



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

Laboratoire de recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

BENAISSA HANANE

BOUAZIZ RAYANE

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ETUDE DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU CENTRE-VILLE DE TAZMALT ET PERIPHERIE (WILAYA DE BEJAIA) : ADDUCTION ET DISTRIBUTION

Soutenu le **21 /06 /2023** devant le jury composé de :

- Président : **Mr MERAH Ferhat**
- Promoteur (s) : **Mr BERREKSI Ali**
Mr OULEBSIR Rafik
- Examineur : **HAMMOUCHE Abderrahmane**

REMERCIEMENTS

Tout d'abord nous remercions le dieu tout puissant, de nous avoir donné tout le courage et la patience pour réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail :

Notre promoteur Mr BERREKSI. A de nous avoir encadrés, guidé et accompagné dans ce travail ainsi que la confiance qu'il nous a toujours témoigné et ses conseils.

Tous le corps professoral du Département d'hydraulique. Sans oublier Mr BEDJOU. A et Mr HAMCHAOUI. S pour leurs aides et conseils.

Nous remercions Mr OULEBSIR. R de nous avoir accueillis au sein de son bureau d'étude et pour l'aide, les conseils et le soutien moral dont il nous apporté.

Nous tenons à remercier les membres de jury qui ont accepté de juger notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A la fleur de ma vie maman chérie

***A mon cher papa j'espère que t'es fier de ce j'ai accompli jusqu'à
présent***

***Ce travail est le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis
pour mon éducation, ma formation et sans vous je n'aurais
jamais été ce que je suis***

A mes frères Seif-Eddine et Mohamed Amine

***A ma deuxième famille (Tata Wahiba, Tonton Mokhtar, Islam,
Zineb et Wissem) merci pour tous***

A ma chère binôme Kenza, merci pour ta patience

***A ma jumelle adorée Yasmine, merci pour ton amour et ton
soutien***

***A mes chères amies Kahina, Kezzu, Lyna, sofia, Narimane et
Lynda***

***A mes chers amis Zakaria et Raouf, un grand merci pour votre
accompagnement au cours de toute l'année***

***A tous ceux qui ont contribué de près et de loin à leur tête
Rachid, Faiza et Oussama***

RAYANE

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

***A mes très chers parents, source de vie, d'amour et d'espoir. Aucune
dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ma***

Gratitude et ma reconnaissance envers vous

A mes frères Hani, Rayane et Mamine

A ma sœur Malak

A ma chère binôme Rayane et sa maman tata warda, merci

***A ma meilleure ma sœur kahou pour son amour et son soutien
indéfectible tout au long de mes années d'études***

A mes chères amies lyna, kezdu, narimane ,sofia et

Lynda

A mes chers amis zako, raouf et salim

A tous ceux qui ont contribué de près et de loin à leur tête

Rachid, Faiza et Oussama

HANANE

Table des matières

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre 1 Présentation du site et estimation des besoins

1.1	Introduction	2
1.2	Présentation du site.....	2
1.2.1	Situation géographique.....	2
1.2.2	Situation topographique.....	3
1.2.3	Situation hydrographique	4
1.2.4	Situation climatique.....	4
1.2.5	Situation hydraulique.....	4
1.2.6	Situation démographique	5
1.3	Estimation des besoins en eau	6
1.3.1	Choix de la norme de consommation	6
1.3.2	Consommation moyenne journalière (Q_{moyj})	7
1.3.3	Besoins domestiques.....	7
1.4	Equipements existants	8
1.4.1	Consommation moyenne des équipements.....	8
1.5	Estimation des besoins d'équipements pour l'horizon futur	11
1.5.1	Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{maj.j}$	12
1.5.2	La consommation maximale journalière	13
1.5.3	Variation de la consommation horaire.....	14
1.6	Conclusion.....	16

Chapitre 2 Réservoirs

2.1	Introduction	17
2.2	Rôles des réservoirs.....	17
2.3	Classification des réservoirs	17
2.4	Emplacement d'un réservoir.....	18
2.5	Equipements des réservoirs	18
2.5.1	Conduite d'adduction ou d'arrivé.....	19
2.5.2	Conduite de distribution ou de départ.....	20
2.5.3	Conduite de vidange	20
2.5.4	Conduite by-pass	21

2.5.5	Matérialisation de la réserve d'incendie	21
2.6	Capacité des réservoirs	22
2.6.1	Méthode graphique	22
2.6.2	Méthode analytique	22
2.7	Détermination du diamètre des réservoirs.....	23
2.8	Détermination de la hauteur d'incendie	24
2.9	Capacité du réservoir du Centre-ville de Tazmalt	24
2.10	Capacité du réservoir Tiouririne.....	25
2.11	Conclusion.....	26

Chapitre 3 Adduction

3.1	Introduction	27
3.2	Description du schéma d'adduction	27
3.3	Types d'adduction	28
	<input type="checkbox"/> Adduction gravitaire :.....	28
	<input type="checkbox"/> Adduction par refoulement :	28
	<input type="checkbox"/> Adduction mixte :	29
3.4	Choix du tracé	29
3.5	Choix du type de conduites	29
3.6	Etude technico-économique des conduites.....	30
3.6.1	Calcul du diamètre.....	31
3.6.2	Calcul de la vitesse	32
3.6.3	Calcul des pertes de charge	32
3.6.4	Calcul hydraulique.....	34
3.7	Dimensionnement de l'adduction par refoulement	34
3.7.1	Tronçon forage Assam- Réservoir du centre-ville de Tazmalt.....	34
3.7.2	Calcul des frais d'exploitation (forage Assam – Réservoir du centre-ville de Tazmalt)	35
3.7.3	Tronçon forage Iheddaden - Réservoir de Tiouririne.....	36
3.8	Conclusion.....	39

Chapitre 4 Pompes et coup de bélier

4.1	Introduction	40
4.2	La pompe	40
4.2.1	Classification des pompes	40
4.2.2	Le choix de la pompe	41
4.2.3	Couplage des pompes	42
4.2.4	Les pompes immergées	43

4.2.5	Caractéristiques hydrauliques des pompes	44
4.2.6	Les courbes caractéristiques d'une pompe	46
4.2.7	Le point de fonctionnement d'une pompe	46
4.2.8	Phénomène de cavitation.....	49
4.2.9	Choix du type de pompe.....	50
4.3	Phénomène du coup de bélier.....	53
4.3.1	Causes du coup de bélier	53
4.3.2	Conséquences du coup de bélier.....	53
4.3.3	Moyens de protection contre le coup de bélier.....	54
4.3.4	Etude du coup de bélier	57
4.3.5	Calcul du coup de bélier pour les deux tronçons de l'adduction	58
4.4	Conclusion.....	59

Chapitre 5 Dimensionnement du réseau de distribution

5.1	Introduction	60
5.2	Classification des réseaux de distribution.....	60
5.2.1	Réseau ramifié.....	60
5.2.2	Réseau maillé	61
5.2.3	Réseau mixte	61
5.3	Conception d'un réseau	62
5.4	Choix du réseau à adopter	62
5.5	Choix de la conduite.....	62
5.6	Choix du tracé	62
5.7	Equipements et accessoires du réseau de distribution.....	62
5.7.1	Canalisations	62
5.7.2	Organes accessoires.....	63
5.8	Présentation du logiciel Epanet	64
5.9	Description du réseau de distribution.....	65
5.10	Calcul hydraulique du réseau de distribution de la zone d'étude.....	65
5.10.1	Détermination des débits du réseau.....	65
5.11	Dimensionnement du réseau.....	66
5.12	Etapas de l'utilisation du logiciel Epanet	70
5.13	Modélisation d'un réseau sous Epanet	70
5.14	Résultats après simulation par logiciel Epanet.....	71
5.15	Interprétation de la simulation.....	75

5.16 Conclusion.....	75
Conclusion générale	76
Références bibliographique.....	77

Liste des symboles et abréviations

A : Amortissement annuel.

a : Célérité de l'onde (m/s).

B : Valeur du coup de bélier (m).

B_L : Le bilan (DA).

CTP : La côte trop plein.

CR : la côte radié.

D : Diamètre de la conduite (m).

Dr : Diamètre du réservoir (m).

D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite (m).

D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (m).

D_n : Diamètre nominal du tuyau (m).

D_{max} : Diamètre maximal de la conduite (m).

D_{BONNIN} : Diamètre donné par BONNIN (m).

D_{BRESS} : Diamètre donné par BRESS (m).

E : Énergie consommée par la pompe (KWh).

e : Épaisseur de la conduite (m).

e_u : Prix unitaire du KWh fixé par SONELGAZ à (4,67 DA).

F_{exp} : Frais d'exploitation (DA).

F_{am} : Frais d'amortissement (DA).

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

H_a : La hauteur d'aspiration (m).

H_r : La hauteur du réservoir (m).

H₁ : La hauteur manométrique du point désiré (m).

H_{inc} : La hauteur d'incendie (m).

H_{mt} : La hauteur manométrique totale (m).

H_s : La valeur maximale de la pression-surpression (m).

H_d : La valeur minimale de la pression-dépression (m).

H' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m).

H₀ : La pression absolue de la conduite (m).

h : Perte de charge engendrée par vannage (m).

i : Le taux d'intérêt.

K : La rugosité absolue de la conduite.

K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

K_{max.h} : Coefficient de variation horaire maximale.

K_{max.j} : Coefficient de variation journalière maximale.

L : Longueur de la conduite (m).

L_{ij} : Longueur du tronçon (i-j) en (m).

m : Coefficient de rognage.

N : La vitesse de rotation (tr/min).

N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr/min).

N_i : Nombre d'habitants.

NPSH_d : La charge minimale disponible à l'aspiration.

NPSH_r : La charge nette minimale à l'aspiration.

n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

n_i : Nombre d'années d'amortissement (n=30ans).

P : La puissance utile (KW).

P_a : La puissance absorbée par la pompe (KW).

P₀ : La pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration (m).

P% : Le résidu maximal dans le réservoir (%).

P_n : La population à l'horizon d'étude.

P₀ : La population de l'année référence (2022).

PEHD : Polyéthylène haute densité.

PN : La pression nominale.

Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m^3/s).

Q_{equi} : Besoins d'équipement (m^3/j).

Q_{dome} : Besoins domestiques (m^3/j).

Q_c : Somme des débits localisé en nœud considéré (l/s).

Q_{cap} : Débit de captage.

Q_p : Débit de pointe en (m^3/j).

Q_n : Débit du nœud (l/s).

Q_r : Débit de route (l/s).

Q_s : Débit spécifique (l/s).

Q_{maj.j} : Débit majoré journalier en (m^3/j).

Q_{max.j} : Débit maximum journalier en (m^3/j).

Q_{moy.h} : Débit moyen majoré horaire (m^3/h).

Q_{max.h} : Débit maximum horaire (m^3/h).

Q : Le débit au point de fonctionnement désiré (m^3/s).

Q₁ : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage (m^3/s).

Q' : Le débit au point homologue du point désiré (m^3/s).

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

R : Réservoir.

Re : Le nombre de Reynolds.

RGPH : Recensement général de la population et de l'habitat.

R_p : Réservoir projeté.

R+max : Résidu maximum positif.

R-max : Résidu maximum négatif.

r : Le pourcentage de rognage (%).

SR_p : Station de reprise projetée.

Sr : La surface de réservoir (m^2).

Ta : Le taux d'accroissement annuel de la population en %, pris égale à 1,4.

Tp : Le temps de pompage.

T1 : Le temps de fermeture brusque de la vanne (s).

T2 : Le temps de fermeture lente de la vanne (s).

Tv : La pression de vapeur maximale de l'air.

T' : Le nouveau temps de pompage (s).

T : Le temps de pompage par jour ($t = 20h$).

V : La vitesse d'écoulement (m/s).

V_T : Le volume total du réservoir (m^3).

V_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s.

V_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s.

V_{inc} : Le volume d'incendie ($120 m^3$).

V₀ : Vitesse initiale d'écoulement (m/s).

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4.

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

η : Le rendement de la pompe.

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

λ : Coefficient de frottement de Darcy.

δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

ρ : La masse volumique (kg/m^3).

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne.

ΔH_v : La perte de charge créée par la vanne (m).

ΔH_t : La perte de charge totale (m).

ΔH_l : La perte de charge linéaire (m).

ΔH_s : La perte de charge singulière (m).

Liste des tableaux

Tableau (1.1) : Nombre d'habitants pour l'an 2022	5
Tableau (1.2) : Evolution démographique pour le Centre-ville de Tazmalt et les trois Merlots ...	6
Tableau (1.3) : Consommation moyenne journalière domestique de la zone d'étude	7
Tableau (1.4) : Equipements existants de la zone d'étude	8
Tableau (1.5) : Besoins sanitaires	9
Tableau (1.6) : Besoins scolaires.....	9
Tableau (1.7) : Besoins administratifs	10
Tableau (1.8) : Besoins Socioculturels	10
Tableau (1.9) : Récapitulatif des besoins d'équipements	11
Tableau (1.10) : Besoins d'équipements pour l'horizon futur	12
Tableau (1.11) : La consommation moyenne journalière majorée.....	13
Tableau (1.12) : Consommation maximale journalière	14
Tableau (1.13) : Variation des valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitants	15
Tableau (1.14) : Représentation des valeurs de β_{max} , $K_{max.h}$, $Q_{moy.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l'horizon actuel (2023).....	15
Tableau (1.15) : Représentation des valeurs de β_{max} , $K_{max.h}$, $Q_{moy.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l'horizon future(2053).....	16
Tableau (2.1) : Calcul de la capacité du réservoir de distribution du centre-ville de Tazmalt ...	24
Tableau (2.2) : Calcul de la capacité du réservoir de distribution du Tiouririne.....	25
Tableau (2.3) : Représentation de la capacité, de diamètre et de la hauteur d'incendie du réservoir projeté.....	26
Tableau (3.1) : Calcul de la Hmt du tronçon forage Assam – Réservoir centre-ville de Tazmalt	35
Tableau (3.2) : Calcul des frais d'exploitation (forage Assam– Réservoir du centre-ville de Tazmalt)	35
Tableau (3.3) : Calcul des frais d'amortissement (forage Assam– Réservoir du centre-ville de Tazmalt).....	36

<i>Tableau (3.4) : Calcul du bilan (forage Assam – Réservoir du centre-ville de Tazmalt)</i>	<i>36</i>
<i>Tableau (3.5) : Calcul de la Hmt du tronçon forage Iheddaden – Réservoir du Tiouririne</i>	<i>37</i>
<i>Tableau (3.6) : Calcul des frais d’exploitation (forage Iheddaden– Réservoir du Tiouririne) ..</i>	<i>37</i>
<i>Tableau (3.7) : Calcul des frais d’amortissement (forage Iheddaden– Réservoir de Tiouririne).....</i>	<i>37</i>
<i>Tableau (3.8) : Calcul du bilan (forage Iheddaden – Réservoir de Tiouririne)</i>	<i>38</i>
<i>Tableau (3.9) : Diamètres calculés, pression nominale et matériau choisi pour les conduites de l’adduction étudiées</i>	<i>38</i>
<i>Tableau (4.1) : Tension de vapeur d’eau pompée en fonction de la température</i>	<i>50</i>
<i>Tableau (4.2) : Caractéristiques des tronçons de l’adduction (refoulement)</i>	<i>59</i>
<i>Tableau (4.3) : Tableau récapitulatif des dépressions et surpressions de deux tronçons.....</i>	<i>59</i>
<i>Tableau (5.1) : Débit aux nœuds de la zone d’étude</i>	<i>67</i>
<i>Tableau (5.2) : Etat des nœuds de la zone d’étude</i>	<i>71</i>
<i>Tableau (5.3) : Etat des conduites du réseau.....</i>	<i>73</i>

Liste des figures

<i>Figure (1.1) : Image satellite de la zone d'étude (Tazmalt)</i>	2
<i>Figure (1.2) : Situation géographique de Tazmalt</i>	3
<i>Figure (1.3) : Courbe de niveau de la zone d'étude</i>	3
<i>Figure (1.4) : Evolution démographique pour Centre-ville de Tazmalt et les trois Merlots</i>	6
<i>Figure (2.1) : Equipements de réservoir</i>	19
<i>Figure (2.2) : conduite d'adduction</i>	19
<i>Figure (2.3) : conduite de distribution</i>	20
<i>Figure (2.4) : Conduites de de trop plein et de vidange</i>	20
<i>Figure (2.5) : Conduite by-pass</i>	21
<i>Figure (2.6) : Matérialisation de réserve d'incendie</i>	21
<i>Figure (3.1) : Schéma d'adduction</i>	27
<i>Figure (3.2) : Adduction gravitaire</i>	28
<i>Figure (3.3) : Adduction par refoulement</i>	28
<i>Figure (3.4) : Adduction mixte</i>	29
<i>Figure (3.5) : Types de pertes de charge</i>	31
<i>Figure (3.6) : Schéma général de l'adduction étudiée</i>	39
<i>Figure (4.1) : Les trois types de turbopompes</i>	41
<i>Figure (4.2) : Couplage en parallèle</i>	42
<i>Figure (4.3) : Couplage en série</i>	42
<i>Figure (4.4) : Composition d'une pompe immergée</i>	44
<i>Figure (4.5) : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge</i>	45
<i>Figure (4.6) Le point de fonctionnement d'une pompe :</i>	46
<i>Figure (4.7) : Courbes caractéristiques de la pompe 1 (E9S55/4M + MCH640) :</i>	51
<i>Figure (4.8) : Courbes caractéristiques de la pompe 2 (E6S64/11A + MCH630)</i>	52
<i>Figure (4.9) : Schéma d'un volant d'inertie</i>	54

<i>Figure (4.10) : Cheminée d'équilibre</i>	<i>55</i>
<i>Figure (4.11) : Soupape de décharge</i>	<i>55</i>
<i>Figure (4.12) : Une ventouse.....</i>	<i>56</i>
<i>Figure (4.13) : Un réservoir d'air</i>	<i>57</i>
<i>Figure (5.1) : Schéma d'un réseau ramifié.....</i>	<i>60</i>
<i>Figure (5.2) : schéma d'un réseau maillé</i>	<i>61</i>
<i>Figure (5.3) : schéma d'un réseau combiné.....</i>	<i>61</i>
<i>Figure (5.4) : Environnement de travail sur EPANET</i>	<i>64</i>
<i>Figure (5.5) : Schéma d'ossature du réseau de distribution de la zone d'étude.....</i>	<i>65</i>
<i>Figure (5.6) : Résultats de la simulation du réseau de distribution du Merlot I, II et III.....</i>	<i>71</i>

Introduction générale

L'eau ; l'or bleu, la source de la vie par excellence, pilier du développement et un bien commun pour toute l'humanité. Il est un élément essentiel dans subsistance de l'être humain et son développement dans les différentes catégories telles que l'agriculture, la consommation humaine, l'industrie et la production d'énergie.

L'Algérie comme tant d'autres pays souffre de l'insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable. En effet, l'augmentation de la consommation de ce dernier est traduite par la croissance rapide de l'urbanisation, l'évolution démographique et les mutations socio-économiques. Cela annonce une fragilité de l'équilibre entre l'offre et la demande sur ce produit.

C'est dans cette optique que se dresse le présent travail, qui consiste à dimensionner un réseau d'alimentation en eau potable du centre-ville de Tazmalt et périphérie (willaya de Bejaia).

Le plan de travail s'articulera en plusieurs chapitres organisés de la manière suivante :

Dans le premier chapitre, une présentation générale (géographique, topographique, hydrographique et climatique) du site de l'étude, suivie d'un aperçu démographique et hydraulique, sont donnés. Plus une évaluation des besoins en eau des différentes catégories consommatrices aux divers horizons (2023-2053).

Dans le deuxième chapitre, le dimensionnement des réservoirs de stockage est réalisé afin de pouvoir répondre aux besoins futurs de la population de la région d'étude.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude technico-économique des conduites d'adduction.

Par la suite, une étude de pompage et de choix des pompes à l'aide du catalogue numérique Caprari est effectuée dans réalisée dans le chapitre quatre. D'autre part, étudier l'apparition éventuelle du phénomène du coup de bélier et les précautions nécessaires anti-coup de bélier à prendre.

Par ailleurs, le cinquième chapitre porte sur la conception et le dimensionnement du réseau de distribution des Merlots I, II et III en exploitant le logiciel Epanet.

En dernier lieu, on termine par une conclusion générale.

Chapitre 1

Présentation du site

et

estimation des besoins

1.1 Introduction

Chaque région a des caractéristiques naturelles telles que la situation topographique, géographique, hydrographique, climatique, hydraulique et démographique, ce qui impose une étude complète et détaillée de la région avant de se lancer dans l'achèvement de tout projet de développement urbain, tel que les projets d'alimentation en eau potable.

Ce chapitre vise la description et la localisation de la zone d'étude (Figure (1.1)) qui est le centre-ville de Tazmalt plus les Merlots I, II et III (wilaya de Bejaia).

