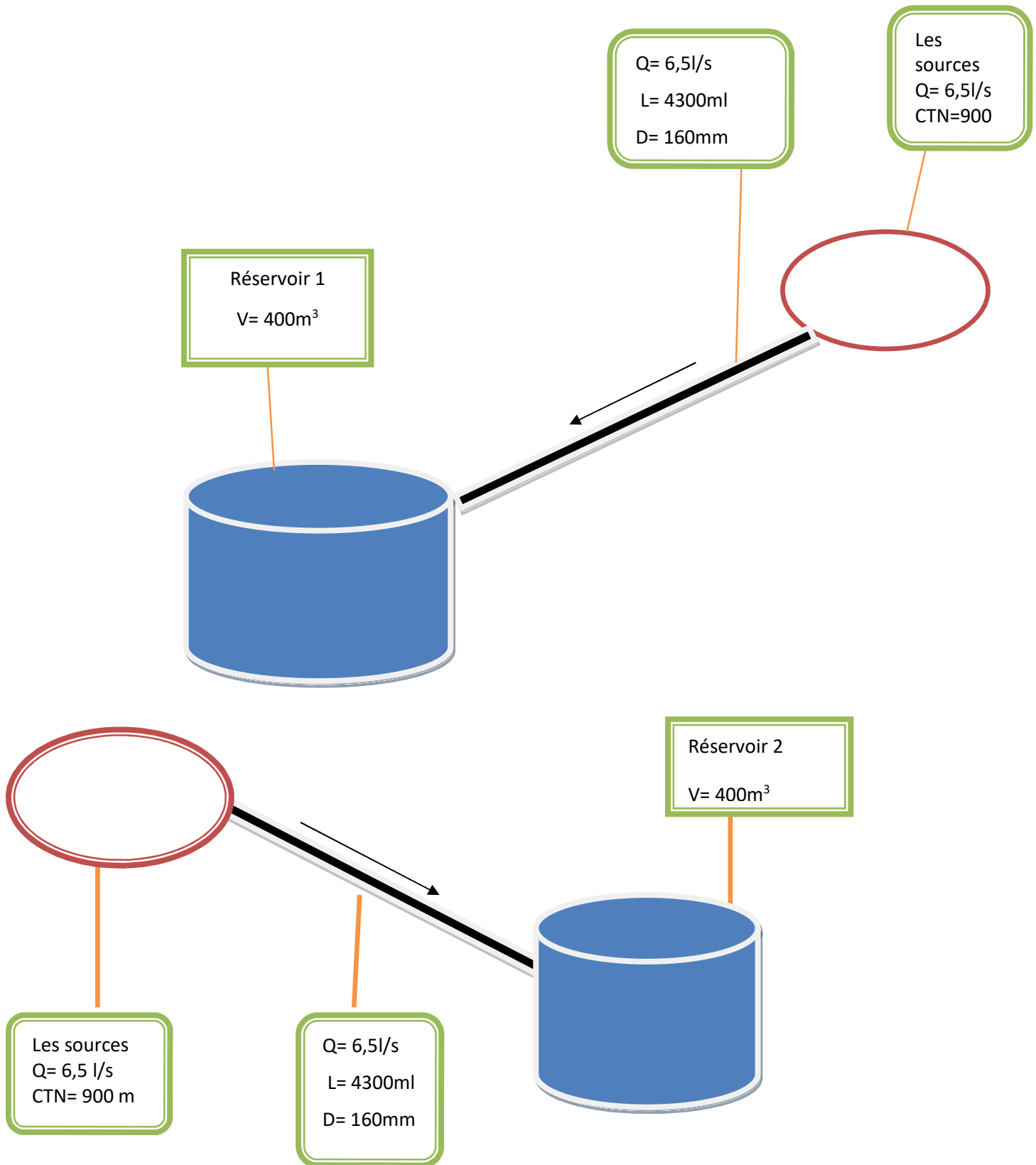


Figure (III.5) : Schéma d'adduction du village Tifilkout

## **III.2. Coup de belier**

### **III.2.1 Causes principales du phénomène de coup de bélier**

Les causes les plus fréquentes provoquant le phénomène sont [4]:

- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.

### **III.2.2 Moyens de protection contre le coup de bélier**

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables.

Toutefois, en présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression.

Les dispositifs les plus utilisés sont [9]:

- Les volants d'inertie;
- Les soupapes de décharge;
- Les ventouses;
- Clapet by-pass;
- Les réservoirs d'air;
- Les cheminés d'équilibre;
- Vanne de fermeture lente.

### **III.3.3. Etude du coup de bélier**

Cette étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service [10].