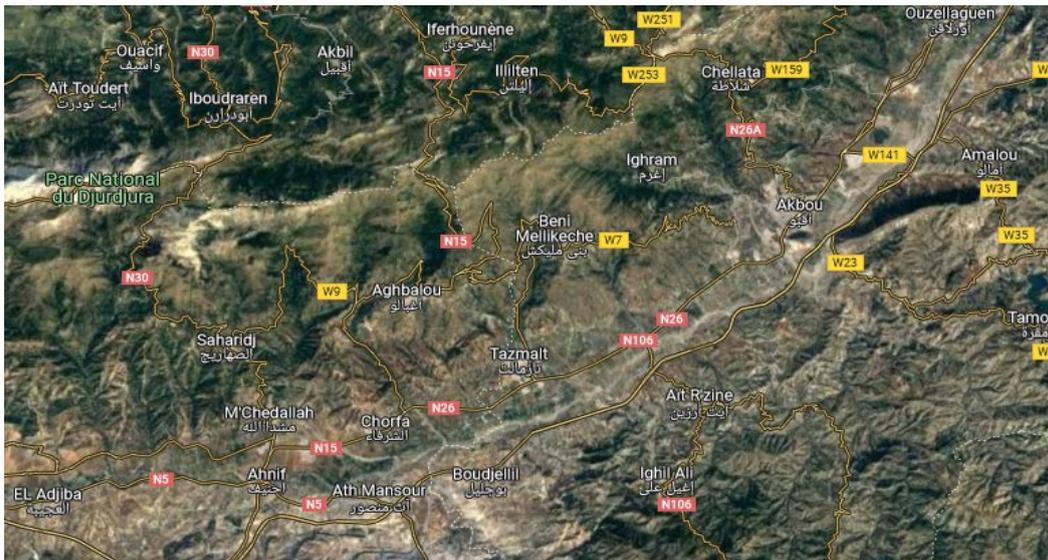


Figure (1.1) : Image satellite de la zone d'étude (Tazmalt) [1]

1.2 Présentation du site

1.2.1 Situation géographique

La zone d'étude est le centre-ville de la commune de Tazmalt (Wilaya de Bejaia). Elle fait partie géographiquement de la vallée du Sahel, une vallée qui abrite toutes les plaines du massif du Djurdjura. Bâtie à une moyenne de 225 jusqu'à 450 mètres d'altitude. La commune est située à 170 km au sud-est d'Alger, elle est la plus proche de la capitale et de Bouira (seulement 45 km), et 80 km au sud de Tizi Ouzou et à 80 kilomètres au sud-ouest de chef-lieu de la wilaya de Bejaia [2].

La commune de Tazmalt est limitée (Figure (1.2)) :

- Au Nord par la commune de Beni-Mellikeche ;
- Au Sud par la commune de Boudjellil ;

- A l'Est par les communes d'Igram, Akbou et Ait-Rezine ;
- A l'Ouest par les communes de Chorfa et d'Aghbalou dans la wilaya de Bouira.

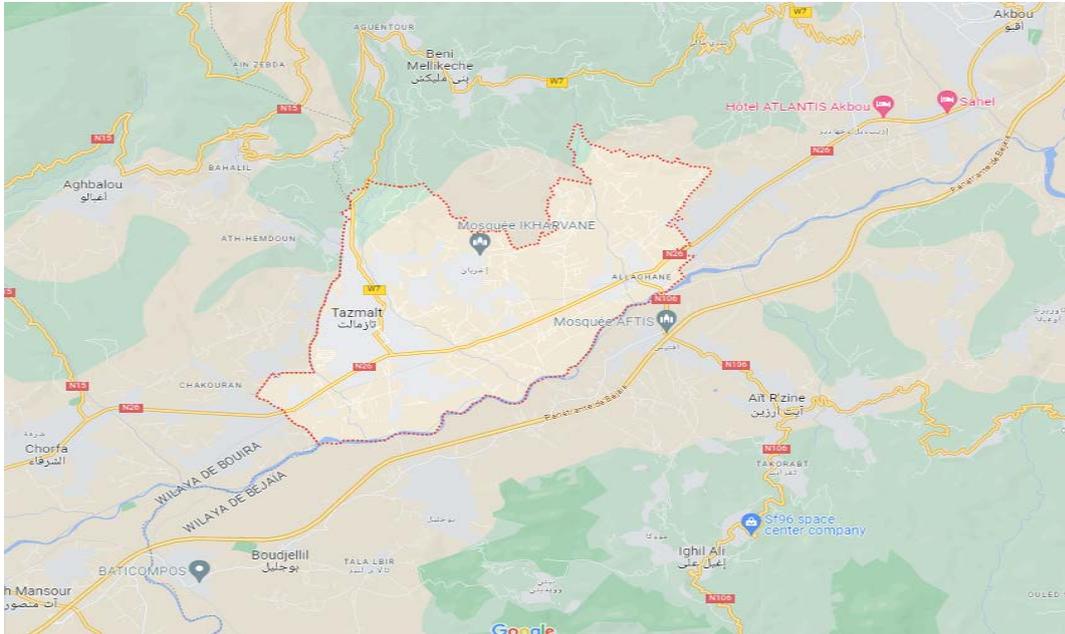


Figure (1.2) : Situation géographique de Tazmalt [1]

1.2.2 Situation topographique

Son relief est constitué de deux types morphologiques à savoir : montagneux caractérisé par de fortes pentes et semi-montagneux (plaines) caractérisé par de faibles pentes (Figure (1.3)) [2].

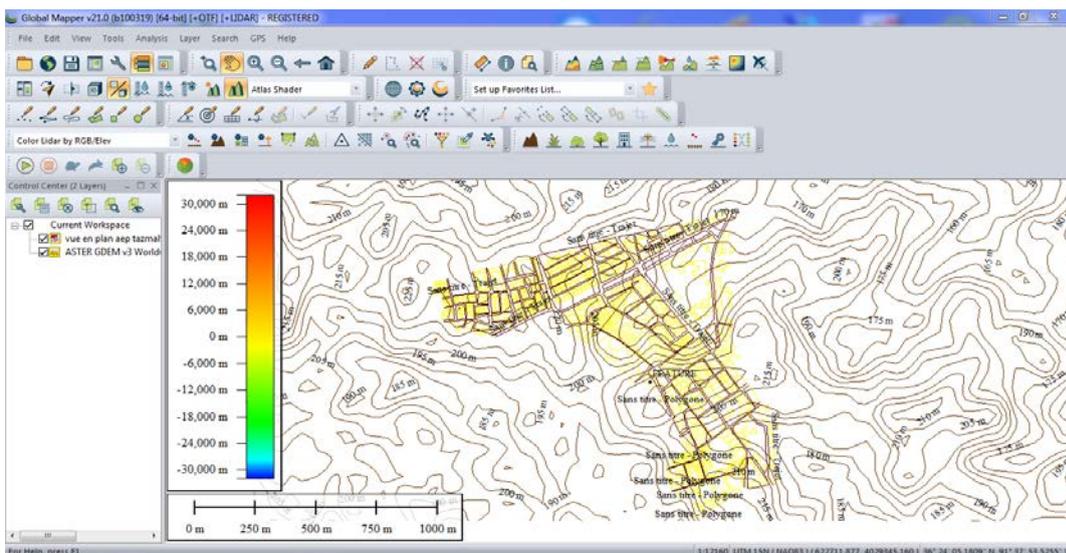


Figure (1.3) : Courbes de niveaux de la zone d'étude [3]

1.2.3 Situation hydrographique

Selon le débit véhiculé par les cours d'eau, on distingue deux types [4] :

- Les cours d'eau principaux (Oued sahel et Merighe) sont alimentés à partir des petits oueds. Ils prennent leurs ressources sur les hauteurs des montagnes et s'orientent et accessibles.
- Les cours d'eau secondaires constituent la quasi-totalité du réseau hydrographique de la commune.

1.2.4 Situation climatique

La région de Tazmalt est exposée aux influences du climat méditerranéen. La commune a un climat subhumide caractérisé par une saison humide de Novembre jusqu'à Mai et une saison sèche de Juin jusqu'à Novembre. Il est à signaler que il y a une différence sensible entre le climat de la vallée et celui de la partie supérieure des montagnes [2].

1.2.4.1 La température

La température de la région est caractérisée par deux saisons : une saison chaude allant du mois de Mai au mois d'Octobre, dont le mois le plus chaud est celui d'Aôut (présentant une température moyenne de 29°C), et une saison froide nettement plus longue ; allant du mois d'Octobre au mois d'Avril, dont le mois le plus froid est celui de Janvier (avec une température moyenne de 9,95°C) [2].

1.2.4.2 La gelée

La gelée est due à l'écart très appréciable des températures entre le jour et la nuit. Elle fait son apparition du mois de Décembre au mois de Mars. La moyenne annuelle du gelée calculée sur une période de vingt années (1973/ 1993) est de seize (16) jours [2].

1.2.5 Situation hydraulique

Il existe deux forages qui alimentent le site étudié [2] :

- Forage ASSAM qui refoule l'eau vers le réservoir de Tazmalt ville qui alimente Tazmalt ville.

- Forage IHADDADEN qui refoule l'eau vers le réservoir de Tiouririne qui alimente les trois Merlots.

1.2.6 Situation démographique

Le dernier recensement général de la population effectué en 2022 est présenté dans le tableau (1.1)

Tableau (1.1) : Nombre d'habitants pour l'an 2022 [2]

Zone	Nombres d'habitants en 2022
Centre-ville de Tazmalt	6821
Merlots I, II et III	2500

Le taux d'accroissement communal est de 1,14% [2].

Le nombre d'habitants à l'horizon d'étude est estimé selon la formule suivante :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \quad (1.1)$$

Avec :

- P_n : Population à l'horizon d'étude ;
- P_0 : La population de l'année de référence (2023) ;
- τ : Le taux d'accroissement de la population en (%) (1,14%) ;
- n : le nombre d'années à l'horizon considéré (2053).

Exemple de calcul

Les horizons de calcul considérés sont :

- **Actuel** : 2023 (une durée d'une année)

$$P_{2023} = P_{2022} (1 + 0,0114)^1 = 6899 \text{ hab.}$$

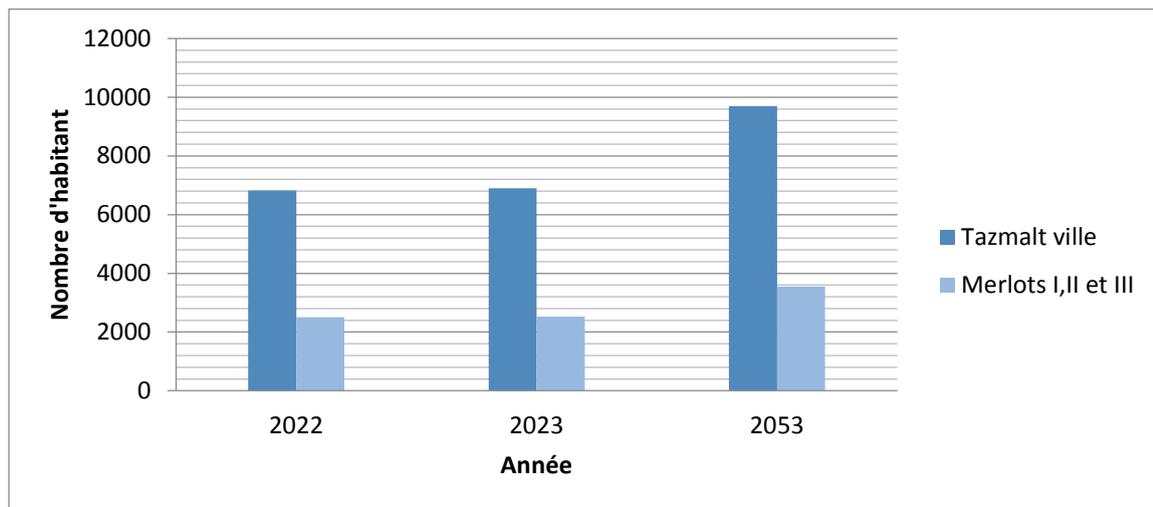
- **Long terme** : 2053 (une durée de 30 ans)

$$P_{2053} = P_{2023} (1 + 0,0114)^{30} = 9693 \text{ hab.}$$

Pour un horizon de 30 ans c.-à-d. l'an 2053, l'évolution démographique est présentée dans le tableau (1.2) et la Figure (1.4).

Tableau (1.2) : Evolution démographique pour le Centre-ville de Tazmalt et les trois Merlots

Année		2022	2023	2053
Nombre d'habitants	Centre-ville de Tazmalt	6821	6899	9693
	Merlots I, II et III	2500	2529	3553
	Total	9321	9428	13246

Figure (1.4) : Evolution démographique pour Centre-ville de Tazmalt et les trois Merlots

Le nombre d'habitants estimé pour l'horizon 2053 est de **13246**.

1.3 Estimation des besoins en eau

Cette partie de l'étude permettra d'estimer la consommation en eau potable de la population de la zone d'étude ainsi que son évolution jusqu'à un horizon de 30 ans.

Pour l'estimation des besoins de consommation en eau potable, il faut tenir compte de plusieurs paramètres, à savoir :

- Le nombre d'habitants, qui est en relation directe avec l'estimation des besoins.
- Les différents équipements existants dans la zone d'étude.

1.3.1 Choix de la norme de consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation en eau potable est généralement estimée en en (l/j/hab). Dans la présente étude, une dotation journalière de 150 l/j/hab est adoptée pour l'estimation des besoins en eau potable.

1.3.2 Consommation moyenne journalière ($Q_{moy,j}$)

La consommation moyenne journalière est égale au produit du nombre d'habitants et de la dotation journalière pour chaque habitant, elle se détermine en tenant compte des différents types de consommations :

- domestiques ;
- sanitaires ;
- scolaires ;
- administratifs ;
- socioculturels.

La consommation moyenne journalière se détermine par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \sum \left(\frac{Q_i N}{1000} \right) \quad (1.2)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière des habitants (m^3/j) ;
- Q_i : Dotation moyenne journalière (150 l/j/hab) ;
- N_i : Nombre d'habitants.

1.3.3 Besoins domestiques

Les besoins domestiques concernent la consommation des habitants sans inclure celle des équipements publics ou industriels. Elle est estimée seulement sur la base du nombre d'habitants. La consommation domestique des différentes parties de la zone d'étude est présentée dans le tableau (1.3) ci-après.

Tableau (1.3) : Consommation moyenne journalière domestique de la zone d'étude

	Année	2023	2053
Besoins domestiques des zones Q_{moy} (m^3/j)	Centre ville de Tazmalt	1034,85	1453,95
	Merlots I, II et III	379,35	532,95
	Total	1414,2	1986,9

Pour un horizon de 30 ans, le total des besoins domestiques de la zone d'étude est de **1986,9** m^3/j .

1.4 Equipements existants

Les données sur les équipements existants au niveau de la région d'étude sont regroupées dans le tableau (1.4).

Tableau (1.4) : Equipements existants de la zone d'étude [2]

Zone	Secteurs	Equipements
Centre-ville de Tazmalt	Administratifs	- Algérie poste -APC/ DAIRA -BDL/ CNEP/ BADR -CNAS -SONELGAZ
	Socioculturels	-Stade -Mosquée -Salle de sport -Maison de jeunes
	Scolaires	-Lycée (01) -CEM (02) -Primaire (01) -Crèche (01)
	Sanitaires	-Polyclinique (01)
Merlots I, II et III	Socioculturels	-Mosquée -Complexe sportif
	Scolaires	-Primaire (01) -CEM (01) -Lycée(01)

1.4.1 Consommation moyenne des équipements

Le débit moyen journalier est donné par l'expression suivante :

$$Qe_{moy,j} = \sum \left(\frac{q_i N}{1000} \right) \quad (1.3)$$

Avec :

- $Qe_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière des habitants (m^3/j) ;
- q_i : Norme unitaire soit (l/lit/j, $l/m^2/j$, l/élève/j ... etc) ;
- N : Nombre d'unité.

1.4.1.1 Les besoins sanitaires

Les résultats des besoins sanitaires sont donnés dans le tableau (1.5) ci-après.

Tableau (1.5) : Besoins sanitaires [2]

Zones	Equipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Consommation (m ³ /j)
Centre-ville de Tazmalt	Polyclinique	30	25	0,75
Merlots I,II et III	/	/	/	/
			Total	0,75

1.4.1.2 Les besoins scolaires

Les résultats des besoins scolaires sont donnés dans Le tableau (1.6) ci-après.

Tableau (1.6) : Besoins scolaires [2]

Zone	Equipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Consommation (m ³ /j)
Centre ville de Tazmalt	Lycée(01)	820	15	12,3
	CEM(02)	1340	15	20,1
	Primaire(01)	520	15	7,8
	Crèche(01)	60	15	0,9
Merlots I, II et III	Primaire (01)	250	15	3,75
	CEM (01)	620	15	9,3
	Lycée(01)	700	15	10,5
Total		64,6 m ³ /j		

1.4.1.3 Les besoins administratifs

Les résultats des besoins administratifs sont donnés dans Le tableau (1.7) ci-après.

Tableau (1.7) : Besoins administratifs [2]

Zone	Equipements	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Consommation (m ³ /j)
Centre-ville de Tazmalt	Algérie poste	6	10	0,06
	APC	28	10	0,28
	DAIRA	26	10	0,26
	BDL	8	10	0,08
	CNEP	8	10	0,08
	BADR	8	10	0,08
	CNAS	8	10	0,08
	SONELGAZ	30	10	0,30
Merlots I,II et III	/	/	/	/
			Total	1,22

1.4.1.4 Les besoins Socioculturels

Les résultats des besoins socioculturels sont donnés dans Le tableau (1.8) ci-après.

Tableau (1.8) : Besoins socioculturels [2]

Zone	Equipement	Effectifs	Dotation (l/j/eff)	Consommation (m ³ /j)
Centre-ville de Tazmalt	Stade	100	30	3
	Maison de jeunes	70	10	0,7
	Mosquée	250	15	3,75
	Salle de sport	50	30	1,5
Merlots I,II et III	Mosquée	100	15	1,5
	Complexe sportif	150	30	4,5
			Total	14,95

Les différents besoins d'équipements sont résumés dans le tableau (1.9) :

Tableau (1.9) : Récapitulatif des besoins d'équipements

Zones	Secteurs	Besoins (m ³ /j)
Centre-ville de Tazmalt	sanitaire	0,75
	Scolaire	41,1
	administratif	1,22
	socioculturel	8,95
	Total	52,02
Merlots I, II et III	sanitaire	/
	administratif	/
	scolaire	23,55
	socioculturel	6
	Total	2,55

1.5 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 :

$$\frac{Q_{\text{equi actuel}}}{Q_{\text{dom actuel}}} = \frac{Q_{\text{equi futur}}}{Q_{\text{dom futur}}} \quad (1.4)$$

Avec :

- $Q_{\text{equi actuel}}$: Besoins d'équipements en 2023 (m³/j) ;
- $Q_{\text{equi futur}}$: Besoins d'équipements en 2053 (m³/j) ;
- $Q_{\text{dom actuel}}$: Besoins domestiques en 2023 (m³/j) ;
- $Q_{\text{dom futur}}$: Besoins domestiques en 2053 (m³/j).

La consommation moyenne journalière totale de la zone d'étude est calculée comme suit :

$$Q_{\text{moy},j} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{eq}} \quad (1.5)$$

Après une étude détaillée des différents besoins en eau, nous dressons un tableau récapitulatif de toutes les différentes catégories de consommation afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière.

Les résultats sont répartis dans le tableau (1.10) suivant :

Tableau (1.10) : Besoins d'équipements pour l'horizon futur

Zone	Besoins domestiques (m ³ /j)		Besoins équipements (m ³ /j)		Besoins (domestiques + équipements) (m ³ /j)	
	2023	2053	2023	2053	2023	2053
Année	2023	2053	2023	2053	2023	2053
Centre-ville	1034,85	1453,95	52,02	73,09	1086,87	1527,04
Merlots I,II et III	379,35	532,95	2,55	3,58	381,9	536,53
Total	1414,2	1986,9	54,57	76,67	1468,77	2063,57

1.5.1 Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{\text{maj},j}$

Pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins totaux journaliers à l'horizon futur ; ceci pour combler les fuites qui sont généralement dues :

- Soit à la consommation non quantifiée (illégal).
- Soit aux fuites dans le système d'adduction et de distribution qui sont fonction du type de tuyaux, du vieillissement du réseau, des différents équipements hydrauliques, de la nature du terrain et de la qualité d'entretien.
- Soit aux fuites chez les consommateurs (robinets).

$$Q_{\text{maj},j} = 1,2 \times Q_{\text{moy},j} \quad (1.6)$$

Avec :

- $Q_{\text{maj},j}$: Débit majoré journalier (m³/j).

Les résultats de calculs de la consommation moyenne journalière majorée sont regroupés dans le tableau (1.11) suivant :

Tableau (1.11) : La consommation moyenne journalière majorée

Zone	Q _{dom} + Q _{equi} (m ³ /j)		Q _{maj,j} (m ³ /j)	
	2023	2053	2023	2053
Centre ville Tazmalt	1086,87	1527,04	1304,24	1832,45
Merlot I,II et III	381,9	536,53	458,28	643,84
Total	1468,77	2063,57	1762,52	2476,29

1.5.2 La consommation maximale journalière

Le débit maximal journalier ou le débit de pointe journalier est la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\max,j} = Q_{\text{maj},j} * K_{\max,j} \text{ (m}^3\text{/j)} \quad (1.7)$$

Avec :

- Q_{max,j} : Débit maximal journalier (m³/j) ;
- Q_{maj,j} : Débit majoré journalier (m³/j) ;
- K_{max,j} : Coefficient de variation journalier (1,1 à 1,3).

Ce coefficient (K_{max,j}) montre combien de fois le débit maximale journalier excède le débit moyen journalier. Dans notre cas, on prend K_{max,j}=1,3 [5].

D'où :

$$Q_{\max,j}=1,3 * Q_{\text{maj},j} \quad (1.8)$$

La consommation maximale journalière pour les différentes parties de la zone d'étude est résumée dans le tableau (1.12).

Tableau (1.12) : Consommation maximale journalière

Zone	Qmaj.j (m ³ /j)		Qmax.j (m ³ /j)	
	2023	2053	2023	2053
Centre ville Tazmalt	1304,24	1832,45	1695,51	2382,19
Merlot I,II et III	458,28	643,84	595,76	836,99
Total	1762,52	2476,29	2291,27	3219,18

1.5.3 Variation de la consommation horaire

La consommation d'eau horaire mise à une variation caractérisée par des coefficients d'irrégularité :

$$K_{\max.h} = \frac{Q_{\max.h}}{Q_{\text{moy.h}}} \quad (1.9)$$

La consommation moyenne horaire :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\max.j}}{24} \quad (1.10)$$

Le calcul du débit de pointe horaire est comme suit :

$$Q_{\max.h} = \frac{K_{\max.h} \times Q_{\max.j}}{24} \quad (1.11)$$

Avec :

- $Q_{\max.h}$: Débit maximum horaire (m³/h) ;
- $K_{\max.h}$: Coefficient de variation maximale horaire ;
- $K_{\min.h}$: Coefficient de variation minimale horaire ;

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :

$$K_{\max.h} = a_{\max.h} \times \beta_{\max.h} \quad (1.12)$$

Avec :

- α_{\max} : ce coefficient dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4. On prend $\alpha_{\max} = 1,3$ [5].
- β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants sa valeur est donnée par le tableau (1.13) :

Tableau (1.13) : Variation des valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants.	β_{\max}
1000	2,0
1500	1,8
2500	1,6
4000	1,5
6000	1,4
10000	1,3
20000	1,2
30000	1,15
100000	1,1
300000	1,03
1000000	1,0

On détermine les valeurs de β_{\max} à travers le tableau **1.13** et du coefficient $K_{\max.h}$ pour estimer les valeurs de $Q_{\text{moy.h}}$ et $Q_{\text{max.h}}$ actuel (2023) et futur (2053).

Les résultats sont représentés dans les tableaux (1.14) et (1.15) :

Tableau (1.14) : Représentation des valeurs de β_{\max} , $K_{\max.h}$, $Q_{\text{moy.h}}$ et $Q_{\text{max.h}}$ pour l'horizon actuel(2023)

Zone	Nombre d'habitants	$Q_{\text{max.j}}$ (m^3/j)	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\text{max.h}}$	$Q_{\text{moy.h}}$ (m^3/h)	$Q_{\text{max.h}}$ (m^3/h)
Centre-ville de Tazmalt	6899	1695,51	1,3	1,375	1,788	70,65	126,32
Merlots I, II et III	2529	595,76	1,3	1,59	2,067	24,82	51,30
Total	9428	2291,27	/			95,47	177,62

Tableau (1.15) : Représentation des valeurs de β_{max} , $K_{max.h}$, $Q_{moy.h}$ et $Q_{max.h}$ pour l'horizon futur(2053)

Zone	Nombre d'habitants	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	α_{max}	β_{max}	$K_{max.h}$	$Q_{moy.h}$ (m^3/h)	$Q_{max.h}$ (m^3/h)
Centre-ville de Tazmalt	9693	2382,19	1,3	1,325	1,723	99,26	171,02
Merlots I, II et III	3553	836,99	1,3	1,53	1,989	34,87	69,36
Total	13246	3219,18	/			134,13	240,38

1.6 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons étudié les différentes caractéristiques de la zone d'étude (Centre-ville de Tazmalt, Merlots I, II et III). Nous avons aussi estimé le développement démographique de cette zone qui est égal à 13246 habitants à l'horizon 2053 et les besoins en eau potable des différentes consommations. Le débit maximal journalier calculer pour la zone d'étude est de $3219,18(m^3/j)$.

Chapitre 2

Réservoirs

2.1 Introduction

A travers ce chapitre, nous allons traiter l'une des infrastructures urbaines qui est le réservoir. Les réservoirs sont des ouvrages de stockage, leurs principes est de stocker l'eau sur les périodes où la demande de la population est faible, et de pouvoir fournir un débit plus important lorsque la demande augmente.

2.2 Rôles des réservoirs

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution, ils permettent d'emmagasinier l'eau lorsque la consommation devient inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production, donc, ils sont de grande importance dans le système d'alimentation en eau potable, de plus, ils peuvent jouer plusieurs rôles à savoir [6] :

- Assurer la sécurité de distribution en cas d'interruption d'adduction ;
- Régulariser la pression et le débit dans le réseau de distribution ;
- Régulariser le fonctionnement de la pompe ;
- Maintenir l'eau à l'abri des risques de pollution et le préserver contre les fortes variations de température ;
- Assurer la réserve d'incendie ;
- Réducteur des dépenses d'énergie (assure la distribution gravitaire) ;
- Jouent le rôle de relais (réservoir tampon) ;
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.

2.3 Classification des réservoirs

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de diverses façons :

- **Selon le matériau de construction** : métallique, en maçonnerie, en béton armé ou précontraint ;
- **Selon les lieux** : enterrés, semi-enterrés, surélevés (château d'eau) ;
- **Selon la forme** : rectangulaire, carrée, cylindrique, sphérique ou conique ;
- **Selon l'usage** : réservoir principal de stockage et distribution, réservoir d'équilibre (tampon), réservoir de traitement.

2.4 Emplacement d'un réservoir

L'emplacement d'un réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe, donc ils doivent tenir compte des conditions suivantes [7] :

- Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent (pour assurer une distribution gravitaire) ;
- 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 (afin de satisfaire les besoins du dernier abonné) ;
- L'emplacement des réservoirs doit se faire de préférence à extrémité du réseau soit à proximité de l'important centre de la consommation ;
- Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (pour but d'alimenter le point le plus défavorable) ;
- Il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau ;
- Il doit être construit sur un terrain solide.

2.5 Equipements des réservoirs

Les réservoirs doivent comporter plusieurs équipements pour leur bon fonctionnement (Figure (2.1)). Tout d'abord, une conduite d'adduction permet d'acheminer l'eau dans le réservoir. Ensuite, une conduite de distribution permet de distribuer l'eau stockée dans le réservoir. Une conduite de vidange est également nécessaire pour vider le réservoir en cas de besoin. Une conduite de trop-plein permet d'évacuer l'eau en excès pour éviter que le réservoir ne déborde. Un système de matérialisation d'incendie pour éviter les incendies et une conduite by-pass doit être installé pour permettre le contournement du réservoir en cas de besoin.

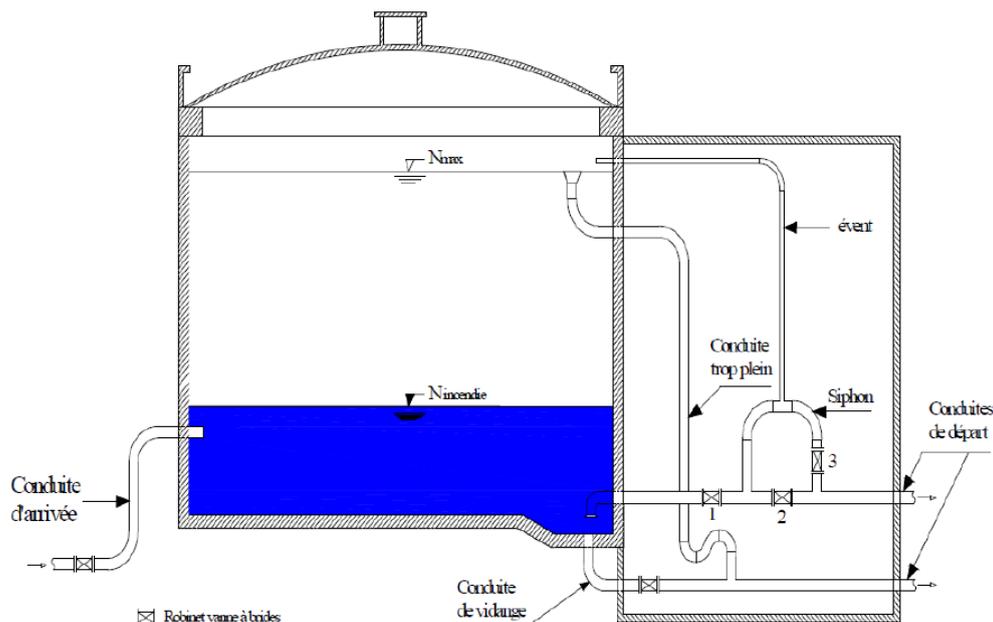


Figure (2.1) : Equipements de réservoir [8]

2.5.1 Conduite d'adduction ou d'arrivée

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir se place au fond de celui-ci (Figure(2.2)), elle s'effectue par surverse ou en chute libre pour oxygéner l'eau, et un robinet flotteur doit être prévu pour réguler le niveau d'eau dans le réservoir et éviter une surveillance pendant le remplissage.

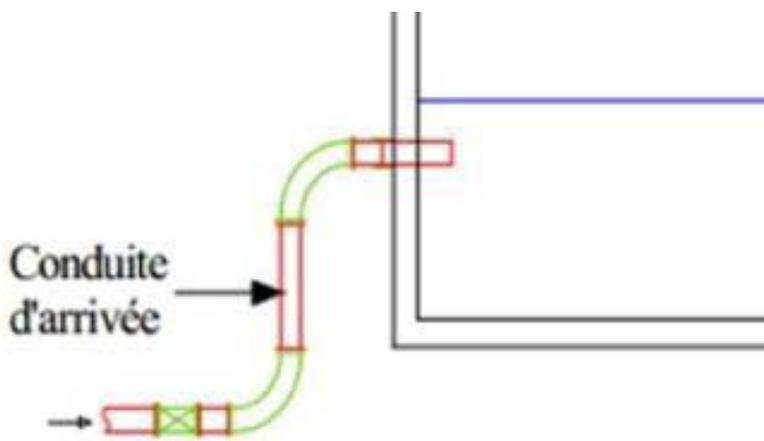


Figure (2.2) : Conduite d'adduction [8]

2.5.2 Conduite de distribution ou de départ

Le départ de la conduite de distribution (Figure (2.3)) s'effectue généralement à 0,2 m au-dessus du radier du réservoir pour éviter l'entrée de matières en suspension qui pourraient essentiellement se décanter dans le réservoir, avec une crépine à l'entrée de la conduite.

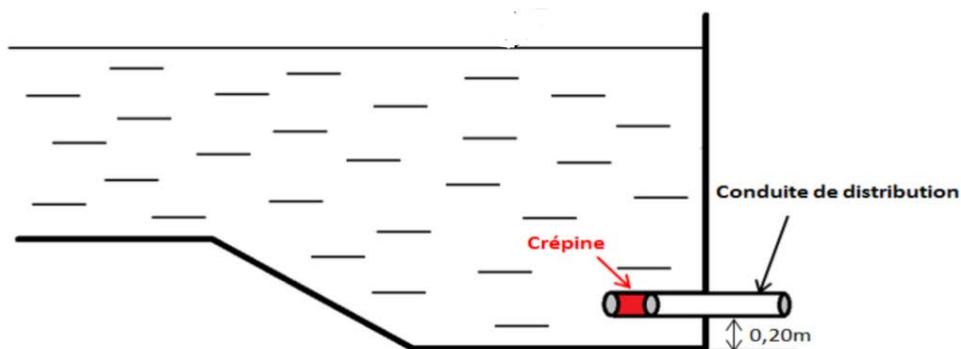


Figure (2.3) : Conduite de distribution [8]

2.5.3 Conduite de vidange

La conduite de vidange (Figure (2.4)) est une conduite installée dans le point le plus bas du réservoir pour permettre l'inspection, le nettoyage et les éventuelles réparations du réservoir. Elle est raccordée généralement à la conduite du trop-plein et munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

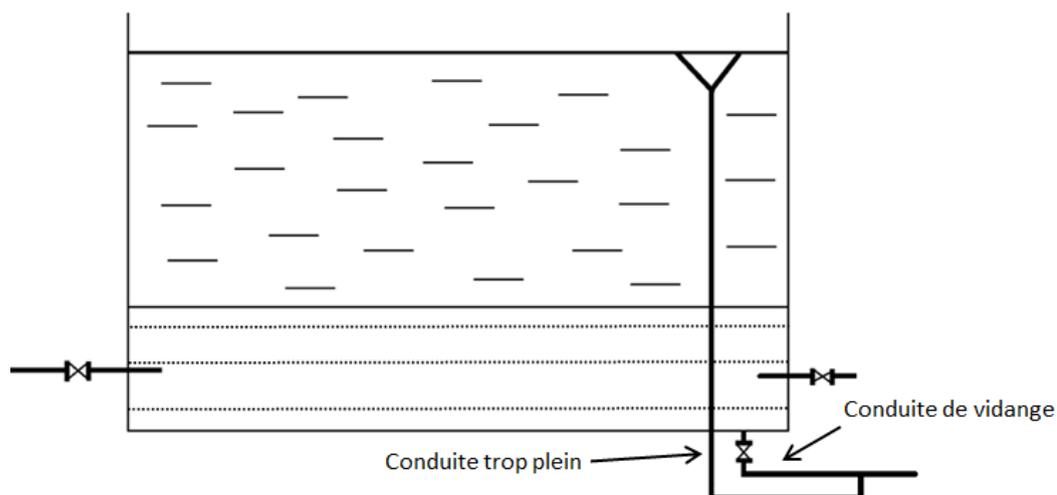


Figure (2.4) : Conduites de de trop plein et de vidange [8]

2.5.4 Conduite by-pass

La conduite by-pass (Figure (2.5)) est une conduite qui relie directement la conduite d'adduction et la conduite de distribution afin d'assurer la continuité du service pendant la vidange ou la réparation du réservoir.

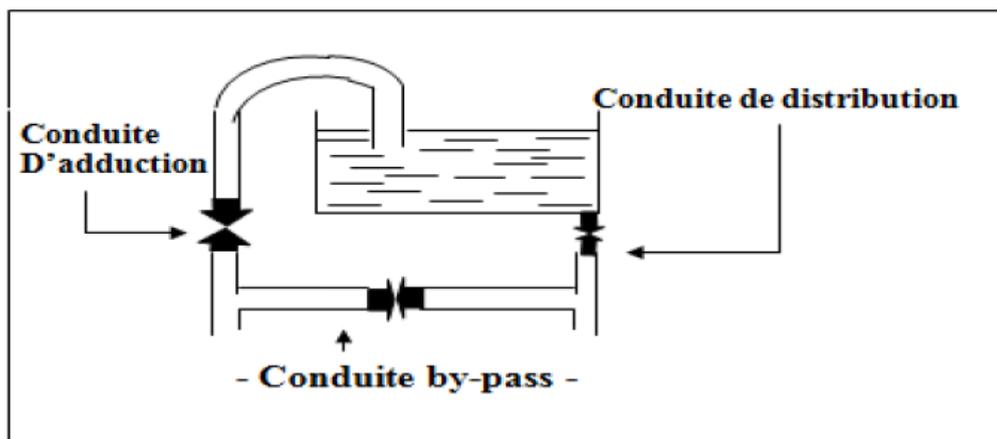


Figure (2.5) : Conduite de By-pass [8]

2.5.5 Matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement (Figure (2.6)) une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Pour conserver sûrement une réserve permettant la lutte contre l'incendie, on a deux systèmes :

- Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable (en temps normal : 1 est fermée, la 2 est ouverte, en cas d'incendie il suffit d'ouvrir la 1) ;
- Système à siphon et évent qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie, l'évent du siphon interdit l'utilisation d'eau au-dessous du niveau minimum tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie). En cas normal : 3 et 1 sont ouvertes, la 2 est fermée ; en cas d'incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

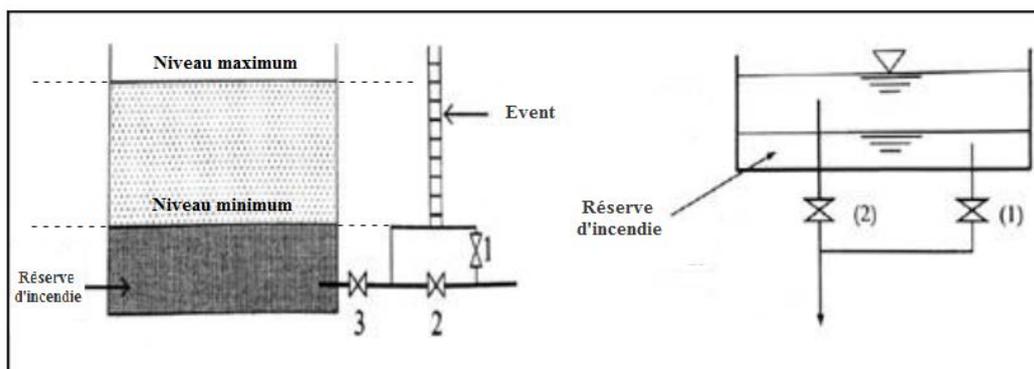


Figure (2.6) : Matérialisation de la réserve d'incendie [8]

2.6 Capacité des réservoirs

La capacité d'un réservoir est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit consommé, en se basant sur la consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$). Il existe deux méthodes pour le calcul de la capacité des réservoirs :

- Méthode graphique ;
- Méthode analytique.

2.6.1 Méthode graphique

La méthode graphique consiste à tracer sur un même graphe la courbe de consommation totale et la courbe cumulée des débits d'apport en fonction du temps. Le volume de stockage du réservoir s'obtient en additionnant la valeur absolue des écarts des deux extremums entre les deux courbes.

2.6.2 Méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume total du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (2.1)$$

D'où :

- V_t : Volume total du réservoir en (m^3) ;
- V_{inc} : Volume d'incendie ($120 m^3$) ;
- V_r : Volume résiduel du réservoir (m^3).

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} \cdot P_{\max\%}}{100} \quad (2.2)$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$: Consommation max journalière ;
- $P_{\max\%}$: Résidu max exprimé en % de la consommation max. journalière

➤ Détermination de la valeur de P_{\max}

- La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (Annexe 1) ;
- On répartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée ;

- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe ;
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (P_{\max}) sera le pourcentage du volume de stockage. Tel que :

$$P_{\max} \% = |R_{\max +}| + |R_{\max -}| \quad (2.3)$$

Avec :

- $R_{\max +}$: Résidu maximum positif (%) ;
- $R_{\max -}$: Résidu maximum négatif (%).

2.7 Détermination du diamètre des réservoirs

La section circulaire est généralement choisie pour les réservoirs ayant une capacité inférieure à 10000 m³ [9], donc on choisira une section circulaire pour les réservoirs projetés.

Le diamètre du réservoir sera calculé comme suit :

$$D_r = \sqrt{\frac{4 V_r}{\pi H_r}} \quad (2.4)$$

Avec :

- D_r : Diamètre du réservoir (m) ;
- V_r : Volume du réservoir (m³) ;
- H_r : Hauteur de l'eau dans le réservoir, prise égale 4m.

2.8 Détermination de la hauteur d'incendie

La hauteur d'incendie se détermine par la formule suivante :

$$H_{\text{inc}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 120}{\pi D^2}} \quad (2.5)$$

2.9 Capacité du réservoir du Centre-ville de Tazmalt

Le réservoir du Centre-ville est alimenté à partir du forage Assam (20h/24h) avec $K_{\max.h} = 1,723$ et un débit de captage $Q_{\text{cap}} = 40$ l/s. Il assurera une distribution gravitaire vers le centre-ville de Tazmalt qui comptera 9693 habitants à l'horizon 2053 avec une consommation de 2382,19 m³/j.

Le tableau (2.1) représente les calculs du résidu maximal dans le réservoir de distribution pour avoir leur capacité :

Tableau (2.1) : Calcul de la capacité du réservoir de distribution du centre-ville de Tazmalt

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	0,90	4,1		4,1
1-2	5	0,90	4,1		8,2
2-3	5	0,90	4,1		12,3
3-4	5	1,00	4		16,3
4-5	5	1,35	3,65		19,95
5-6	5	3,85	1,15		21,1
6-7	5	5,20		-0,2	20,9
7-8	5	6,20		-1,2	19,7
8-9	5	5,50		-0,5	19,2
9-10	5	5,85		-0,85	18,35
10-11	5	5,00	0		18,35
11-12	5	6,50		-1,5	16,85
12-13	5	7,50		-2,5	14,35
13-14	5	6,70		-1,7	12,65
14-15	5	5,35		-0,35	12,3
15-16	5	4,65	0,35		12,65
16-17	5	4,50	0,5		13,15
17-18	5	4,50	0,5		13,65
18-19	0	6,30		-6,3	7,35
19-20	0	5,35		-5,35	2
20-21	0	5,00		-5	-3
21-22	0	3,00		-3	-6
22-23	5	2,00	3		-3
23-24	5	1,00	4		1
<i>Total</i>	100	100			

D'après le tableau (2.1) ci-dessus, les relations (2.1) et (2.2) on a :

- $P_{max}\% = |21,1| + |-6| = 27,1 \%$.
- $Vr = \frac{Q_{max.j} \cdot P_{max}\%}{100} = 645,57 \text{ m}^3$.