### III.3.3.1. Valeurs numériques du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI [11]:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{Kc \times D_{int}}{e}}} \quad (III.12)$$

Avec :

- Dint : Diamètre intérieur de la conduite ;
- e : Epaisseur de la conduite ;
- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite, représenté dans le tableau (III.4).

**Tableau (III.4) : Coefficient k des différents matériaux**

Nature	Acier	Fonte ductile	Fonte grise	PEHD	Plomb et le béton	PVC	Amiante ciment
<b>K</b>	0,5	0,6	1	83	5	33	4

Pour la valeur maximale du coup de bélier, on distingue deux cas :

- **Cas d'une fermeture brusque**

Elle est caractérisée par un temps T tel que :

$$T < \frac{2 \times L}{a} \quad (III.13)$$

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (III.14)$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m) ;
- a : La célérité de l'onde (m/s) ;
- V<sub>0</sub> : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

- ❖ **La valeur maximale de la pression-suppression est :**

$$H_s = H_0 + B \quad (III.15)$$

- ❖ **La valeur maximale de la pression-dépression est :**

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{III.16})$$

Tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{III.17})$$

Avec :

- $H_0$ : La pression absolue de la conduite;
- $H_g$ : La hauteur géométrique de refoulement;
- 10: La pression atmosphérique.

#### • Cas d'une fermeture lente

Elle est caractérisée par un temps T tel que :

$$T > \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{IV.22})$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \times L \times v_0}{g \times T} \quad (\text{IV.23})$$

Avec

T : Temps (s)

**Remarque :** Dans la présente étude, nous allons considérer le cas d'une fermeture brusque, car la valeur du coup de bélier est plus importante que l'or d'une fermeture lente.

### III.3.4. Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons

#### A. Caractéristiques des tronçons

Les caractéristiques des différents tronçons sont données dans le tableau (III.5) ci-après.

*Tableau (III.4) : Caractéristiques des tronçons (gravitaire)*

Tronçon	Dext (mm)	Dint (mm)	e (mm)	V (m/s)	L (m)
S.M-R1	160	0.130	14,6	0,5	4300
S.M-R2	160	0.130	14,6	0,5	4400

Les valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau (III.6)

ci-dessous.

**Tableau (III.5) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (gravitaire)**

Adduction	Tronçons	Hg (m)	H0 (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	PN (bars)	Matériau
Gravitaire	S.M-R1	46	56	352,82	17,98	73,98	39,98	16	PEHD
	S.M-R2	45	55	1413,66	17,98	72,98	38,98	16	PEHD

### B. Interprétation des résultats

D'après le tableau (III.6) ci-dessus, les deux tronçons en adduction gravitaire, les dépressions ont des valeurs positives acceptables et ne présentent aucun risque pour les conduites. De même pour les valeurs de la surpression qui ne dépassent pas la pression nominale. Ainsi, ces tronçons ne concourent aucun risque contre le phénomène dangereux du coup de bélier.

### III.4. Conclusion

Dans ce chapitre Le dimensionnement des conduites d'adduction a été fait sur la base des besoins maximum en eau de la population, la détermination des diamètres a été faite en respectant la condition  $\Delta H_t \leq H_g$ . Le matériau choisi est le PEHD. La pression nominale est de 16bars pour les conduites en PEHD. Les diamètres calculés sont à 160 mm. Ainsi, l'étude du phénomène du coup de bélier a montré que les tronçons de l'adduction gravitaire ont des valeurs de surpression et de dépression acceptables et ne dépassent pas la pression nominale. Pour cela, les dispositifs anti-bélier ne sont pas nécessaires.

# **Chapitre IV :**

## Distribution



## IV.1. Introduction

Un réseau de distribution est constitué par une série de conduites desservant les différents consommateurs, l'écoulement de l'eau dans ces conduites se fait le plus souvent par gravité. Le système doit assurer la fonction (Transport) du point d'eau mobilisée jusqu'aux points de distribution.

## IV.2. Description du système de distribution

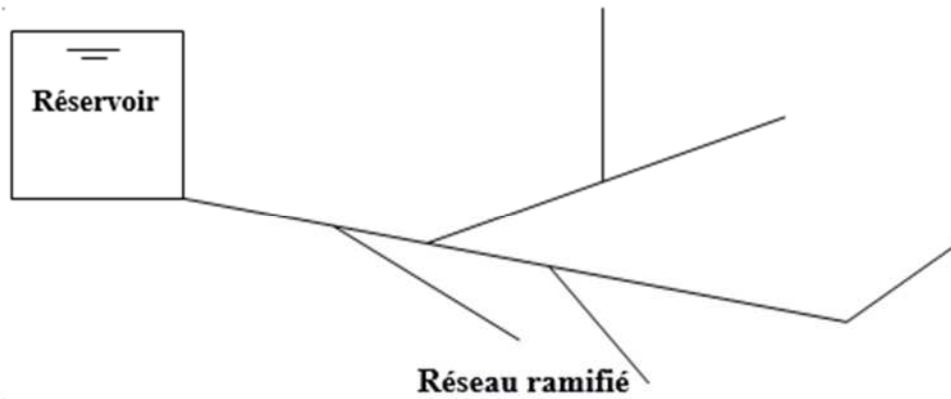
Le but d'un réseau de distribution d'eau est de ramener l'eau des réservoirs vers les consommateurs en assurant un débit maximal garanti et une pression au sol minimale (ou hauteur manométrique) proportionnée à la hauteur du bâtiment. L'eau est distribuée par un réseau local au sein de la zone d'approvisionnement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