Donc : $VT = Vr + Vinc = 645,57 + 120 = 765,57 \text{ m}^3$.

La capacité du réservoir du Centre-ville de Tazmalt existant est de 300 m^3 et à l'horizon futur est de $765,57 \text{ m}^3$ donc on propose de projeter un réservoir de 500 m^3 jumelé avec celui existant.

2.10 Capacité du réservoir Tiouririne

Le réservoir de Tiouririne est alimenté à partir du forage Iheddaden (20h/24h) avec $K_{\max.h} = 1,989$ et un débit de captage $Q_{\text{cap}} = 25\text{l/s}$. Il assurera une distribution gravitaire vers les Merlots I, II et III qui compteront 3553 habitants à l'horizon 2053 avec une consommation de $836,99\text{ m}^3/\text{j}$. Le tableau (2.2) représente les calculs du résidu maximal dans le réservoir de distribution pour avoir leur capacité :

Tableau (2.2) : Calcul de la capacité du réservoir de distribution du Tiouririne

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	0,75	4,25		4,25
1-2	5	0,75	4,25		8,5
2-3	5	1,00	4		12,5
3-4	5	1,00	4		16,5
4-5	5	3,00	2		18,5
5-6	5	5,50		-0,5	18
6-7	5	5,50		-0,5	17,5
7-8	5	5,50		-0,5	17
8-9	5	3,50	1,5		18,5
9-10	5	3,50	1,5		20
10-11	5	6,00		-1	19
11-12	5	8,50		-3,5	15,5
12-13	5	8,50		-3,5	12
13-14	5	6,00		-1	11
14-15	5	5,00	0		11
15-16	5	5,00	0		11
16-17	5	3,50	1,5		12,5
17-18	5	3,50	1,5		14
18-19	0	6,00		-6	8
19-20	0	6,00		-6	2
20-21	0	6,00		-6	-4
21-22	0	3,00		-3	-7
22-23	5	2,00	3		-4
23-24	5	1,00		4	0
<i>Total</i>	100	100			

D'après le tableau (2.2) ci-dessus, les relations (2.1) et (2.2) on a :

- $P_{max\%} = |20| + |-7| = 27\%$
- $V_r = \frac{Q_{max.j} \cdot P_{max\%}}{100} = 225,99 \text{ m}^3$

Donc : $V_T = V_r + V_{inc} = 225,99 + 120 = 345,99 \text{ m}^3$.

La capacité du réservoir de Tiouririne existant est de 500 m^3 et à l'horizon future est de $345,99 \text{ m}^3$ donc il est suffisant pour satisfaire les besoins estimés à l'horizon projet.

Les résultats de calcul de diamètre du réservoir projeté et la hauteur d'incendie sont récapitulés dans le tableau (2.3) suivant :

Tableau (2.3) : Représentation de la capacité, de diamètre et de la hauteur d'incendie du réservoir projeté

Réservoir projeté	Capacité (m^3)	Diamètre (m)	H_{inc} (m)
Centre-ville du Tazmalt	500	12,61	0,98

2.11 Conclusion

L'étude a montré que le réservoir du Centre-ville de Tazmalt existant marque une insuffisance pour satisfaire les besoins du centre-ville de Tazmalt à l'horizon de 2053, pour cela on a envisagé de projeter un réservoir d'une capacité de 500 m^3 pour couvrir le manque d'alimentation en eau potable, par contre le réservoir de Tiouririne assure la satisfaction des besoins.

Chapitre 3

Adduction

3.1 Introduction

L'adduction d'eau potable comprend toutes les opérations de puisage et de transport de l'eau depuis la source d'approvisionnement jusqu'au lieu de stockage. Les réseaux d'adduction sont des techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites vers les réservoirs de stockage destinés à l'alimentation de la zone d'étude.

Dans ce chapitre nous procéderons au dimensionnement du réseau de transport d'eau vers la zone d'étude.

3.2 Description du schéma d'adduction

La zone d'étude sera alimentée à partir de deux forages (Figure (3.1)). La première conduite d'adduction est à partir du forage Assam projeté à une côte de 246 m, ce dernier refoule un débit de 40l/s avec une longueur de 1632 m vers le réservoir du centre-ville de Tazmalt d'une capacité de 300 m³ projeté à une côte de 308 m. La seconde conduite assure une adduction par refoulement du forage Iheddaden projeté à une côte de 246 m avec un débit de 25l/s sur une longueur 2097 m vers le réservoir existant de Tiouririne d'une capacité de 500 m³ à une côte de 347 m.

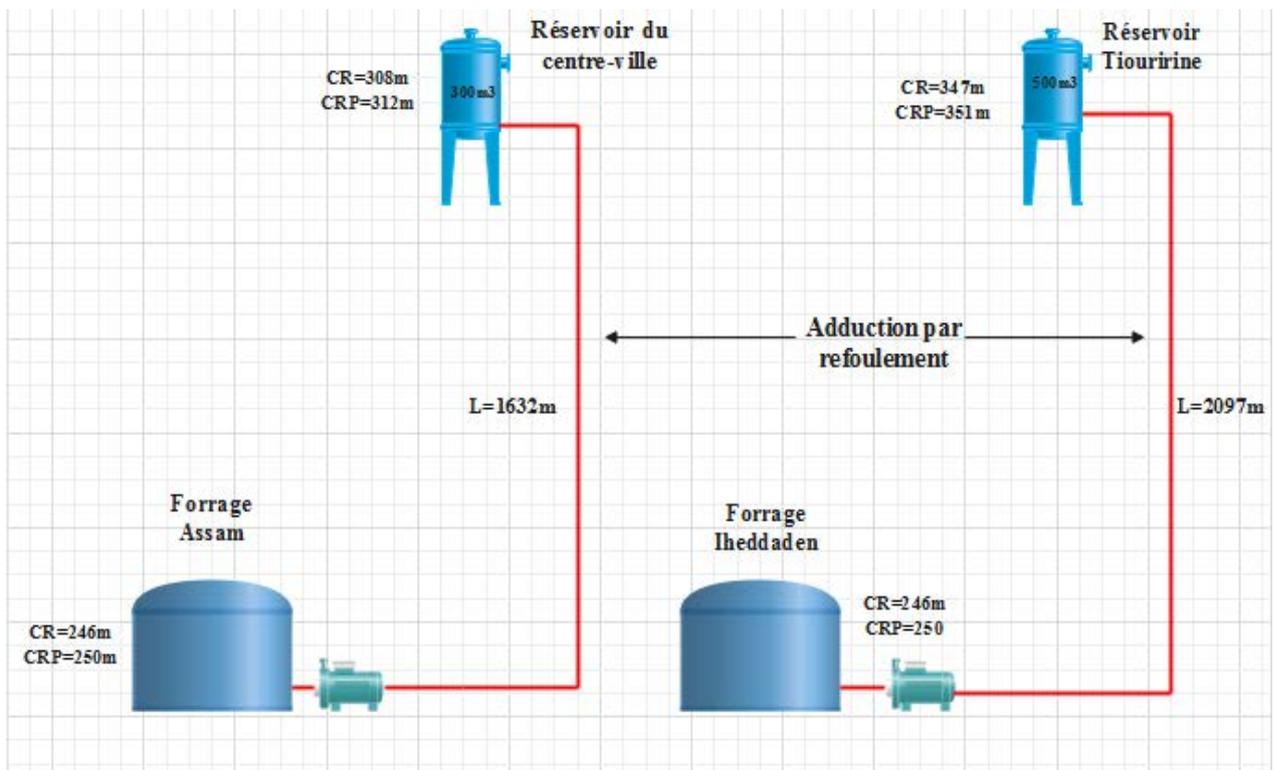


Figure (3.1) : Schéma d'adduction

3.3 Types d'adduction

Il existe trois types d'adduction :

- **Adduction gravitaire** : le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir, l'écoulement s'effectue sous l'effet de la pesanteur (Figure (3.2)).

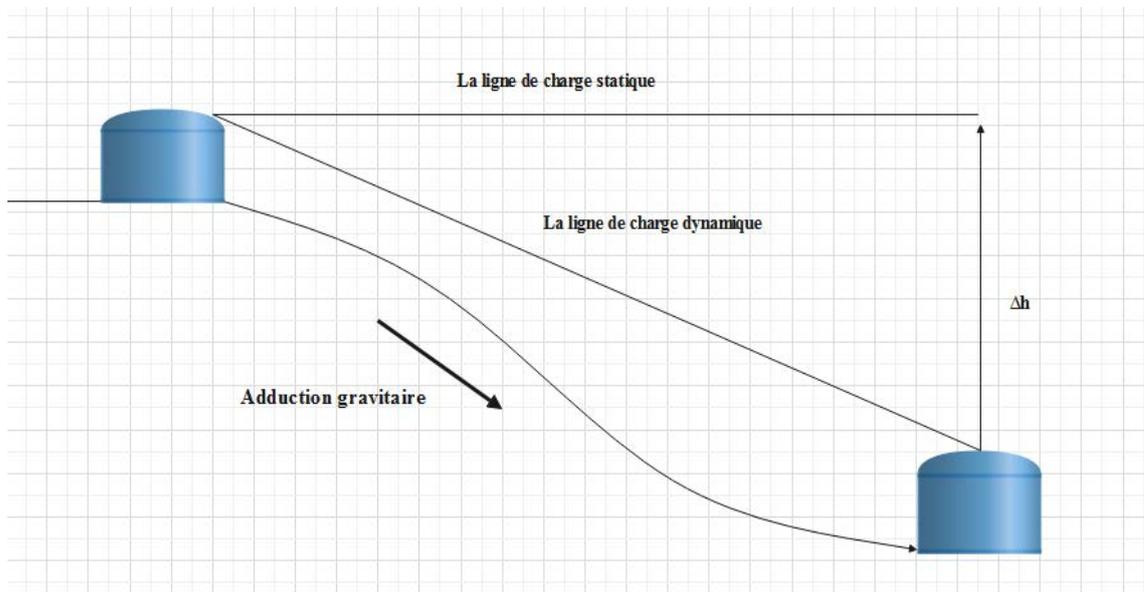


Figure (3.2) : Adduction gravitaire

- **Adduction par refoulement** : le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir, l'écoulement fait appel à une source d'énergie (Figure (3.3)).

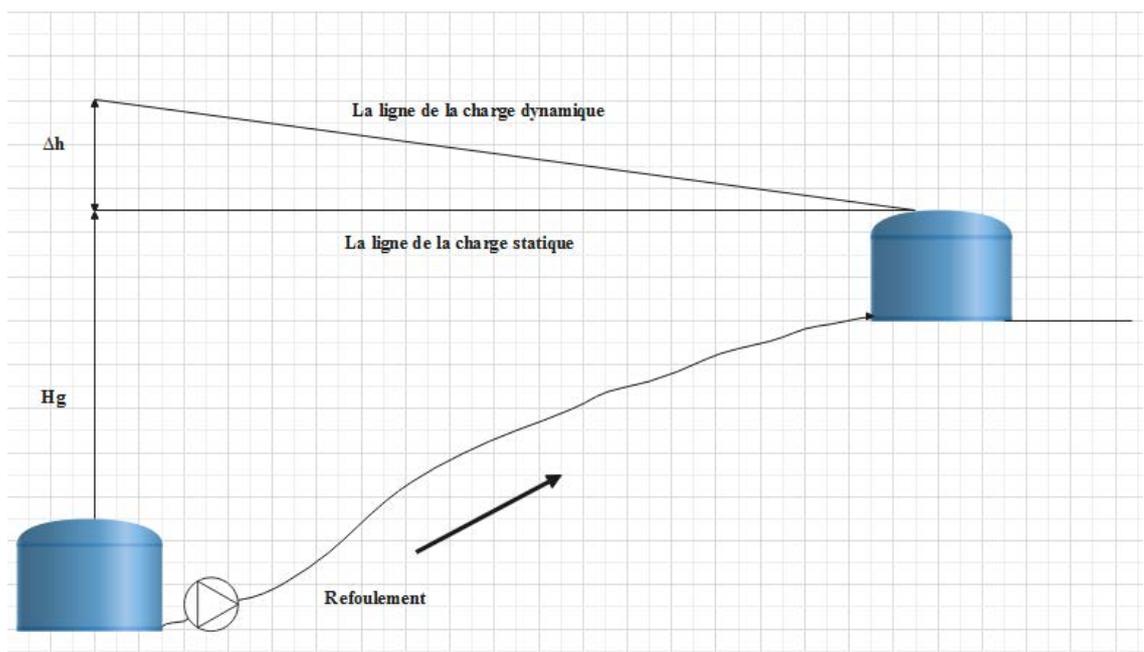


Figure (3.3) : Adduction par refoulement

- **Adduction mixte** : C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon (Figure (3.4)).

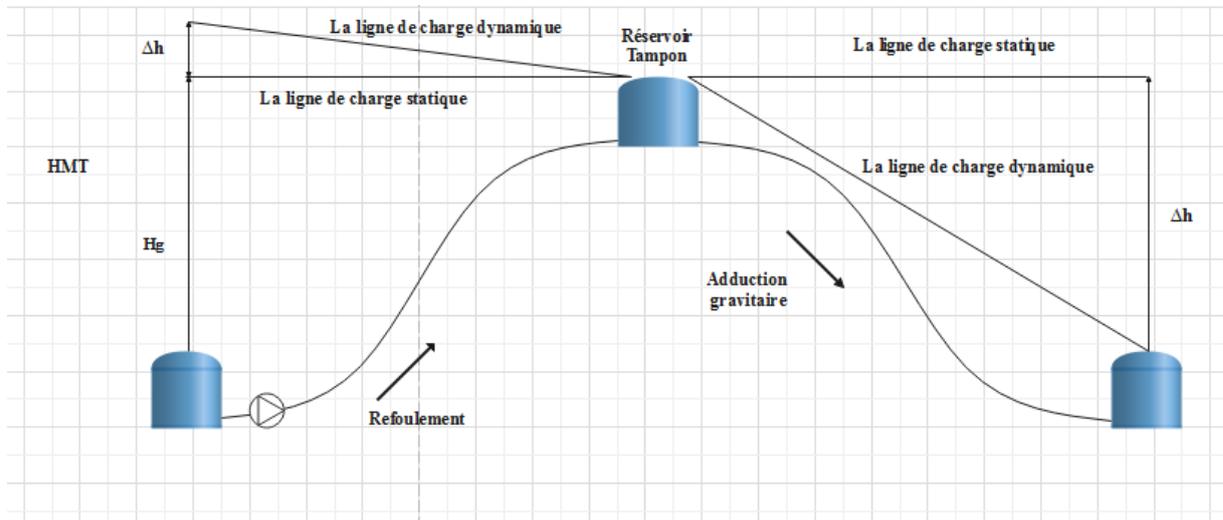


Figure (3.4) : Adduction mixte

3.4 Choix du tracé

Le choix du tracé est une procédure importante dans le dimensionnement des conduites d'adduction. Afin d'établir un bon schéma d'adduction, il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions qui sont [6] :

- Chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible ;
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et les vibrations de la canalisation au cours de la phase de surpression ;
- Suivre la voie routière pour faciliter la maintenance ;
- Éviter les traversées d'oueds, les zones marécageuses, les routes et les voies ferrées autant que possible.

3.5 Choix du type de conduites

Le choix du type de conduites dépendra des critères d'ordre technique et économique suivant [6] :

- Prix d'achat ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Pression à supporter ;

- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement ;
- Nature de terrain ;
- Longueur des conduites.

Parmi les matériaux utilisés dans le domaine de l'alimentation en eau potable on peut distinguer :

- Acier ;
- Fonte ;
- Béton ;
- Béton armé
- Béton précontraint ;
- PVC ;
- PEHD ;
- PEBD.

Pour le présent projet le choix s'est porté sur les conduites en PEHD (polyéthylène à haute densité).

3.6 Etude technico-économique des conduites

3.6.1 Calcul du diamètre

3.6.1.1 Cas de refoulement

On dispose de deux corrélations établies par **BRESS** et **BONNIN** [7], qui permettent l'approximation du diamètre économique :

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de BONNIN}) \quad (3.1)$$

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de BRESS}) \quad (3.2)$$

Avec :

- Q : débit véhiculé dans la conduite (m³/s).

On prendra tous les diamètres compris entre D-BRESS et D-BONNIN, mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0,5 m/set 1,5 m/s.

3.6.1.2 Cas gravitaire

Nous choisissons les diamètres pour lesquels la vitesse d'écoulement est comprise entre Vmin et Vmax tel que :

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{\min} \times \pi}} \quad (3.3)$$

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{\max} \times \pi}} \quad (3.4)$$

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 (m).

3.6.2 Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se détermine par la relation suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (3.5)$$

Avec :

- D : diamètre de la conduite en (m).

3.6.3 Calcul des pertes de charge

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction (Figure (3.5)) :

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

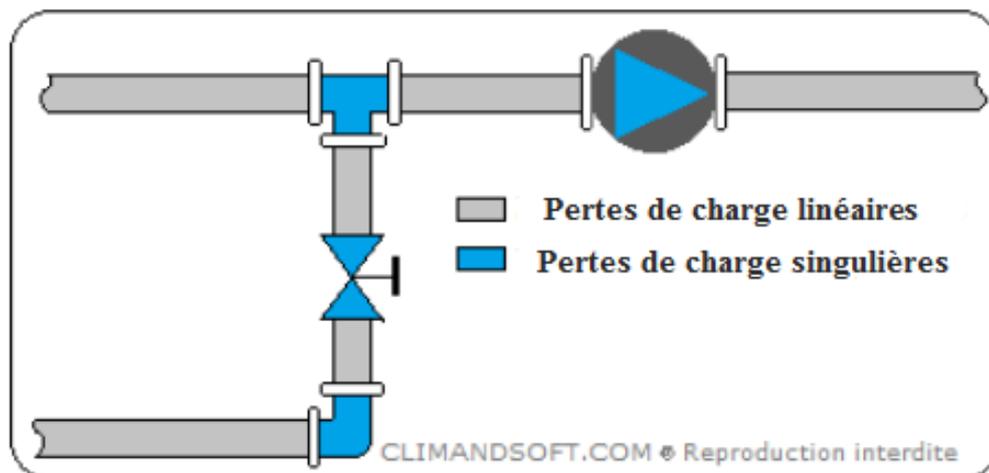


Figure (3.5) : Types de pertes de charge

3.6.3.1 Pertes de charge linéaires (ΔHL)

Les pertes de charge linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des canalisations, elles sont déterminées par la formule de Darcy-Weisbach [7] :

$$\Delta HL = \frac{\lambda \times L \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (3.6)$$

Avec :

- ΔH_L : Pertes de charge linéaires ;
- g : Accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$) ;
- L : Longueur de la conduite en (m) ;
- λ : Coefficient de pertes de charge (m).

Le coefficient de pertes de charge (coefficient de frottement de Darcy), il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de la rugosité des canalisations, il se détermine par les formules suivantes :

- Régime laminaire : $Re \leq 2000$

Il est donné par la loi de Hagen-poiseuille :

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (3.7)$$

- Régime turbulent rugueux : $2000 < Re < 3000$

Il est donné par la formule de Nikuradze :

$$\lambda = [1.14 - 0.86 \times \ln(\frac{K}{D})]^{-2} \quad (3.8)$$

- Régime transitoire : $Re \geq 3000$

Il est donné par la formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} - 2 \log \left(\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right) \quad (3.9)$$

D'où :

- K : rugosité absolue de la conduite, 0,15 mm pour les conduites en fonte ductile et 0,02 mm pour les conduites en PEHD ;
- Re : nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (3.10)$$

Avec :

- V : vitesse de l'eau (m/s) ;
- ν : viscosité cinématique de l'eau, $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à une température de 20°C .

3.6.3.2 Pertes de charge singulières (ΔH_S)

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction ou de section, ...etc. Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires. Donc les pertes de charge singulières sont :

$$\Delta H_S = 0,1 \times \Delta H_L \quad (3.11)$$

Avec :

- ΔH_S : Pertes de charge singulières (m) ;
- ΔH_L : Pertes de charge singulières (m).

3.6.3.3 Les pertes de charge totales

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad (3.12)$$

Avec :

- ΔH_T : Pertes de charge totales (m) ;
- ΔH_L : Pertes de charge linéaires (m) ;
- ΔH_S : Pertes de charge singulières (m).

3.6.4 Calcul hydraulique

3.6.4.1 Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt)

Elle est définie comme étant la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge, elle est donnée par la formule suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta H \quad (3.13)$$

Avec :

- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- ΔH : Pertes de charge.

3.6.4.2 Calcul de la puissance absorbée par la pompe (Pa)

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée d'après la formule suivante :

$$P_a = \frac{\rho \times g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (3.14)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée (watt)
- η : Rendement de la station de pompage (%), on prend $\eta = 75$ %.

3.6.4.3 Calcul de l'énergie consommée par la pompe (E)

L'énergie consommée par la pompe tout au long d'une année est le produit de la puissance de pompage par le nombre d'heures de pompage par jour par le nombre du jour d'une année.

$$E = P_a \times t_p \times 365 \quad (3.15)$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- t_p : Temps de pompage par jour ($t_p = 20$ h).

3.6.4.4 Calcul des frais d'exploitation (F_{exp})

Ils sont calculés comme suit :

$$F_{exp} = E \times e_u \quad (3.16)$$

Avec :

- e_u : Prix unitaire du KWh, fixé par SONELGAZ (4,67 DA).

3.6.4.5 Calcul des frais d'amortissement (F_{am})

Ils sont calculés comme suit :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (3.17)$$

Avec :

- P_u : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- A : Amortissement annuel :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (3.18)$$

Avec :

- i : Taux d'annuité, 8% en Algérie ;
- n : Nombre d'année d'amortissement (n = 30 ans).

D'où :

$$A = 0,08 / (1 + 0,08)^{30} - 1 + 0,08 = 0,0881 = 8,88\%.$$

3.6.4.6 Calcul du bilan Bl

Il est calculé comme suit :

$$Bl = F_{am} + F_{exp} \quad (3.19)$$

3.7 Dimensionnement de l'adduction par refoulement

3.7.1 Tronçon forage Assam- Réservoir du centre-ville de Tazmalt

Les caractéristiques de ce tronçon sont :

- Q = 0,033 m³/s
- L = 1632 m

- Hg = CTP (Réservoir centre-ville) – CR (forage Assam) = 308- 246 = 62 m

- Diamètre (**BONNIN**) :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,033} = 0,18\text{m}$$

- Diamètre (**BRESS**) :

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} = 1,5 \times \sqrt{0,033} = 0,27\text{m}$$

Les diamètres normalisés pour le PEHD PN16 sont : 200, 250, et 315mm.

3.7.1.1 Calcul de la hauteur manométrique totale (forage Assam – Réservoir du centre-ville de Tazmalt)

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (3.1) suivant :

Tableau (3.1) : Calcul de la Hmt du tronçon forage Assam – Réservoir centre-ville de Tazmalt

D ext (m)	D int (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
0,200	0,1636	0,033	1,57	256957,314	1632	0,0214	26,9553	29,65	91,65
0,250	0,2046	0,033	1,00	205465,379	1632	0,0189	7,7521	8,53	70,53
0,315	0,2578	0,033	0,63	163065,231	1632	0,0167	2,1578	2,37	64,37

3.7.2 Calcul des frais d'exploitation (forage Assam – Réservoir du centre-ville de Tazmalt)

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.2) ci-dessous :

Tableau (3.2) : Calcul des frais d'exploitation (forage Assam– Réservoir du centre-ville de Tazmalt)

D ext (m)	D int (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	Pa (Kw)	E (Kw h)	e_u (DA)	F exp (DA)
0,200	0,1636	0,033	91,65	39,55	288726,88	4,67	1348646,764
0,250	0,2046	0,033	70,53	30,44	222229,84	4,67	1037813,399
0,315	0,2578	0,033	64,37	27,78	202839,62	4,67	947261,0586

3.7.2.1 Calcul des frais d'amortissement (forage Assam – Réservoir du centre-ville de Tazmalt)

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.3) ci-dessous :

Tableau (3.3) : Calcul des frais d'amortissement (forage Assam– Réservoir du centre-ville de Tazmalt)

D ext (m)	D int (m)	Pu (Annexe 2) (DA)	L (m)	A	Fam (DA)
0,200	0,1636	3016,17	1632	0,089	438092,66
0,250	0,2046	4666,52	1632	0,089	677802,697
0,315	0,2578	7166,95	1632	0,089	1040985,15

3.7.2.2 Calcul du bilan (forage Assam – Réservoir du centre-ville de Tazmalt)

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.4) ci-dessous :

Tableau (3.4) : Calcul du bilan (forage Assam – Réservoir du centre-ville de Tazmalt)

D ext (m)	D int (m)	V (m/s)	Fexp DA	F am DA	B _L DA
0,200	0,1636	1,57	1348646,764	438092,66	1786739,424
0,250	0,2046	1,00	1037813,399	677802,697	1715616,096
0,315	0,2578	0,63	947261,0586	1040985,15	1988246,212

D'après le bilan le diamètre économique est celui de 250 mm, avec un bilan minimal de 1715616,096 DA et une vitesse de 1,00 m/s.

3.7.3 Tronçon forage Iheddaden - Réservoir de Tiouririne

Les caractéristiques de ce tronçon sont :

- $Q = 0,012\text{m}^3/\text{s}$
- $L = 2097\text{ m}$
- $H_g = \text{CTP (Réservoir Tiouririne)} - \text{CR (forage Iheddaden)} = 347 - 246 = 101\text{ m}$
- Diamètre (**BONNIN**) :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,012} = 0,11\text{m}$$

- Diamètre (**BRESS**) :

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} = 1,5 \times \sqrt{0,012} = 0,17\text{m}$$

Les diamètres normalisés pour le PEHD PN16 sont : 110, 125, 160 et 200mm.

3.7.3.1 Calcul de la hauteur manométrique totale (forage Iheddaden– Réservoir de Tiouririne)

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.5) ci-dessous :

Tableau (3.5) : Calcul de la Hmt du tronçon forage Iheddaden – Réservoir de Tiouririne

D ext (m)	D int (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
0,110	0,0900	0,012	1,89	169851,380	2097	0.0315	133.56	146.91	247.91
0,125	0,1022	0,012	1,46	149575,579	2097	0.0288	64.69	71.16	172.16
0,160	0,1308	0,012	0,89	116870,216	2097	0.0245	16.03	17.64	118.64
0,200	0,1636	0,012	0,57	93439,023	2097	0.0215	4.58	5.04	106.04

3.7.3.1 Calcul des frais d'exploitation (forage Iheddaden – Réservoir de Tiouririne)

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.6) ci-dessous :

Tableau (3.6) : Calcul des frais d'exploitation (forage Iheddaden– Réservoir de Tiouririne)

D ext (m)	D int (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	Pa (Kw)	E (Kw h)	e_u (DA)	F exp (DA)
0,110	0,0900	0,012	247.91	38,9135022	284068,5658	4,67	1326600,20
0,125	0,1022	0,012	172.16	27,0234685	197271,3200	4,67	921257,06
0,160	0,1308	0,012	118.64	18,6221720	135941,8555	4,67	634848,46
0,200	0,1636	0,012	106.04	16,6453480	121511,0405	4,67	567456,55

3.7.3.2 Calcul des frais d'amortissement (forage Iheddaden – Réservoir de Tiouririne)

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.7) ci-dessous :

Tableau (3.7) : Calcul des frais d'amortissement (forage Iheddaden– Réservoir de Tiouririne)

D ext (m)	D int (m)	Pu (Annexe 2) (DA)	L (m)	A	Fam (DA)
0,110	0,0900	916,21	2097	0,089	170995,02
0,125	0,1022	1175,17	2097	0,089	219325,50
0,160	0,1308	1920,67	2097	0,089	358460,40
0,200	0,1636	3016,17	2097	0,089	562916,85

3.7.3.3 Calcul du bilan (forage Iheddaden – Réservoir de Tiouririne)

Les résultats sont donnés dans le tableau (3.8) ci-dessous :

Tableau (3.8) : Calcul du bilan (forage Iheddaden – Réservoir de Tiouririne)

D ext (m)	D int (m)	V (m/s)	F exp DA	F am DA	B _L DA
0,110	0,0900	1,89	1326600,20	170995,02	1497595,22
0,125	0,1022	1,46	921257,06	219325,50	1140582,56
0,160	0,1308	0,89	634848,46	358460,40	993308,86
0,200	0,1636	0,57	567456,55	562916,85	1130373,41

D'après le bilan le diamètre économique est celui de 160 mm, avec un bilan minimal de 993308,86 DA et une vitesse de 0,89 m/s.

- La récapitulation des diamètres calculés et du type de matériau choisi pour les différents tronçons de l'adduction étudiée, est donnée dans le tableau (3.9) ci-après.

Tableau (3.9) : Diamètres calculés, pression nominale et matériau choisi pour les conduites de l'adduction étudié

Tronçon	Type d'adduction	Diamètre (mm)	Pression nominale (bar)	matériau
Forage Assam-Réservoir du centre-ville de Tazmalt	Refoulement	250	16	PEHD
Forage Iheddaden - Réservoir Tiouririne		160	16	PEHD

Le schéma général de l'adduction étudiée, avec ses caractéristiques, est donné dans la figure (3.6) ci-après.

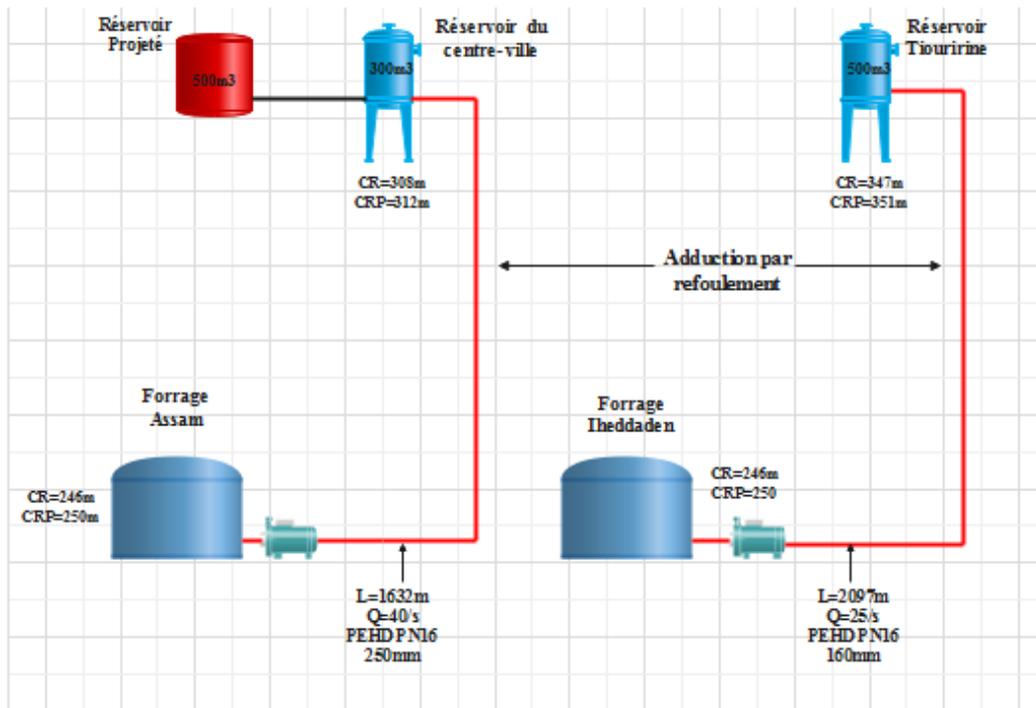


Figure (3.6) : Schéma général de l'adduction étudiée

3.8 Conclusion

L'étude technico-économique nous a permis de dimensionner les deux conduites d'adduction (refoulement). Le choix définitif des diamètres s'est fait sur la base de cette étude pour assurer une perte de charge et une vitesse acceptables avec un bilan moins coûteux. Le matériau choisi est le PEHD avec une pression nominale de 16 bars pour les deux tronçons. Les diamètres calculés sont 250mm et 160mm. À présent, il est nécessaire de choisir les pompes qui dépendent aux conditions d'exploitation désirées.

Chapitre 4

Pompes et coup de bélier

4.1 Introduction

Après avoir terminé l'étude de la partie adduction et d'après la topographie de la région étudiée, la position des deux sources d'alimentation ne peut pas permettre à l'eau de s'écouler par gravité. Pour cela, il est nécessaire d'installer des pompes le long de la chaîne d'adduction pour refouler l'eau jusqu'au réservoir de distribution, et il est recommandé de prendre des mesures de protection lors de la réalisation des réseaux d'eau potable.

Ce chapitre a pour but le choix des pompes, d'une part l'étude de leurs caractéristiques hydrauliques adaptées aux exigences du projet, d'autre part étudier le phénomène du coup de bélier et parler de la protection des conduites qui doit être envisagée pour lutter contre ce phénomène.

4.2 La pompe

Chez l'être humain, le cœur occupe un rôle de très grande importance qui est de faire circuler le sang dans tout l'organisme. Dans un circuit hydraulique, la pompe joue le rôle d'un cœur aussi, elle sert à déplacer les liquides d'une région de basse pression vers une région à haute pression, en convertissant l'énergie mécanique en énergie hydraulique. Son fonctionnement consiste à produire une différence de pression entre la région d'aspiration et la région de refoulement.

4.2.1 Classification des pompes

Il existe une grande variété des types de pompes. Elles peuvent être classées comme suit [10] :

4.2.1.1 Les pompes volumétriques

Les pompes volumétriques ou pompes à déplacement positif sont des pompes dans lesquelles le déplacement du liquide du point de l'aspiration vers le point de refoulement se fait par variation du volume. On distingue deux types :

- Les pompes alternatives,
- Les pompes rotatives.

4.2.1.2 Les turbopompes

Une turbopompe est une machine roto-dynamique qui consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement au moyen de l'élément actif de la pompe appelé « la roue », c'est le type le plus couramment utilisé. Selon la classification basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur de la pompe, on distingue trois types (Figure (4.1)) :

4.2.1.3 Les pompes centrifuges

Le fluide pompé est aspiré axialement dans la pompe, puis refoulé radialement. Ce type de pompes est utilisé pour le cas d'une hauteur d'élévation importante (plusieurs dizaines de mètres). Pour cette étude, les pompes utilisées sont des pompes centrifuges immergées.

4.2.1.4 Les pompes hélices

Le fluide pompé est aspiré et refoulé axialement. Ces pompes refoulent à des hauteurs réduites (quelques mètres) de très hauts débits (plusieurs centaines de litres à la seconde).

4.2.1.5 Les pompes hélico-centrifuges

Le fluide pompé est refoulé dans une direction intermédiaire entre la direction axiale et la direction radiale. La pompe hélico-centrifuge convient pour l'irrigation par pompage car elle constitue une solution optimale permettant d'une part, d'éviter l'inconvénient de la Hmt réduite d'une pompe hélice, et d'autre part, avoir un débit supérieur à celui fourni par une pompe centrifuge.

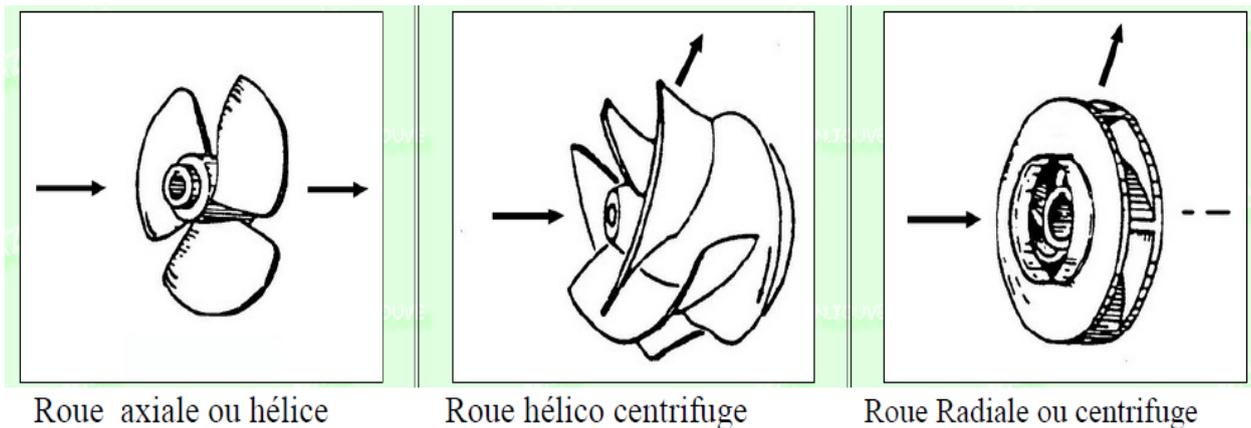


Figure (4.1) : Les trois types de turbopompes [10]

4.2.2 Le choix de la pompe

Le choix du type de pompe repose sur plusieurs critères, à savoir :

- Le débit et la hauteur manométrique requis ;
- Haute efficacité, faible puissance absorbée ;
- Vérifier l'absence de cavitation ;
- Une vitesse de rotation maximale ;
- Le rendement et le point de fonctionnement optimal.

4.2.3 Couplage des pompes

Dans certains cas, la hauteur manométrique totale et le débit appelé ne sont pas satisfaits par une seule pompe, il faut alors utiliser un couplage de pompes. Les pompes peuvent être couplées en parallèle ou en série.

4.2.3.1 Couplage en parallèle

Ce couplage (Figure (4.2)) est utilisé pour augmenter le débit avec la même hauteur de refoulement, dans ce cas on a :

- Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur commun ;
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

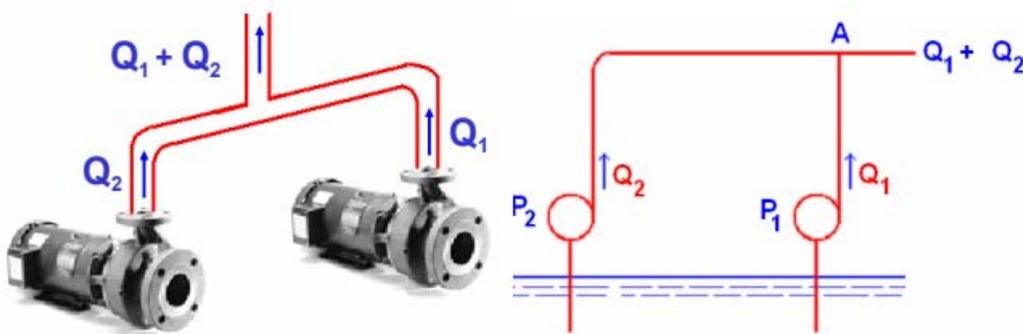


Figure (4.2) : Couplage en parallèle [10]

4.2.3.2 Couplage en série

Ce couplage (Figure (4.3)) est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante, dans ce cas :

- Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde ;
- Le même débit traverse chaque pompe et les hauteurs d'élévation produites par chaque une s'ajoutent.

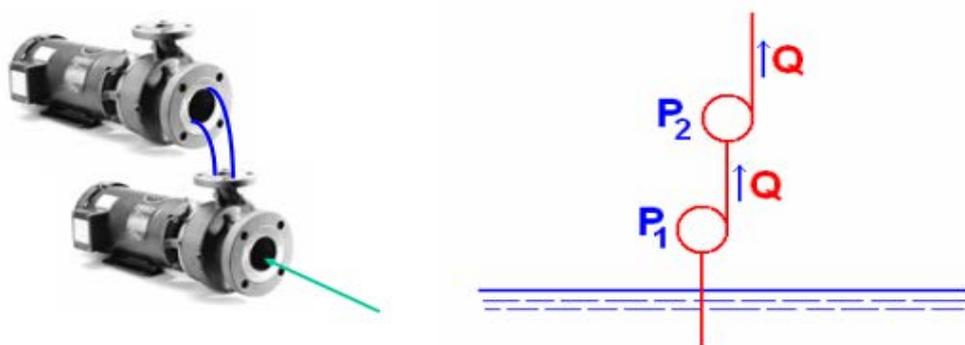


Figure (4.3) : Couplage en série [10]

4.2.4 Les pompes immergées

Une pompe immergée est généralement une pompe centrifuge, également appelée pompe submersible, elle est un dispositif conçu pour être entièrement submergé dans un liquide, généralement de l'eau. Contrairement aux pompes traditionnelles, une pompe immergée est conçue pour fonctionner lorsqu'elle est immergée dans le fluide à pomper. Elle est souvent utilisée pour l'approvisionnement en eau dans les puits profonds, les forages, les lacs ou les rivières. Les pompes immergées sont appréciées pour leur efficacité énergétique et leur capacité à fonctionner silencieusement. Elles sont souvent utilisées dans les applications où il est nécessaire de pomper de grandes quantités de liquide sur de longues distances ou de grandes profondeurs.

4.2.4.1 Composition d'une pompe immergée

Une pompe immergée est composée de plusieurs éléments essentiels qui lui permettent de fonctionner efficacement lorsqu'elle est submergée dans un liquide. Voici les principales composantes d'une pompe immergée (Figure (4.4)) [11] :

- Corps de la pompe : Le corps de la pompe est généralement en acier inoxydable ou en fonte pour assurer une bonne résistance à la corrosion et à l'usure. Il abrite les différentes parties internes de la pompe.
- Moteur électrique : Le moteur électrique est le cœur de la pompe immergée. Il est conçu pour fonctionner sous l'eau et est hermétiquement scellé pour empêcher l'eau de pénétrer à l'intérieur. Le moteur est alimenté en électricité et entraîne le rotor qui actionne les roues à aubes.
- Rotor et roues à aubes : Le rotor est l'élément rotatif du moteur. Il est relié aux roues à aubes qui créent un mouvement de rotation pour aspirer et éjecter le liquide. Les roues à aubes sont généralement en plastique ou en acier inoxydable et sont conçues pour fournir une pression et un débit appropriés.
- Corps de refoulement : Le corps de refoulement est une partie de la pompe qui permet à l'eau de sortir de la pompe une fois qu'elle a été aspirée. Il est équipé d'une sortie où un tuyau ou une conduite est connecté pour acheminer l'eau vers sa destination finale.
- Grille d'aspiration : La grille d'aspiration est une protection située à l'entrée de la pompe. Elle est conçue pour empêcher les gros débris ou les particules solides d'entrer dans la pompe et de l'endommager. Elle est généralement munie de petits trous pour permettre le passage de l'eau.