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue les différents types de réseau de distribution [4] :

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

### IV.2.1. Réseau ramifié

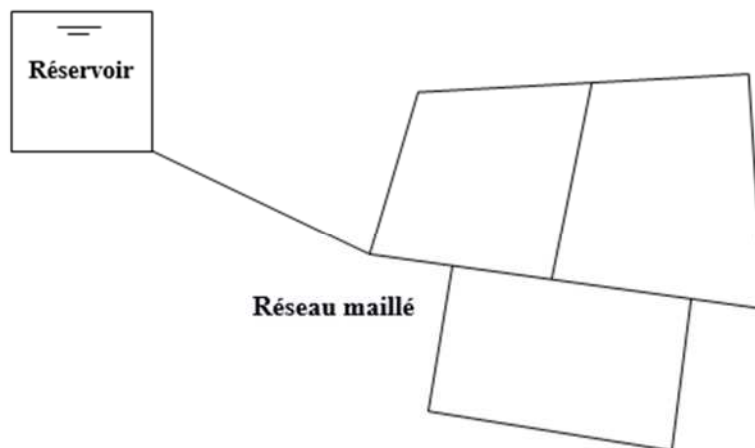
Il se compose de tuyaux toujours séparés du point d'alimentation et jamais fermés. Le réseau présente un avantage économique du fait de la longueur réduite des canalisations posées et du nombre réduit d'équipements hydrauliques mis en service. Son principal inconvénient est qu'il n'y a pas de retour d'eau dans les canalisations : lorsqu'une coupure d'eau se produit n'importe où, toutes les canalisations situées en aval sont privées d'eau, la figure (IV.1) représente le réseau ramifié.



*Figure (IV.1) : Réseau ramifié*

#### IV.2.2. Réseau maillé

Ils sont constitués de canalisations qui suivent un contour fermé, permettant le retour de l'alimentation. Cela réduit le risque d'interruption de service. Par conséquent, chaque point du réseau peut recevoir de l'eau de deux côtés ou plus. Ce type de réseau présente l'avantage d'une plus grande sécurité d'alimentation (si la canalisation casse, il suffit de l'isoler, tous les usagers situés en aval seront alimentés par d'autres canalisations). Une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau, la figure (IV.2) représente le réseau maillé.



*Figure (IV.2) : Réseau maillé.*

### **IV.2.3. Réseau étagé**

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

### **IV.2.4. Réseau mixte**

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

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

## **IV.3. Conception d'un réseau de distribution**

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

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

## **IV.4. Principe de tracé d'un réseau de distribution**

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

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

## **IV.5. Choix du matériau des conduites du réseau**

Le choix du type de matériaux des conduites parmi les parties importantes de construction du réseau, leur choix doit répondre à certaines exigences, à savoir :

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

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

**Tableau (IV.1) : Les avantages et inconvénients des matériaux**

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
Fonte	<ul style="list-style-type: none"> <li>-bonne résistance aux forces Internes.</li> <li>-très rigides et solides.</li> <li>-longueur des conduites variant de 6 à 16 m, donc Nous obtenons une réduction des joints.</li> <li>-facilité de pose.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-les tuyaux en fonte sont très lourds et très chers.</li> <li>-risque de déformation des conduites pendant leur transport.</li> <li>- coût très élevé pendant le pose et mauvaise résistance au cisaillement.</li> </ul>
Pvc (polychlorure de vinyle)	<ul style="list-style-type: none"> <li>-bonne résistance à la corrosion.</li> <li>-disponible sur le marché.</li> <li>-une pose de canalisation facile .</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-risque de rupture.</li> </ul>
PEHD (polyéthylène haute densité)	<ul style="list-style-type: none"> <li>-bonne résistance à la corrosion.</li> <li>-disponibilité sur le marché.</li> <li>-résistance aux conditions climatiques.</li> <li>-souplesse à l'utilisation.</li> <li>-légèreté et facilité d'utilisation.</li> <li>-facilité de transport et de stockage.</li> <li>-Possibilité de raccordement.</li> <li>-un bon rapport qualité prix.</li> <li>-durée de vie élevée.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Nécessite une grande technicité pour la jonction.</li> </ul>