- Câble d'alimentation : La pompe immergée est connectée à une source d'alimentation électrique à travers un câble d'alimentation spécifique. Le câble est conçu pour être étanche et résistant à l'eau pour garantir la sécurité électrique lorsqu'il est immergé.

Ces composants varient en fonction du modèle et de la capacité de la pompe immergée, mais ces éléments de base se retrouvent dans la plupart des pompes submersibles.

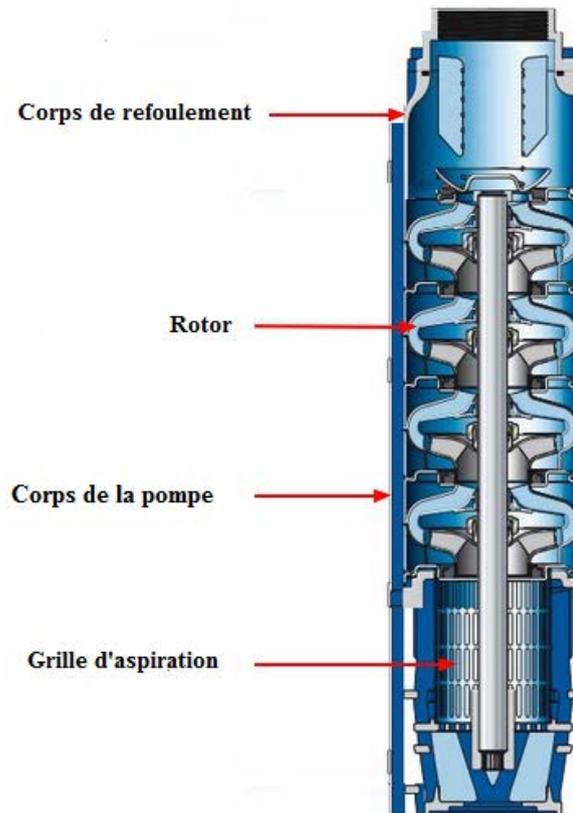


Figure (4.4) : Composition d'une pompe immergée [11]

4.2.4.2 Principe de fonctionnement d'une pompe immergée

Lorsque le moteur de la pompe immergée est activé, l'unité de pompage commence à aspirer l'eau à travers la crépine d'aspiration et à la pousser vers le haut à travers un tuyau de refoulement. La pression créée par la pompe permet de transporter l'eau à la surface ou vers un système de distribution.

4.2.5 Caractéristiques hydrauliques des pompes

Les caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges sont :

4.2.5.1 Débit de pompage (Q)

C'est le volume qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps, il s'exprime-en (l/s).

4.2.5.2 Vitesse de rotation (N)

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/mn).

4.2.5.3 Hauteur manométrique totale (H_{mt})

Elle est obtenue en ajoutant la hauteur géométrique aux pertes de charge à l'aspiration et de refoulement, il s'exprime en (m). Cette hauteur est donnée comme suit :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \quad (4.1)$$

Avec :

- ΔH_a : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- ΔH_r : Pertes de charge au refoulement en (m) ;
- H_g : La hauteur géométrique de refoulement en (m) ;

4.2.5.4 Puissance absorbée par la pompe (P_a)

C'est la puissance disponible au niveau de l'ordre d'entraînement de la roue de la pompe notée par (P_a), unité de mesure (Kw).

$$P_a = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta} \quad (4.2)$$

Avec :

- P_a : Puissance totale consommée par la pompe (KW) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- Q : Débit refoulé par la pompe (m^3/s) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- η : Rendement total de l'installation.

4.2.5.5 Puissance utile (P_u)

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, elle est exprimée par la formule suivante :

$$P_u = g \times H_{mt} \times Q \quad (4.3)$$

4.2.5.6 Rendement (η)

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée P_a . Il est calculé comme suit :

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (4.4)$$

4.2.6 Les courbes caractéristiques d'une pompe

Les courbes qui caractérisent les pompes centrifuges et expriment leurs performances, sont les suivantes (Figure (4.5)) :

4.2.6.1 La courbe débit - hauteur ($H = f(Q)$)

Elle présente les variations de la hauteur manométrique totale d'élévation susceptible d'être fournie par la pompe en fonction du débit Q . Ces courbes sont sensiblement des paraboles.

4.2.6.2 La courbe rendement - débit ($\eta = f(Q)$)

Cette courbe exprime les variations des rendements en fonction du débit.

4.2.6.3 La courbe des puissances absorbées - débit ($Pa = f(Q)$)

Cette courbe exprime les variations de la puissance absorbée par la pompe en fonction du débit.

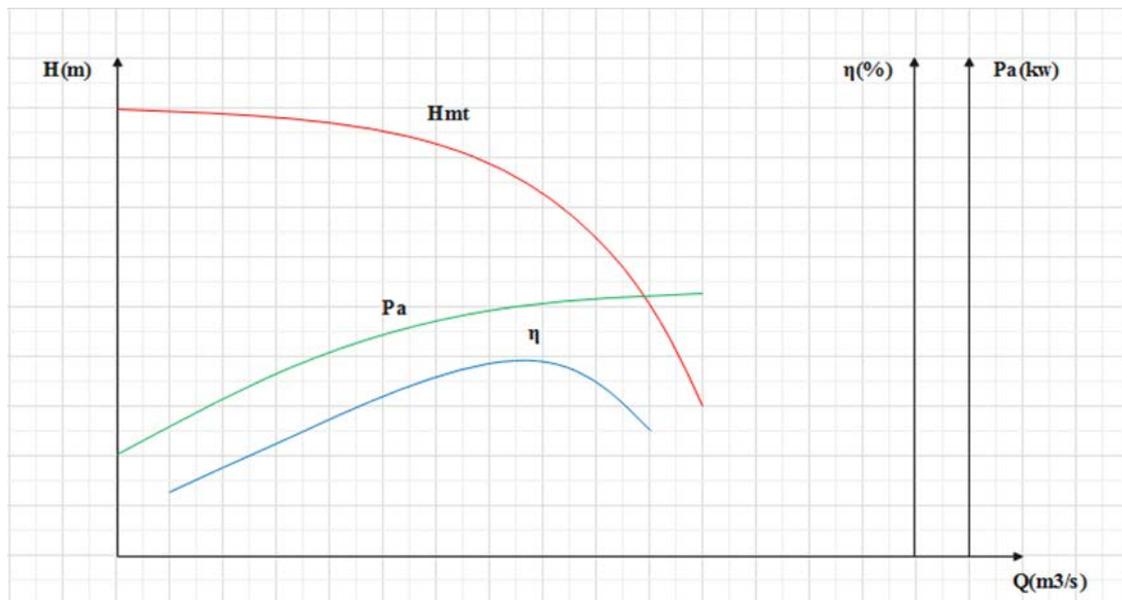


Figure (4.5) : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

4.2.7 Le point de fonctionnement d'une pompe

Il est défini comme étant le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe $H_p = f(Q)$ avec la courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$.

L'intersection au point $p(Q, H)$ de ces deux courbes sera le point de fonctionnement de la pompe qu'on aurait choisi (Figure (4.6)).

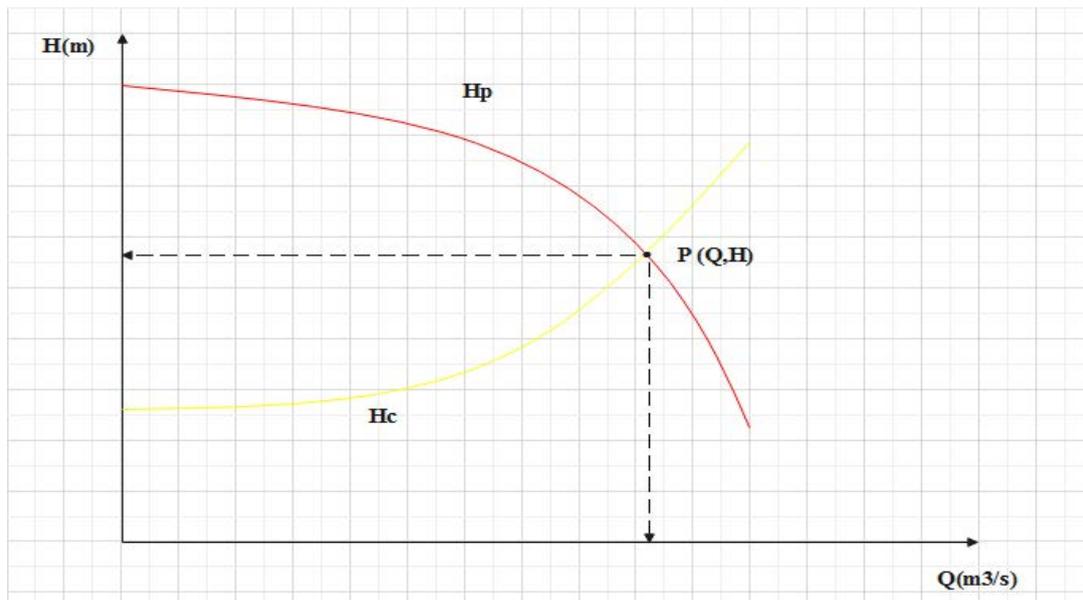


Figure (4.6) : Le point de fonctionnement d'une pompe

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, dans ce cas la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon, on sera dans l'obligation de porter des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement qui sont [6] :

- Modification du temps de pompage ;
- Le vannage ;
- Le rognage ;
- Variation de la vitesse de rotation de la pompe.

4.2.7.1 Première variante : modification du temps de pompage

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement (P) et on va changer le temps de pompage pour avoir le volume désiré. Ce temps se calcule comme suit :

$$T' = \frac{Q}{Q'} * T \quad (4.5)$$

Avec :

- T : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;
- T' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;
- Q' : débit appelé correspondant au temps de fonctionnement T ;
- Q : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{g \cdot Q' \cdot H'}{\eta} \quad (4.6)$$

4.2.7.2 Deuxième variante : Le vannage

Il consiste à créer des pertes de charge supplémentaires afin d'obtenir la hauteur correspondante au point de fonctionnement de la pompe. La puissance absorbée par la pompe est donnée par [9] :

$$Pa = \frac{g \cdot Q' \cdot H}{\eta} \quad (4.7)$$

Où :

$$\mathbf{H'} = \mathbf{H_1 + h} \quad (4.8)$$

Avec :

- h : Perte de charge engendrée par le vannage (m) ;
- H₁ : La hauteur manométrique du point désiré (m) ;
- H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m).

4.2.7.3 Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage d'une pompe est le changement du diamètre extérieur de sa roue en gardant la même vitesse de rotation N et cela pour faire passer la courbe (H = f(Q)) de la pompe par le point désiré.

On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q}{Q'}\right)^{1/2} = \left(\frac{H}{H'}\right)^{1/2} = \frac{D}{D'} \quad (4.9)$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage ;
- D : Diamètre de la roue avant le rognage (m) ;
- D' : Diamètre de la roue après le rognage (m).

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$\mathbf{r = (1-m) \times 100 (\%)} \quad (4.10)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$Pa = \frac{g \cdot Q \cdot H}{\eta} \quad (4.10)$$

4.2.7.4 Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

La diminution de la vitesse de rotation entraîne la diminution du débit ainsi que la puissance absorbée. On trace la courbe iso-rendement ($H = aQ^2$) qui passe par l'origine et par le point P1 (Q_1, H_1) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q_3, H_3) [9]. La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N * \frac{Q_1}{Q_3} \quad (4.11)$$

Avec :

- N' : la nouvelle vitesse de rotation (Tr/min).

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$Pa = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta} \quad (4.12)$$

4.2.8 Phénomène de cavitation

La cavitation est la formation et l'implosion rapides de bulles d'air dans l'eau lorsque celle-ci circule à travers la pompe. La cavitation est un phénomène causé par l'eau bouillante. L'eau peut bouillir car la pression diminue localement. Cependant, ce n'est pas l'ébullition qui endommage la pompe. C'est quand l'eau passe de l'état de vapeur à celui de liquide que les dégâts surviennent. La cavitation est un problème important qui doit être surveillé lorsque l'on travaille avec des pompes. Cela peut être dévastateur pour les pompes. Les Effets de la cavitation sont :

- La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte ;
- Implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue ;
- Vibration anormales ;
- Bruit anormal (pompage de caillou) ;
- Destruction de garniture d'étanchéité suite aux vibrations ;
- Arrachement de matière dans la zone d'implosion ;
- Chute du débit pompé lors de l'apparition du phénomène de cavitation.

Pour éviter la cavitation dans le fonctionnement de la pompe, il faut vérifier la condition suivante :

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (4.13)$$

Le $NPSH_r$: est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation. Le $NPSH_r$ dépend de :

- Type de la pompe ;
- Point de fonctionnement.

Le $NPSHd$: est une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter l'évaporation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

- Pour une alimentation en charge :

$$NPSHd = \frac{P_o}{\rho * g} + Ha - (\Delta Ha + Tv) \quad (4.14)$$

- Pour une alimentation en dépression :

$$NPSHr = \frac{P_o}{\rho * g} - Ha - (\Delta Ha + Tv) \quad (4.15)$$

Où :

$$\frac{P_o}{\rho * g} = Patm - 0,0012 \times Z \quad (4.16)$$

Avec :

- Ha : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- P_o : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- ΔH_a : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- Z : Altitude du plan d'aspiration ;
- Tv : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans le tableau (4.1), dans la présente étude on prend $T = 20^\circ C$.

Tableau (4.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température [12]

$T^\circ (C)$	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
$T_v (m)$	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	0,126	2,03	4,1	4,8	10,3

4.2.9 Choix du type de pompe

Pour le choix des pompes nous utiliserons le catalogue numérique Caprari. Pour cela, il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tout ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement.

4.2.9.1 La pompe 1 (Forage Assam)

- *Caractéristiques de la conduite (Forage Assam – Réservoir centre-ville Tazmalt)*

Les caractéristiques sont :

- $Q = 33 \text{ l/s}$
- $H_g = 62 \text{ m}$
- $H_{mt} = 70,53 \text{ m}$
- $L = 1632 \text{ m}$

➤ **Caractéristiques de la pompe**

À partir du catalogue numérique Caprari, on opte pour une pompe immergée semi-axiale de type (E9S55/4M + MCH640) avec les caractéristiques suivantes :

- $Q = 33 \text{ l/s}$
- $H_{mt} = 70,3 \text{ m}$
- $P_a = 28,6 \text{ Kw}$
- $\eta = 79 \%$
- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $NPSH_r = 5,04 \text{ m}$

Les caractéristiques de cette pompe sont présentées dans la figure (4.7) :

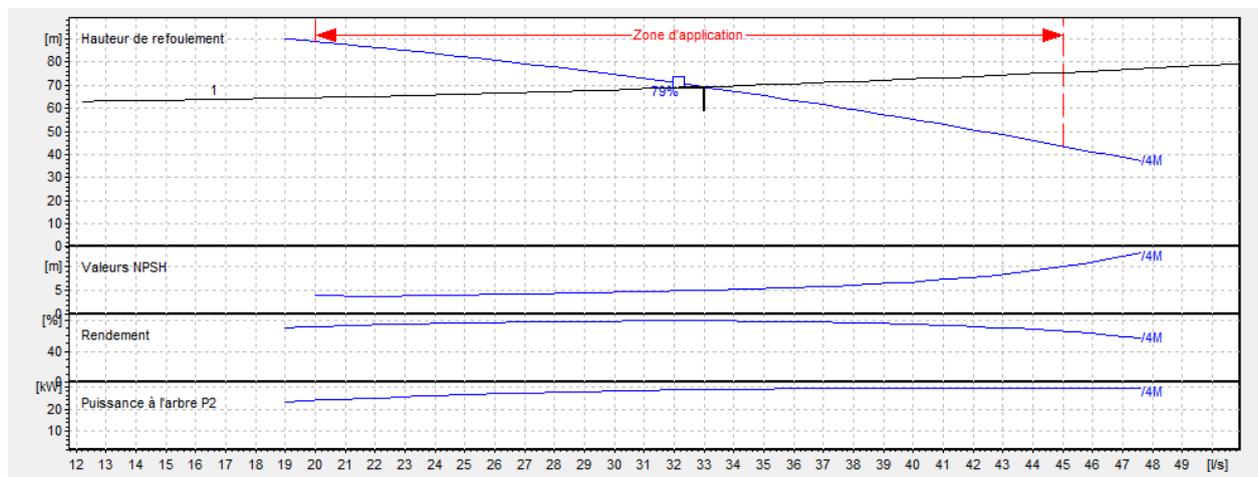


Figure (4.7) : Courbes caractéristiques de la pompe 1 (Forage Assam)

D'après la figure (4.7) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (33 l/s ; $70,3 \text{ m}$) correspond avec le point désiré (33 l/s ; $70,5 \text{ m}$). Donc cette pompe ne nécessite pas une modification.

➤ **Etude de la cavitation**

On a :

$$NPSH_r = 5,04 \text{ m}$$

et $H_a=0\text{m}$; $\Delta H_a = 0\text{m}$

En appliquant la relation (4.14), on aura :

$$NPSH_d = 10,33 + 0 - (0 + 0,24) = 10,09 \text{ m}$$

D'où : $NPSH_d > NPSH_r$, donc la pompe ne cavite pas.

4.2.9.2 La pompe 2 (Forage Iheddaden)

➤ **Caractéristiques de la conduite (Forage Iheddaden – Réservoir Tiouririne)**

Elles sont comme suit :

- $Q = 12 \text{ l/s}$
- $H_g = 101 \text{ m}$
- $H_{mt} = 118,64 \text{ m}$
- $L = 2097\text{m}$

➤ **Caractéristiques de la pompe**

À partir du catalogue numérique Caprari, on opte pour une pompe immergée semi-axiale de type (E6S64/11A + MCH630), ses caractéristiques sont :

- $Q = 11,9 \text{ l/s}$
- $H_{mt} = 118 \text{ m}$
- $P_a = 18,8 \text{ Kw}$
- $\eta = 73,1 \%$
- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $NPSH_r = 4,01 \text{ m}$

Les caractéristiques de cette pompe sont présentées dans la Figure (4.8) :

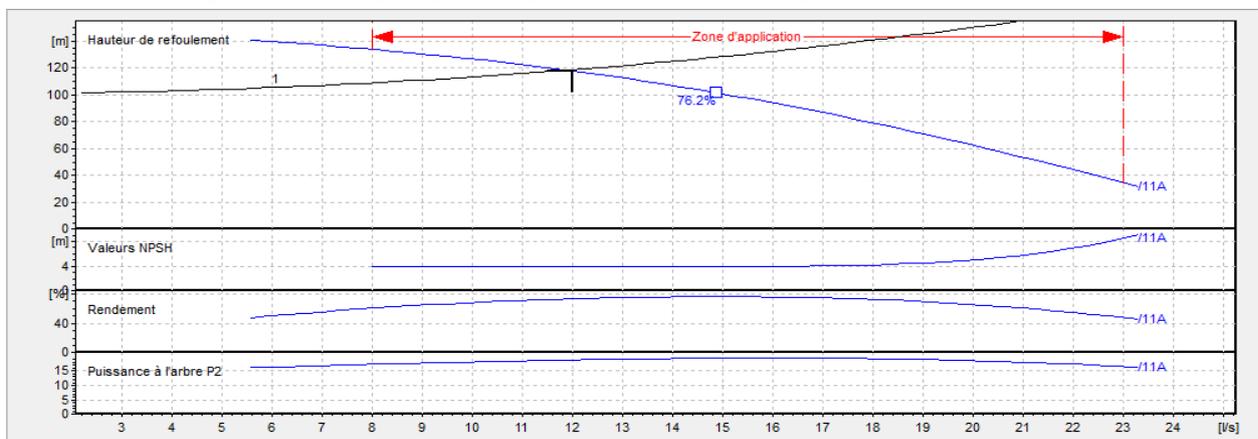


Figure (4.8) : Courbes caractéristiques de la pompe 2 (Forage Iheddaden)

D'après la figure (4.8) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (11,9 l/s ; 118 m) correspond avec le point désiré (12 l/s ; 118,64 m). Donc cette pompe ne nécessite pas une modification.

➤ **Etude de la cavitation**

On a :

$$NPSH_r = 4,51 \text{ m}$$

$$\text{et } H_a = 0 \text{ m ; } \Delta H_a = 0 \text{ m}$$

En appliquant la relation (4.13), on aura :

$$NPSH_d = 10,33 + 0 - (0 + 0,24) = 10,09 \text{ m}$$

D'où : $NPSH_d > NPSH_r$, donc la pompe ne cavite pas.

4.3 Phénomène du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire de la pression (entre surpressions et dépressions) ; résultant d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide du débit à l'extrémité aval de celle-ci. C'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (Propagation par ondes) [13].

4.3.1 Causes du coup de bélier

Les principales causes sont :

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

4.3.2 Conséquences du coup de bélier

Les principales conséquences sont [13] :

- Déboitement des conduites ;
- Détérioration des joints ;
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- Détérioration des revêtements intérieurs ;

- Rupture de la conduite, éclatement dû à la surpression et l'écrasement qui est dû à la dépression.

4.3.3 Moyens de protection contre le coup de bélier

Les dispositifs de protection contre le coup de bélier sont les suivants [13] :

4.3.3.1 Les volants d'inerties

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante, fixée à l'arbre du groupe moteur de la pompe (utilisé contre la dépression), il permet, lors d'une coupure d'alimentation, d'allonger le temps de fermeture en dissipant l'énergie cinétique de rotation accumulée. Malgré l'apparence de simplicité du procédé, l'utilisation de volant d'inertie reste très limitée. En effet, dès que la longueur dépasse les quelques centaines de mètres, on arrive rapidement à des poids du volant énormes et le système n'est plus économique (Figure (4.9)).

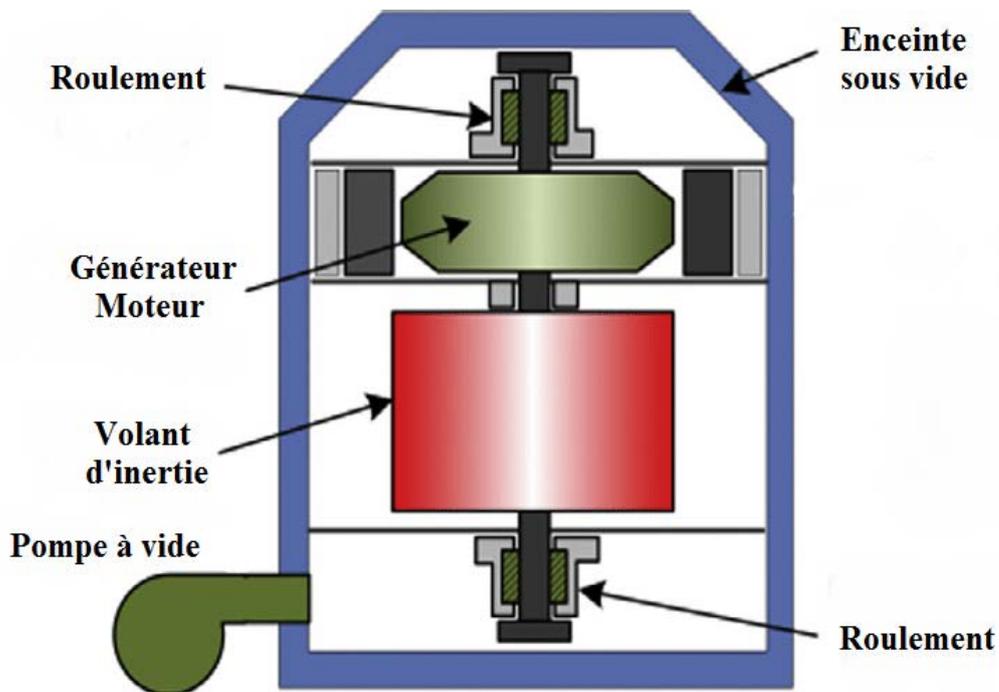


Figure (4.9) : Schéma d'un volant d'inertie [13]

4.3.3.2 Cheminée d'équilibre

La cheminée d'équilibre est un réservoir débouchant à l'air libre permettant de protéger la conduite contre les surpressions et les dépressions. Elle est souvent utilisée au niveau des points hauts et très rarement utilisée à la station (Figure (4.10)). Cette dernière présente certains avantages, à savoir :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien ;
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessible.



Figure (4.10) : Cheminée d'équilibre [13]

4.3.3.3 Les Soupapes de décharge

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques définis comme étant un appareil anti-bélier. Ils sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort. Ils écrêtent 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 environ 1,04 à 1,1 de la pression maximale admissible. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace (Figure (4.11)).



Figure (4.11) : Soupape de décharge [13]

4.3.3.4 Les ventouses

Les ventouses sont des dispositifs hydromécaniques à poser en point haut des réseaux hydrauliques (Figure (4.12)), elles ont pour rôle :

- L'évacuation de l'air lors du remplissage des conduites ;
- L'entrée d'air lors de la vidange des conduites ;
- L'élimination des poches d'air en cours de fonctionnement.



Figure (4.12) : Une ventouse [13]

4.3.3.5 Réservoir d'air

Le réservoir d'air est l'appareil le plus utilisé pour la protection contre le coup de bélier. C'est un récipient contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure. En cas de dépression au niveau de la tuyauterie, l'air se trouvant dans le réservoir au-dessus du niveau d'eau exerce sa pression sur cette dernière qui se trouve alors évacuée vers le tuyau. Par contre, en cas de surpression dans la conduite de refoulement le réservoir va jouer cette fois-ci le rôle inverse : l'eau se trouvant en excès dans la conduite, aura tendance à vouloir occuper un volume plus important et la conduite reliant le réservoir à la canalisation de refoulement lui servira de chemin évacuateur (Figure (4.13)).

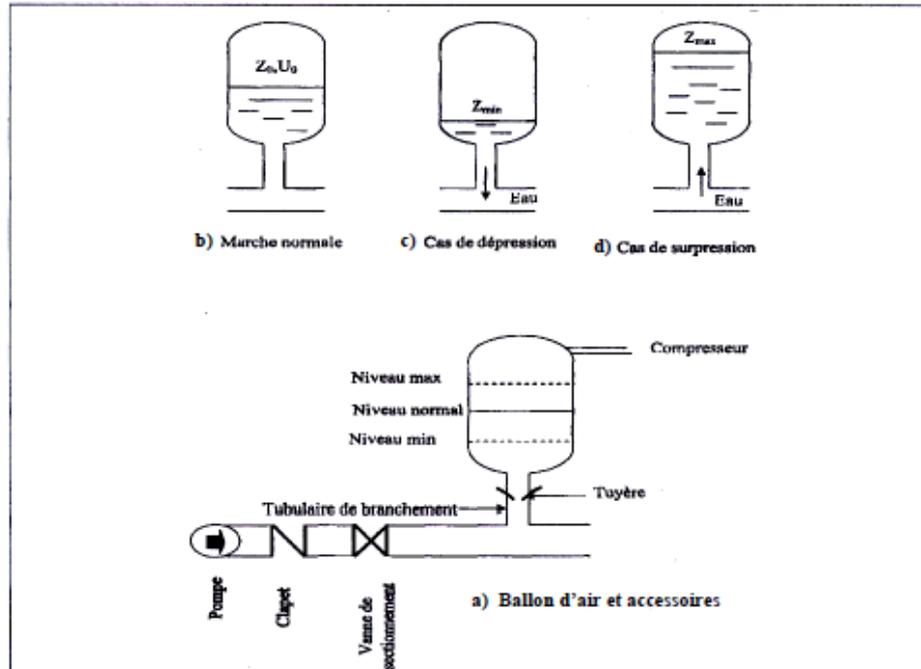


Figure (4.13) : Un réservoir d'air [13]

4.3.4 Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement et gravitaire, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression maximale admissible PMA.

4.3.4.1 Calcul de la célérité d'ondes

La célérité des ondes est donnée par la formule d'Allievi ci-dessous [7] :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{k \times D}{e}}} \quad (4.17)$$

Avec :

- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm) ;
- K : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation (K= 83 pour le PEHD).

4.3.4.2 Cas de fermeture brusque

Le temps de fermeture est tel que : $T_f \leq 2 \times \frac{L}{a}$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la relation de Joukovski ci-dessous [7] :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (4.18)$$

Avec :

- B : Valeur du coup de bélier (m) ;
- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- V_0 : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur ($g=9,81 \text{ m/s}^2$).

- La valeur maximale de la pression (surpression) est :

$$H_s = H_0 + B \quad (4.19)$$

- La valeur minimale de la pression (dépression) est :

$$H_d = H_0 - B \quad (4.20)$$

Où :

- H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite ;

$$H_0 = H_g + 10 \quad (4.21)$$

Avec :

- H_g : La hauteur géométrique de refoulement ;
- 10 : La pression atmosphérique.

4.3.4.3 Cas de fermeture lente

Le temps d'une fermeture lente : $T_f \geq 2 \times \frac{L}{a}$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de Michaud [7] :

$$B = \frac{2L \times V_0}{g \times T_f} \quad (4.22)$$

- **Remarque :**

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque que celui de fermeture lente, c'est pour cela que dans la présente étude, on considérera le cas le plus défavorable, c'est-à-dire la fermeture brusque.

4.3.5 Calcul du coup de bélier pour les deux tronçons de l'adduction

➤ Caractéristiques des tronçons

Les caractéristiques des deux tronçons sont données dans le tableau (4.2) ci-dessous.

Tableau (4.2) : Caractéristiques des tronçons de l'adduction (refoulement)

Adduction	Tronçons	D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	e (mm)	V (m /s)	L (m)
Refoulement	Forage Assam-Réservoir du centre-ville de Tazmalt	250	204,6	22,7	1,00	1632
	Forage Iheddaden - Réservoir Tiouririne	160	130,8	14,6	0,89	2097

Les résultats de calcul des dépressions et surpressions dans les deux tronçons étudiés sont donnés dans le tableau (4.3) ci-après :

Tableau (4.3) : Tableau récapitulatif des dépressions et surpressions des deux tronçons de l'adduction

Adduction	Tronçons	H _g (m)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	PN (bar)	Matériau
Refoulement	Forage Assam-Réservoir du centre-ville de Tazmalt	62	72	350,81	35,76	107,76	36,24	16	PEHD
	Forage Iheddaden-Réservoir Tiouririne	101	111	351,80	31,92	142,92	79,08	16	PEHD

➤ Interprétation des résultats

D'après le tableau (4.3) ci-dessus, les valeurs de la dépression (H_d) et la surpression (H_s) sont acceptables pour les deux tronçons et ne présentent aucun risque sur les conduites. Donc aucune protection n'est nécessaire.

4.4 Conclusion

A l'aide du catalogue numérique Caprari nous avons déterminé le type de pompe qui assure le débit et la charge nécessaires pour transporter l'eau vers le point considéré, le choix s'est porté sur deux pompes immergées semi-axiale : la pompe 1 est de type E9S55/4M + MCH640, et la pompe 2 est de type E6S64/11A + MCH630. Pour protéger les pompes ainsi que les conduites qui acheminent l'eau vers les réservoirs nous avons étudié le phénomène du coup de bélier et nous avons calculé les valeurs de la suppression et de la dépression. La comparaison avec la pression de service admissible a permis de constater que les deux conduites de refoulement ne nécessitent pas de protection contre le phénomène du coup de bélier.

Chapitre 5

Dimensionnement du réseau de distribution

5.1 Introduction

Les réseaux de distribution d'eau potable sont des infrastructures mises en place pour fournir de l'eau potable aux consommateurs de bonne qualité, en quantité suffisante et avec le moins de défaillance. Effectivement, une étude préliminaire est essentielle pour déterminer le diamètre adéquat des canalisations dans un réseau de distribution d'eau potable. Cette étude, appelée étude de dimensionnement, vise à garantir que le débit nécessaire à tous les besoins domestiques, industriels et agricoles peut être assuré sans compromettre la pression et la qualité de l'eau.

Dans ce chapitre un réseau de distribution sera dimensionné en exploitant le logiciel Epanet.

5.2 Classification des réseaux de distribution

Le réseau dépend de la configuration de l'agglomération. On distingue trois types de réseaux de distribution [14] :

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

5.2.1 Réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (Branches) branchées tout le long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent. Ce type de réseau est souvent utilisé dans les zones où la densité de population est relativement faible ou lorsque les utilisateurs sont dispersés géographiquement. Il est plus simple à concevoir et à installer par rapport à d'autres configurations de réseaux plus complexes (Figure (5.1)).

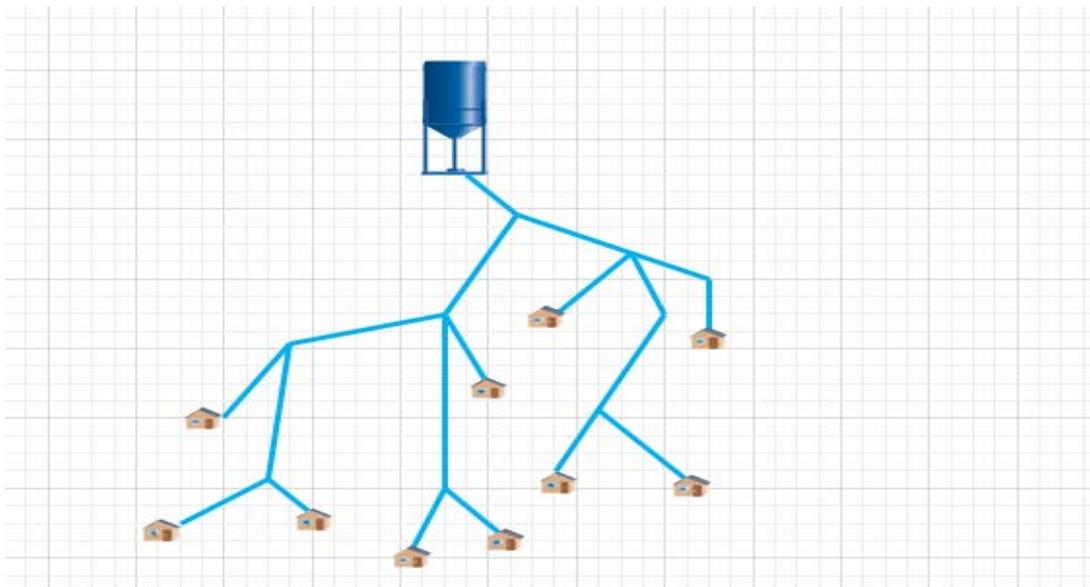


Figure (5.1) : Schéma d'un réseau ramifié

5.2.2 Réseau maillé

Un réseau d'eau maillé est un système de distribution d'eau potable dans lequel plusieurs conduites principales sont interconnectées pour former un réseau en maille. Dans ce type de réseau, chaque conduite est reliée à plusieurs autres conduites, créant ainsi un réseau de boucles interconnectées (Figure (5.2)).

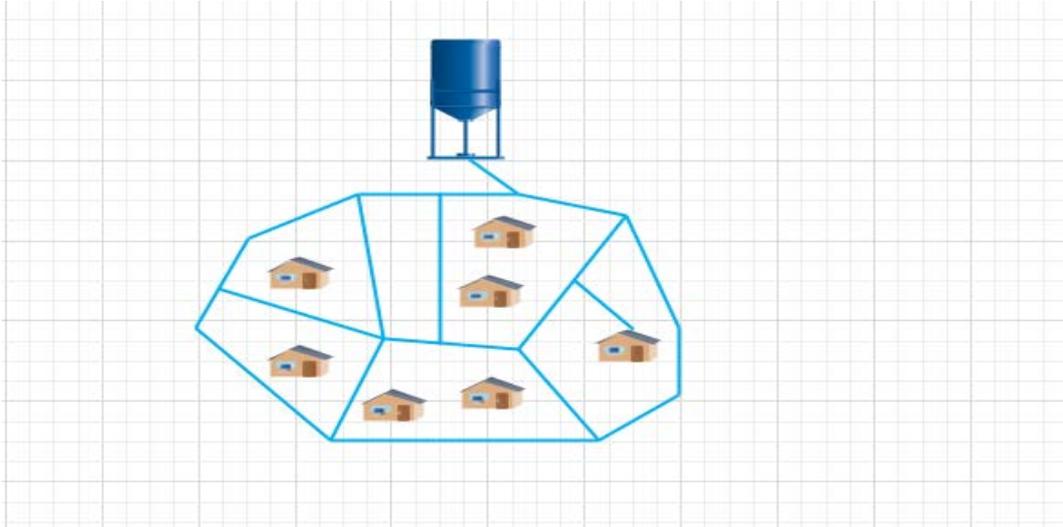


Figure (5.2) : schéma d'un réseau maillé

5.2.3 Réseau mixte

Le réseau mixte est un réseau constitué d'une partie ramifiée et d'une autre maillé, il est utilisé pour des agglomérations présentant des endroits plats et d'autres accidentés.

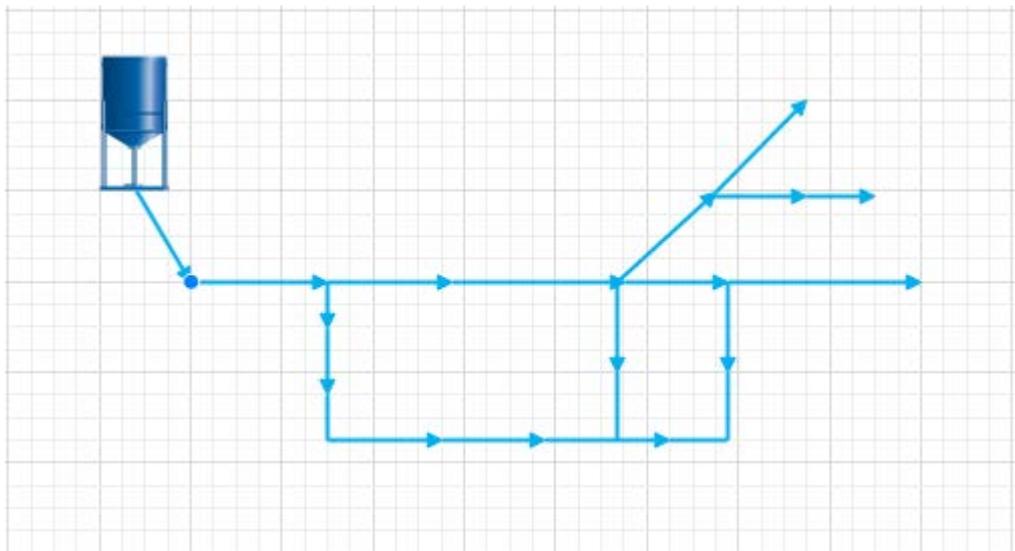


Figure (5.3) : Schéma d'un réseau combiné

5.3 Conception d'un réseau

Pour concevoir un réseau de distribution nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau. Parmi ces facteurs, on cite :

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

5.4 Choix du réseau à adopter

Etant donné que la zone d'étude représente une agglomération urbaine avec un relief semi accidenté, nous optons pour un réseau maillé en PEHD PN10.

5.5 Choix de la conduite

Dans la présente étude, nous avons opté pour les conduites en PEHD, on doit tenir compte des paramètres suivants :

- le diamètre ;
- la pression de service à supporter par le matériau ;
- les conditions de pose ;
- le prix et la durée de vie du matériau ;
- la disponibilité du diamètre sur le marché.

5.6 Choix du tracé

Le principe de réalisation du tracé est comme suit :

- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses ;
- Préférer les zones accessibles ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation ;
- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravin, etc.).

5.7 Equipements et accessoires du réseau de distribution

Les accessoires du réseau de distribution sont [14] :

5.7.1 Canalisations

Le réseau de distribution est constitué de :

- Conduites principales ;
- Conduites secondaires.

5.7.2 Organes accessoires

Les principaux organes accessoires sont :

5.7.2.1 Robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une répartition sur l'un d'entre eux, ils permettent ainsi de régler les débits, leurs manœuvres s'effectuent à partir du sol au moyen d'une clé dite Béquille.

5.7.2.2 Décharges

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

5.7.2.3 Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum de 17 l/s avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus. Ces poteaux peuvent comporter plusieurs prises secondaires pour permettre le branchement d'une ou deux lances de premier secours. Certaines bouches d'incendie sont équipées aussi pour servir à l'arrosage et lavage des rues.

5.7.2.4 Ventouses

Ce sont des organes placés au point le plus haut du réseau, pour réduire la formation de vide dans les installations hydrauliques. Les ventouses ont pour rôle spécial ; l'élimination des poches d'air dans les conduites.

5.7.2.5 Régulateurs de pression

Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d'une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

5.7.2.6 Clapets

Ils empêchent le retour de l'eau au sens inverse de l'écoulement prévu.

5.7.2.7 Robinets de vidange

Ils sont placés aux points bas du réseau pour permettre la vidange.

5.7.2.8 Pièces spéciales de raccordement

- **Les Tés** : Utilisés dans le raccordement de la canalisation secondaire sur la canalisation principale ;
- **Les coudes** : utilisés en cas de changement de direction ;
- **Les cônes de réduction** : ce sont des organes de raccordement en cas de changement de diamètre.

5.8 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 pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. Epanet calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour de l'eau et de suivre l'évolution de l'eau (Figure (5.4)).