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

## **IV.6. Équipement du réseau de distribution**

Parmi les équipements du réseau de distribution, on a :

### **IV.6.1. Robinets vannes**

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

### **IV.6.2. Bouches ou poteaux d'incendie**

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

### **IV.6.3. Clapets**

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

### **IV.6.4. Ventouses**

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

### **IV.6.5. Robinets de vidange**

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

### **IV.6.6. Réducteurs de pression**

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

## **IV.7. Exigences du réseau de distribution**

Pour qu'un réseau soit performant, il faut que :

- La pression soit supérieure à 1 bar ;
- Sur la totalité du réseau, la pression maximale régnant ne doit en aucun cas dépasser les 6 à 7 bars (60 à 70 mce). Ceci provoquera des désordres. A l'occasion, on peut prévoir une distribution étagée ou installer des réducteurs de pression ;
- Les vitesses doivent être entre 0,5 et 1,5 m/s ;
- Les diamètres doivent permettre l'écoulement des débits de pointe.

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

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

## **IV.8. Calcul hydraulique du réseau de distribution**

Le système de distribution avec un réservoir de tête est caractérisé par deux cas :

- cas de pointe ;
- cas de pointe plus l'incendie.

Vu les caractéristiques de la zone et la valeur du débit de pointe on va procéder pour le cas de pointe.

#### IV.8.1. Débit de pointe

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

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

Avec:

- **Q<sub>p</sub>** : Débit de pointe horaire (débit maximum journalier) (m<sup>3</sup>/h).
- **Q<sub>max.j</sub>** : Débit maximum journalier (m<sup>3</sup>/j).
- **K<sub>max.h</sub>** : Coefficient de pointe horaire.
- P** : pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe.

On suppose que les consommations sont concentrées aux nœuds. On a d'après les calculs estimés dans le 2ème chapitre, un débit de pointe horaire ou bien le débit maximum horaire de 99,16 m<sup>3</sup>/h pour la zone 1.

#### IV.8.2. Débit spécifique

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

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (IV.2)$$

Avec :

- **Q<sub>s</sub>** : Débit spécifique (l/s. m) ;
- **Q<sub>p</sub>** : Débit de pointe (l/s) ;
- **∑L<sub>i</sub>** : La somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

#### IV.8.3. Débit de route

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

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

Avec :

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

#### IV.8.4. Débit au nœud

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

$$Q_n = 0.5 * \sum Q_r + \sum Q_s \quad (IV.4)$$

Avec :

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

Il est important de souligner que dans la présente étude la somme des débits concentrés aux différents nœuds du réseau de distribution dans la cas de points est nulle ( $\sum Q_c = 0$ ) .

#### IV.8.5. Calcul de la pression

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

$$P_{aval} = CP_{aval} - CTN_{aval} \quad (IV.5)$$

Avec:

- $P_{aval}$ : Pression au sol du nœud aval(m);
- $CP_{aval}$ : Côte piézométrique du nœud aval(m);
- $CTN_{aval}$ : Côte du terrain naturel du nœud aval(m).

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

$$CP_{aval} = CP_{amont} - \Delta H_t \quad (IV.6)$$

Avec:

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

#### IV.8.6. Calcul des débits en route et les débits aux nœuds

Les différents résultats des débits de la zone d'études sont représentés dans le tableau ( IV.2) ci-après.

**Tableau (IV.2) : Calcul des débits en route et les débits aux nœuds**

Nœuds	Conduite	Longueur	Qs (l/s.m)	Qr (l/s)	Qn(l/s)
R1	R1-1	221	0,045	9,945	4,995
1	1-7	64	0,045	2,88	7,0425
	1-2	25	0,045	1,125	
	R1-1	221	0,045	9,945	
2	2-4	23	0,045	1,035	1,6875
	2-3	24	0,045	1,08	
	1-2	25	0,045	1,125	
3	2-3	24	0,045	1,08	0,5625
4	4-6	81	0,045	3,645	2,8125
	4-5	18	0,045	0,81	
	2-4	23	0,045	1,035	
5	4-5	18	0,045	0,81	0,4275
6	4-6	81	0,045	3,645	1,845
7	7-9	14	0,045	0,63	2,34
	7-8	23	0,045	1,035	
	1-7	64	0,045	2,88	
8	7-8	23	0,045	1,035	0,54
9	9-11	53	0,045	2,385	2,1825
	9-10	27	0,045	1,215	
	7-9	14	0,045	0,63	
10	9-10	27	0,045	1,215	0,63
11	11-13	17	0,045	0,765	2,0025
	11-12	16	0,045	0,72	
	9-11	53	0,045	2,385	
12	12-19	33	0,045	1,485	1,62
	12-16	20	0,045	0,9	
	11-12	16	0,045	0,72	
13	13-14	23	0,045	1,035	0,945
	11-13	17	0,045	0,765	
14	14-16	168	0,045	7,56	7,4925
	14-15	139	0,045	6,255	
	13-14	23	0,045	1,035	
15	14-15	139	0,045	6,255	3,15
16	16-18	30	0,045	1,35	2,16
	16-17	43	0,045	1,935	
	12-16	20	0,045	0,9	
17	16-17	43	0,045	1,935	0,99
18	16-18	30	0,045	1,35	0,40455
19	19-23	159	0,045	7,155	5,58
	19-20	43	0,045	1,935	
	12-19	43	0,045	1,935	



**Tableau (IV.3) : Calcul des débits en route et les débits aux nœuds (suite et fin).**

20	20-22	55	0,045	2,475	3,33
	20-21	47	0,045	2,115	
	19-20	43	0,045	1,935	
21	20-21	47	0,045	2,115	1,08
22	20-22	55	0,045	2,475	1,26
23	23-25	103	0,045	4,635	6,705
	23-24	33	0,045	1,485	
	19-23	159	0,045	7,155	
24	23-24	33	0,045	1,485	0,765
25	25-27	320	0,045	14,4	9,5625
	23-25	103	0,045	4,635	
26	14-26	168	0,045	7,56	3,8025
27	27-29	280	0,045	12,6	16,02
	27-28	109	0,045	4,905	
	25-27	320	0,045	14,4	
28	27-28	109	0,045	4,905	2,475
29	27-29	280	0,045	12,6	6,4525

## IV.9. Modalisation et simulation du réseau

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

### IV.9.1. Présentation du logiciel EPANET

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

### IV.9.2. Etapes d'utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un réseau de distribution d'eau sont les suivantes [12] :

- Tracé du réseau;
- Saisie des propriétés des éléments du réseau;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation;
- Lancer la simulation;

- Visualiser les résultats d'une simulation.

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

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

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

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et les diamètres pour chaque conduite, la deuxième simulation peut être lancée dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0,5m/s – 1,5m/s) pour chaque conduite et aussi les pressions aux différents nœuds qui ne dépassent pas 60mce.

Les résultats de la simulation de la zone sans réducteur de pression sont présentés dans les figure ( IV.3) ci-après.

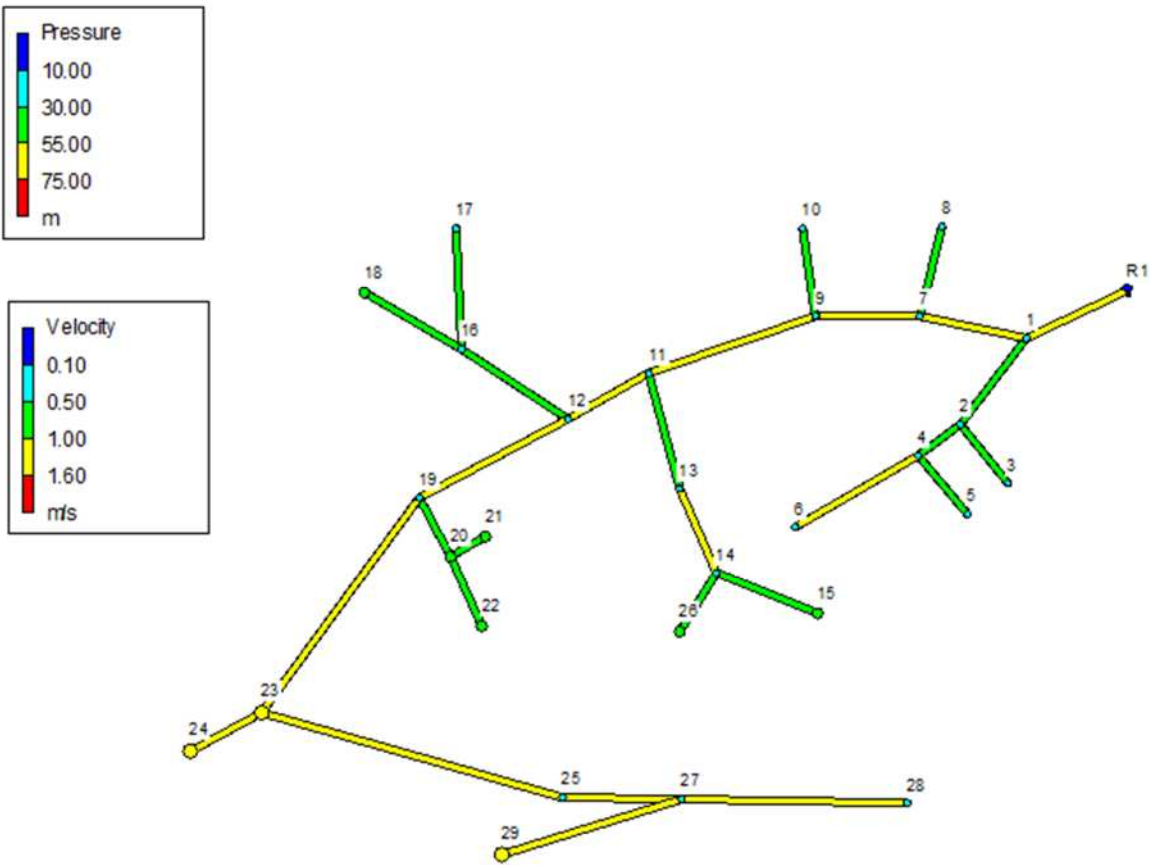


Figure (IV. 3) : Les résultats de la simulation de la zone d'étude

Les résultats des pressions et des vitesses dans la zone d'étude après la simulation sont déterminés dans les tableaux (IV.4) suivant :

**Tableau (IV.4) : Les résultats des pressions après la simulation**

Node ID	Altitude (m)	Demande de base (m <sup>3</sup> /h)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	833	7.04	848.53	15.53
Nœud 2	828	1.69	848.09	20.09
Nœud 3	824	0.56	846.30	22.30
Nœud 4	827.21	2.81	841.57	14.36
Nœud 5	823.88	0.43	840.77	16.89
Nœud 6	823.8	1.85	835.71	11.91
Nœud 7	828.8	2.34	842.36	13.56
Nœud 8	828.5	0.54	840.77	12.27
Nœud 9	826.85	2.18	841.00	14.15
Nœud 10	823.22	0.63	838.51	15.29
Nœud 11	824.57	2.00	836.23	11.66
Nœud 12	823.56	1.62	833.79	10.23
Nœud 13	823.38	0.94	832.22	8.84
Nœud 14	820	7.49	827.43	7.43
Nœud 15	750	3.15	799.42	49.42
Nœud 16	819	2.16	828.71	9.71
Nœud 17	818.38	0.99	825.72	7.34
Nœud 18	808.24	0.40	827.49	19.25
Nœud 19	820	5.58	831.85	11.85
Nœud 20	805.54	3.33	816.79	11.25
Nœud 21	810.66	1.08	812.95	2.29
Nœud 22	802.33	1.26	814.85	12.52
Nœud 23	785.9	6.70	799.36	13.46
Nœud 24	770.9	0.76	794.96	24.06
Nœud 25	755.1	9.56	785.02	29.92
Nœud 26	750.2	3.80	778.73	28.53
Nœud 27	715.52	16.02	726.79	11.27
Nœud 28	700.47	2.47	712.98	12.51
Nœud 29	600.19	6.32	605.59	5.40
Réservoir R1	848	95.74	850.00	2.00

**Tableau (IV.5) : Les résultats des vitesses après la simulation**

ID Arc	Longeur (m)	Dint (mm)	Débit (m <sup>3</sup> /h)	Vitesse (m/s)
Tuyau 1	221	176.2	95.74	1.09
Tuyau 2	25	55.4	7.34	1.10
Tuyau 3	24	16	0.56	1.11
Tuyau 4	23	28	5.09	1.12
Tuyau 5	18	16	0.43	1.13
Tuyau 6	81	25	1.85	1.14
Tuyau 7	64	98.2	81.36	1.15
Tuyau 8	23	16	0.54	1.16
Tuyau 9	14	96.8	78.48	1.17
Tuyau 10	27	16	0.63	1.18
Tuyau 11	53	96.8	75.67	1.19
Tuyau 12	16	79.2	58.27	1.20
Tuyau 13	17	44	15.39	1.21
Tuyau 14	23	44	14.44	1.22
Tuyau 15	139	25	3.15	1.23
Tuyau 26	168	25	3.80	1.24
Tuyau 16	20	25	3.55	1.25
Tuyau 17	43	20	0.99	1.26
Tuyau 18	30	16	0.40	1.27
Tuyau 19	43	96.8	53.10	1.28
Tuyau 20	43	28	5.67	1.29
Tuyau 21	47	20	1.08	1.30
Tuyau 22	55	25	1.26	1.31
Tuyau 23	159	66	41.85	1.32
Tuyau 24	33	16	0.76	1.33
Tuyau 25	103	66	34.38	1.34
Tuyau 27	320	55.4	24.82	1.35
Tuyau 28	109	25	2.47	1.36
Tuyau 29	280	28	6.32	1.37

## IV.10. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les dimensions du réseau de distribution du village Tifilkout et dont le réseau est du type ramifié avec un linéaire de  $L= 2221$  m. La détermination des paramètres hydrauliques tels que le débit, les vitesses et les pressions a été réalisée à l'aide du logiciel EPANET.

Après simulation on a constaté que les pressions sont adéquates, ainsi les vitesses varient entre  $0,5\text{m/s}$  et  $1,5\text{m/s}$ . Le réseau est dimensionné avec des conduites en PEHD(PN10) avec des diamètres intérieurs compris entre  $16\text{mm}$  et  $176,2\text{mm}$ .



## **Conclusion générale**

A la lumière de cette étude nous avons tenté de résoudre la problématique d'insuffisance d'eau potable de Village Tifilkout, commune d'Ililten, wilaya de Tizi Ouzou .

Après avoir estimé les différents besoins en eau actuels et à long terme, le débit maximal journalier est de 57,88l/s pour tout le village.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable de la zone d'étude, nous avons projeté deux réservoirs, d'une capacité de 1000 m<sup>3</sup> pour chacun.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction nous avons étudié deux conduites d'adduction gravitaire, nous avons opté pour le diamètre 160 mm.

Une vérification du risque d'apparition du coup de bélier a été faite. On a constaté qu'il n'y a pas de risque contre ce phénomène.

Par la suite nous avons dimensionné le réseau de distribution du village Tifilkout de la zone 1. C'est un réseau qui est de type ramifié vu le tissu urbain de l'agglomération, ce dernier sera en PEHD PN10, d'un linéaire total de 2221m.

Ce travail nous a permis de nous initier aux différents problèmes qui peuvent se présenter lors de la conception et de l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable.

Enfin, on espère que ce modeste travail puisse servir d'approche pour la réalisation de ce projet.



## Référence bibliographique

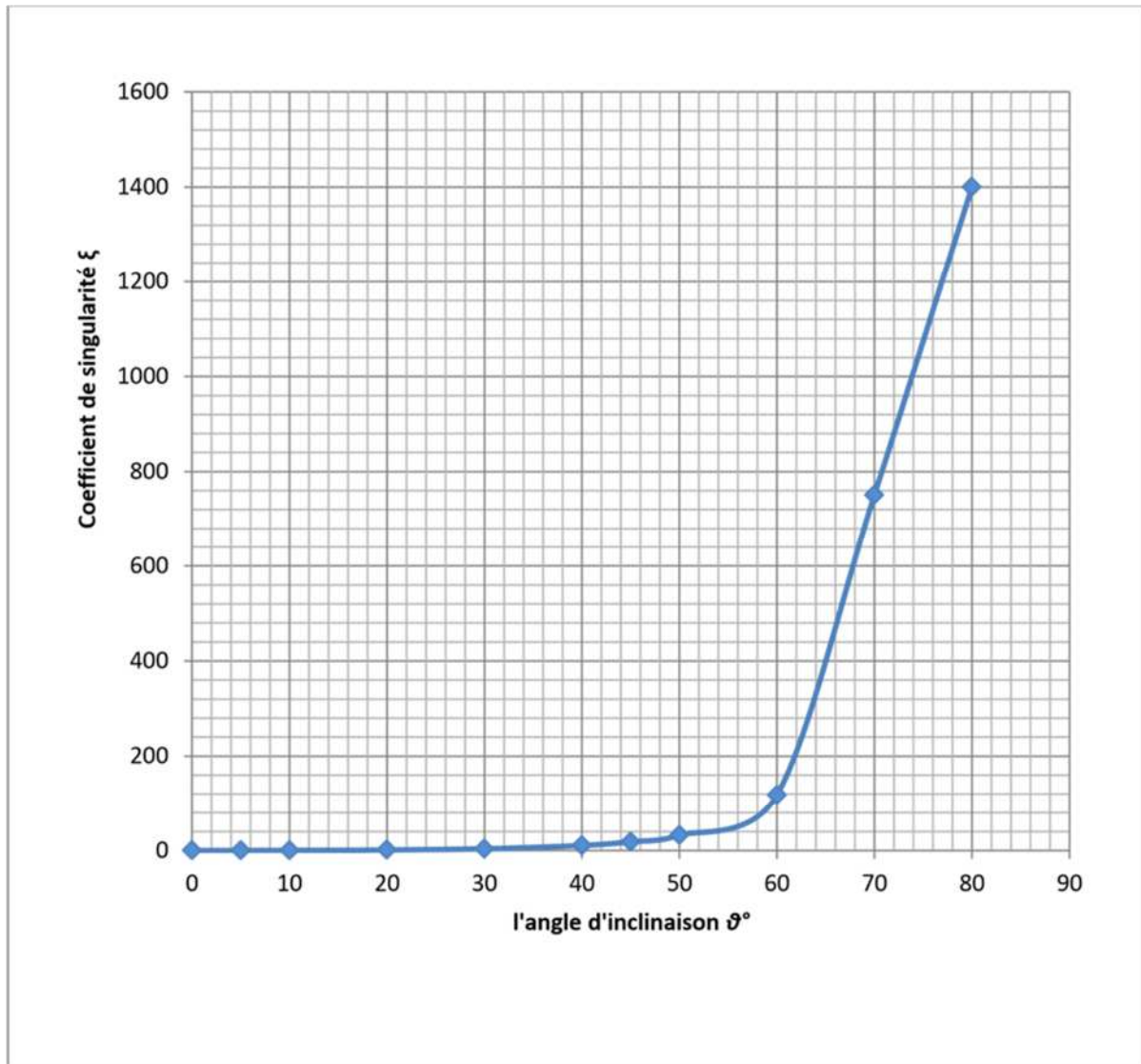
- [1] **Bureau d'étude Timgad** : Données recueillies auprès du bureau d'étude et Suivi en hydraulique.
- [2] **Direction d'hydraulique de Tizi Ouzou** : service d'alimentation en eau potable .
- [3] **Service D'APC** : ADE, subdivisions d'hydraulique de la commune Illilten
- [4] **DUPONT, A** : Hydraulique urbaine .Tome II Edition EYROLLES, Paris 1979 .
- [5] **AMEUR, A. BERKANI, R.** : Alimentation en eau potable des villes Souk El Khmis et Mokrani (wilaya de BOUIRA). Mémoire de fin d'étude, master en hydraulique, 2019.
- [6] **BONNIN J.** : Hydraulique urbaine, Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France ; Edition Eyrolles, 216pages, 1977.
- [7] **AHSENE L.** : Alimentation en eau potable (Adduction) de la commune de Tizi N'Tleta à partir du piquage sur la conduite de transfert KoudiatAcerdoune (W. Tizi-Ouzou), Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université A. Mira de Béjaia, juin 2015.
- [8] **HUGUES.G** : Adduction et distribution d'eau technique de l'ingénieur, Doc C5 195
- [9] **LENCASTRE, A.** : Hydraulique générale, *Edition Eyrolles*, Paris , 633 pages, 2005.
- [10] **ZERARG, A.** : Etude de la chaine d'adduction de la commune de DRAA ELGAID, Wilaya de Bejaia», Mémoire de fin d'étude, Master, université de Bejaia, 2008-2009.].
- [11] **BERREKSI, A.** : Polycopié de cours hydraulique 3, <https://elearning.univ-bejaia.dz/mod/resource/view.php?id=46556>.Université de Bejaia, 2015.
- [12] **Manuel d'utilisation du logiciel EPANET .**

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

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

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

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



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

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

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

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



## ملخص

في هذا العمل ، قمنا بدراسة شبكة التزويد بمياه الشرب لقرية تيفيلكوت ، بلدية إيلتن ، ولاية تيزي وزو، و سيتم ربطها و تدعيمها بالمياه من الينابيع الجبلية. قمنا أولاً بدراسة موقع العمل ، و تحديد إحتياجات المياه لغاية 2052 و صممنا الخزانات و شبكة الربط و تأكدنا من سلامتها من ظاهرة المطرقة المائية . في الأخير قمنا بتصميم أبعاد شبكة التوزيع بإستخدام برنامج tEpane.

الكلمات المفتاحية : شبكة التزويد بمياه الشرب ; خزانات ; شبكة الربط ; ظاهرة المطرقة المائية.

## Résumé

Le présent travail consiste à l'étude de l'alimentation en eau potable du village Tifilkout, commune d'Ililten, wilaya Tizi-Ouzou. Ce village sera alimenté à partir des sources montagneuses. Pour mené bien cette étude, nous avons commencé par la présentation du site, nous avons estimé les besoins en eau de la population à l'horizon 2052, par la suite nous avons conçu et dimensionné les réservoirs et les conduites d'adduction gravitaire puis on a fait une vérification du risque d'apparition du phénomène de coup de bélier. En dernier lieu, nous avons dimensionné le réseau de distribution de la zone 1 du village Tifilkout à l'aide du logiciel de simulation EPANET.

**Mots clés :** Réseau d'alimentation en eau potable ; Réservoirs ; Adduction ; Coup de bélier ; Distribution

## Abstract

The present work consists in the study of the drinking water supply of the village Tifilkout, Ililten town , wilaya Tizi-Ouzou. This village will be fed from mountain springs. To carry out this study, we started with the presentation of the site, we estimated the water needs of the population by 2052, then we designed and sized the water tanks and the gravity supply pipes, then we checked the risk of the appearance of the water hammer phenomenon. Finally, we dimensioned the distribution network of zone 1 of the Tifilkout village using the EPANET simulation software.

**Keywords :** Drinking Water Supply Network; water Tanks ; Adduction ; Water hammer ; Distribution.