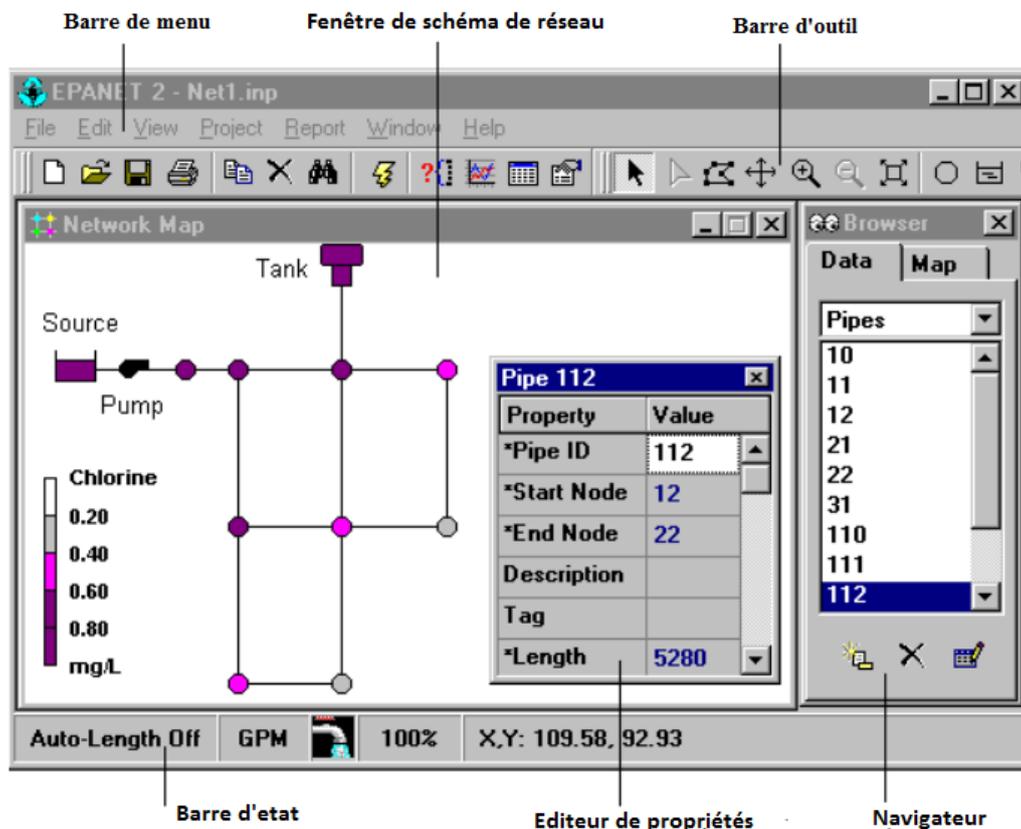


Figure (5.4) : Environnement de travail sur Epanet

5.9 Description du réseau de distribution

Dans la présente étude, on a choisi de faire la distribution pour une zone urbaine (Merlots I, II et III), cette distribution se fait par gravité à partir d'un réservoir surélevé d'une capacité de 500 m. L'ossature du réseau sera maillée d'un linéaire de 5021,484 m.

Le schéma d'ossature du réseau sur Epanet est illustré dans la Figure (5.5) ci-après.

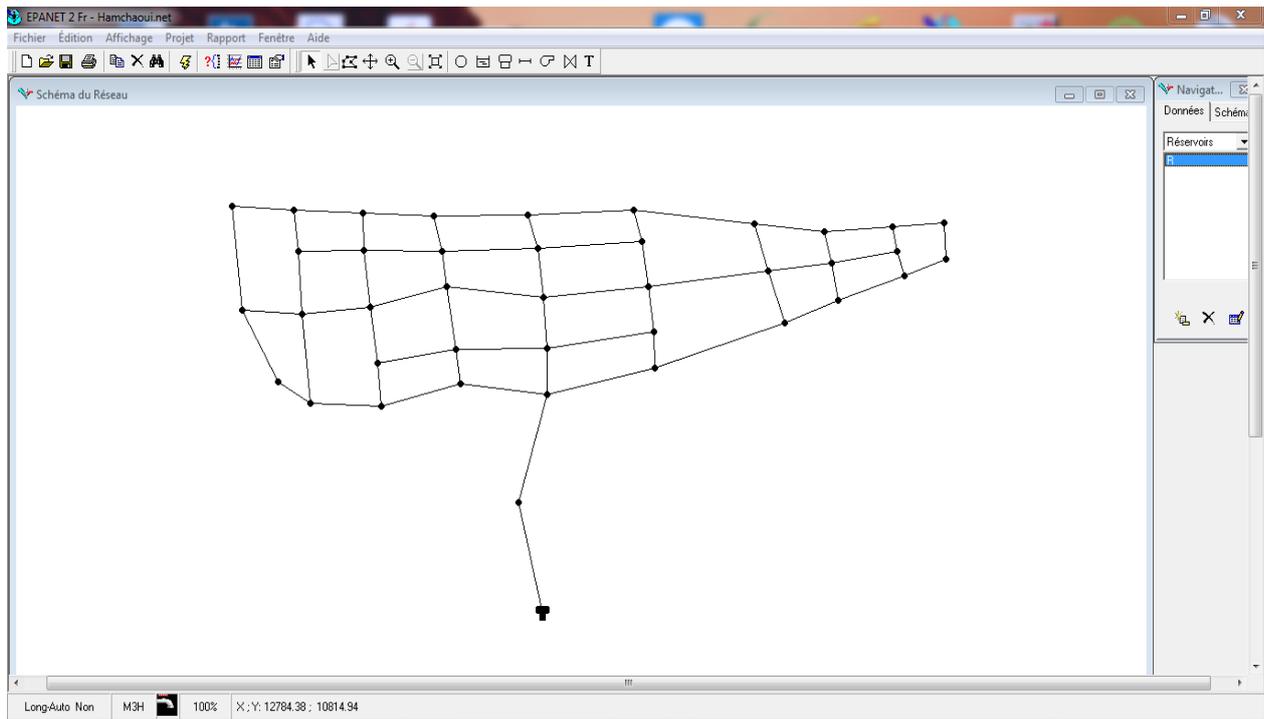


Figure (5.5) : Schéma d'ossature du réseau de distribution de la zone d'étude

5.10 Calcul hydraulique du réseau de distribution de la zone d'étude

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau s'effectuent selon les étapes suivantes :

- Déterminer la longueur de chaque tronçon ;
- Déterminer les débits spécifiques en considérant les débits en route ;
- On calcul les débits en route pendant l'heure de pointe ;
- Déterminer les débits supposés concentrés aux nœuds.

5.10.1 Détermination des débits du réseau

5.10.1.1 Débit de pointe

C'est le débit qui représente la consommation maximale horaire, par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution.

$$Q_{\text{pointe}} = 69,36 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{pointe}} = 19,27 \text{ l/s}$$

5.10.1.2 Débit spécifique

C'est le débit uniforme, il est défini comme étant le volume d'eau consommé par un mètre de canalisation pendant une seconde, il s'écrit comme suit

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} = \frac{19,27}{5021,484} = 0,0038 \text{ l/s} \quad (5.1)$$

Avec :

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

5.10.1.3 Débit de route

Le débit de route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_s \times L_i \quad (5.2)$$

Avec :

- Q_r : débit de route (l/s) ;
- L_i : longueur du tronçon.

5.10.1.4 Débit au nœud

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$Q_n = 0.5 \times \sum Q_r + \sum Q_c \quad (5.3)$$

Avec :

- Q_c : Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

5.11 Dimensionnement du réseau

Afin de dimensionner le réseau on doit connaître le débit de chaque nœud. Pour cela, il est nécessaire au préalable, de calculer le débit de chaque conduite du réseau de distribution.

La récapitulation des différents résultats des débits est donnée dans le tableau (5.1) suivant :

Tableau (5.1) : Débit aux nœuds de la zone d'étude (Merlots I, II et III)

Nœud	Tronçon	Longueur	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
		(m)			
R	Tuyau R-2	110.96	0.0038	0.421648	0.210824
	Tuyau R-2	110.96	0.0038	0.421648	0.480187
2	Tuyau 2-3	141.77	0.0038	0.538726	
3	Tuyau 2-3	141.77	0.0038	0.538726	0.895299
	Tuyau 3-4	168.244	0.0038	0.6393272	
	Tuyau 24-3	120.47	0.0038	0.457786	
	Tuyau 34-3	40.726	0.0038	0.1547588	
4	Tuyau 3-4	168.244	0.0038	0.6393272	0.7724431
	Tuyau 4-5	201.16	0.0038	0.764408	
	Tuyau 30-4	37.145	0.0038	0.141151	
5	Tuyau 4-5	201.16	0.0038	0.764408	0.6111806
	Tuyau 5-6	73.324	0.0038	0.2786312	
	Tuyau 27-5	47.19	0.0038	0.179322	
6	Tuyau 5-6	73.324	0.0038	0.2786312	0.3780639
	Tuyau 6-7	83.501	0.0038	0.3173038	
	Tuyau 26-6	42.156	0.0038	0.1601928	
7	Tuyau 6-7	83.501	0.0038	0.3173038	0.3211722
	Tuyau 7-8	54.796	0.0038	0.2082248	
	Tuyau 25-7	30.741	0.0038	0.1168158	
8	Tuyau 7-8	54.796	0.0038	0.2082248	0.1801428
	Tuyau 8-9	40.016	0.0038	0.1520608	
9	Tuyau 8-9	40.016	0.0038	0.1520608	0.2241012
	Tuyau 9-10	77.932	0.0038	0.2961416	
10	Tuyau 9-10	77.932	0.0038	0.2961416	0.3814364
	Tuyau 10-11	78.426	0.0038	0.2980188	
	Tuyau 10-25	44.398	0.0038	0.1687124	
11	Tuyau 10-11	78.426	0.0038	0.2980188	0.3852592
	Tuyau 11-12	77.149	0.0038	0.2931662	
	Tuyau 11-26	47.193	0.0038	0.1793334	
12	Tuyau 11-12	77.149	0.0038	0.2931662	0.6177945
	Tuyau 12-13	197.642	0.0038	0.7510396	
	Tuyau 12-27	50.364	0.0038	0.1913832	
13	Tuyau 12-13	197.642	0.0038	0.7510396	0.7559302
	Tuyau 13-14	168.47	0.0038	0.640186	
	Tuyau 13-28	31.746	0.0038	0.1206348	
14	Tuyau 13-14	168.47	0.0038	0.640186	0.6085548
	Tuyau 14-15	119.357	0.0038	0.4535566	
	Tuyau 14-33	32.465	0.0038	0.123367	
15	Tuyau 14-15	119.357	0.0038	0.4535566	0.4289649
	Tuyau 15-16	74.014	0.0038	0.2812532	
	Tuyau 15-34	32.4	0.0038	0.12312	

Tableau (5.1) : Débit aux nœuds de la zone d'étude (Merlots I, II et III) (suite)

Nœud	Tronçon	Longueur	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
		(m)			
16	Tuyau 15-16	74.014	0.0038	0.2812532	0.3258253
	Tuyau 16-17	65.034	0.0038	0.2471292	
	Tuyau 16-39	32.439	0.0038	0.1232682	
17	Tuyau 16-17	65.034	0.0038	0.2471292	0.3154
	Tuyau 17-18	67.493	0.0038	0.2564734	
	Tuyau 17-40	33.473	0.0038	0.1271974	
18	Tuyau 17-18	67.493	0.0038	0.2564734	0.1930267
	Tuyau 18-19	34.1	0.0038	0.12958	
19	Tuyau 19-20	40.98	0.0038	0.155724	0.212154
	Tuyau 40-19	70.68	0.0038	0.268584	
20	Tuyau 19-20	40.98	0.0038	0.155724	0.2670944
	Tuyau 41-20	65.496	0.0038	0.2488848	
	Tuyau 18-19	34.1	0.0038	0.12958	
21	Tuyau 20-21	72.149	0.0038	0.2741662	0.2007141
	Tuyau 21-22	33.49	0.0038	0.127262	
22	Tuyau 22-23	64.067	0.0038	0.2434546	0.3534741
	Tuyau 21-22	33.49	0.0038	0.127262	
	Tuyau 41-22	88.482	0.0038	0.3362316	
23	Tuyau 22-23	64.067	0.0038	0.2434546	0.3229867
	Tuyau 23-24	70.456	0.0038	0.2677328	
	Tuyau 37-23	35.47	0.0038	0.134786	
24	Tuyau 23-24	70.456	0.0038	0.2677328	0.4192673
	Tuyau 24-3	120.47	0.0038	0.457786	
	Tuyau 36-24	29.741	0.0038	0.1130158	
25	Tuyau 10-25	44.398	0.0038	0.1687124	0.2930997
	Tuyau 25-7	30.741	0.0038	0.1168158	
	Tuyau 25-26	79.124	0.0038	0.3006712	
26	Tuyau 26-27	75.49	0.0038	0.286862	0.4635297
	Tuyau 11-26	47.193	0.0038	0.1793334	
	Tuyau 26-6	42.156	0.0038	0.1601928	
	Tuyau 25-26	79.124	0.0038	0.3006712	
27	Tuyau 12-27	50.364	0.0038	0.1913832	0.6773994
	Tuyau 27-5	47.19	0.0038	0.179322	
	Tuyau 26-27	75.49	0.0038	0.286862	
	Tuyau 27-29	183.482	0.0038	0.6972316	
28	Tuyau 13-28	31.746	0.0038	0.1206348	0.4682037
	Tuyau 28-29	43.897	0.0038	0.1668086	
	Tuyau 28-33	170.78	0.0038	0.648964	
29	Tuyau 28-29	43.897	0.0038	0.1668086	0.8326161
	Tuyau 29-30	41.738	0.0038	0.1586044	
	Tuyau 27-29	183.482	0.0038	0.6972316	
	Tuyau 29-32	169.102	0.0038	0.6425876	

Tableau (5.1) : Débit aux nœuds de la zone d'étude (Merlots I, II et III) (suite)

Nœud	Tronçon	Longueur	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
		(m)			
30	Tuyau 29-30	41.738	0.0038	0.1586044	0.4699745
	Tuyau 30-4	37.145	0.0038	0.141151	
	Tuyau 30-31	168.472	0.0038	0.6401936	
31	Tuyau 30-31	168.472	0.0038	0.6401936	0.7155761
	Tuyau 32-31	54.723	0.0038	0.2079474	
	Tuyau 31-3	40.726	0.0038	0.1547588	
32	Tuyau 31-36	112.698	0.0038	0.4282524	
	Tuyau 33-32	44.794	0.0038	0.1702172	0.747422
	Tuyau 32-31	54.723	0.0038	0.2079474	
33	Tuyau 29-32	169.102	0.0038	0.6425876	
	Tuyau 32-35	124.761	0.0038	0.4740918	
	Tuyau 33-34	120.98	0.0038	0.459724	0.7011361
34	Tuyau 14-33	32.465	0.0038	0.123367	
	Tuyau 33-32	44.794	0.0038	0.1702172	
	Tuyau 28-33	170.78	0.0038	0.648964	
35	Tuyau 15-34	32.4	0.0038	0.12312	0.5023277
	Tuyau 34-35	36.28	0.0038	0.137864	
	Tuyau 33-34	120.98	0.0038	0.459724	
36	Tuyau 34-38	74.723	0.0038	0.2839474	
	Tuyau 34-35	36.28	0.0038	0.137864	0.5697169
	Tuyau 35-36	63.412	0.0038	0.2409656	
37	Tuyau 32-35	124.761	0.0038	0.4740918	
	Tuyau 35-38	75.398	0.0038	0.2865124	
	Tuyau 31-36	112.698	0.0038	0.4282524	0.5275179
38	Tuyau 36-47	71.79	0.0038	0.272802	
	Tuyau 35-36	63.412	0.0038	0.2409656	
	Tuyau 36-24	29.741	0.0038	0.1130158	
39	Tuyau 36-37	71.79	0.0038	0.272802	0.3167832
	Tuyau 38-37	59.468	0.0038	0.2259784	
	Tuyau 37-23	35.47	0.0038	0.134786	
40	Tuyau 39-38	45.941	0.0038	0.1745758	0.485507
	Tuyau 38-37	59.468	0.0038	0.2259784	
	Tuyau 34-38	74.723	0.0038	0.2839474	
39	Tuyau 35-38	75.398	0.0038	0.2865124	
	Tuyau 16-39	32.439	0.0038	0.1232682	0.415055
	Tuyau 39-38	45.941	0.0038	0.1745758	
40	Tuyau 39-40	65.347	0.0038	0.2483186	
	Tuyau 34-39	74.723	0.0038	0.2839474	
	Tuyau 39-40	65.347	0.0038	0.2483186	0.4109548
40	Tuyau 17-40	33.473	0.0038	0.1271974	
	Tuyau 40-41	46.792	0.0038	0.1778096	
	Tuyau 40-19	70.68	0.0038	0.268584	

Tableau (5.1) : Débit aux nœuds de la zone d'étude (Merlots I, II et III) (Suite et fin)

Nœud	Tronçon	Longueur	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
		(m)			
41	Tuyau 38-41	64.987	0.0038	0.2469506	0.5049383
	Tuyau 40-41	46.792	0.0038	0.1778096	
	Tuyau 41-22	88.482	0.0038	0.3362316	
	Tuyau 41-20	65.496	0.0038	0.2488848	

5.12 Etapes d'utilisation du logiciel Epanet

Les étapes classiques de l'utilisation d'Epanet pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes [15] :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistré dans un fichier avec format texte métafichier ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

5.13 Modélisation d'un réseau sous Epanet

Epanet modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande et des réservoirs [7]. Dans la présente étude, la modélisation passe par l'introduction des différentes données du réseau.

- Les données introduites au niveau des nœuds sont :
 - L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence ;
 - Débit prélevé sur le réseau.
- Les données introduites au niveau des arcs sont :
 - Le nœud initial et final ;
 - Le diamètre ;
 - La longueur ;
 - Le coefficient de rugosité (pour déterminer les pertes de charge).
- Les données introduites au niveau des réservoirs sont :
 - L'altitude du radier ;
 - Le diamètre.

5.14 Résultats après simulation par logiciel Epanet

Dans le but de respecter les normes de dimensionnement d'un réseau de distribution, la simulation par Epanet permet d'avoir un résultat plus clair, notamment des vitesses dans l'intervalle (0,5 m/s – 1,5 m/s) pour chaque conduite et des pressions aux nœuds ne dépassant pas 100 m.c.e (10 bars).

À cet effet, le choix s'est porté sur des conduites en PEHD PN10.

Les résultats de la simulation sans réducteur de pression sont présentés dans la figure (5.6) ci-après.

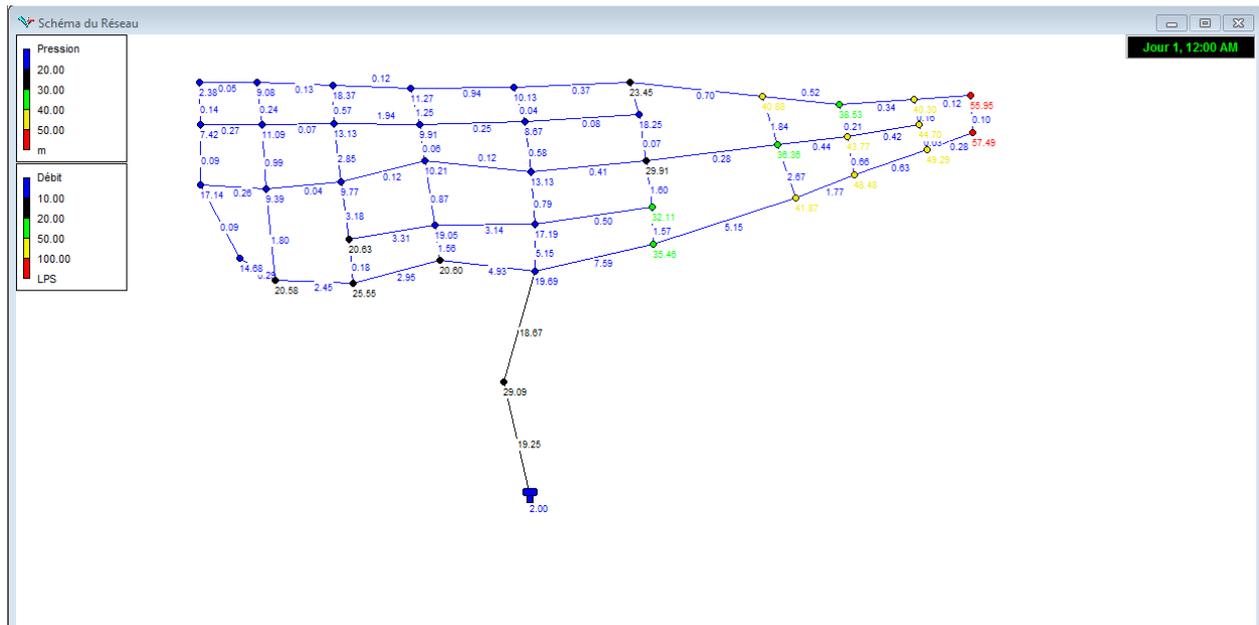


Figure (5.6) : Résultats de la simulation du réseau de distribution du Merlots I, II et III

Les résultats de simulation des nœuds sont présentés dans le tableau (5.2) suivant :

Tableau (5.2) : Etat des nœuds de la zone d'étude (Merlots I, II et III)

N° du nœud	Altitudes (m)	Demandes (l/s)	Pressions (m)
2	318.894	0.580187	29.09
3	327.079	0.995299	19.69
4	310.373	0.8724431	35.46
5	303.411	0.7111806	41.87
6	295.975	0.4780639	48.48
7	291.218	0.3211722	49.29
8	280.513	0.1801428	57.49

Tableau (5.2) : Etat des nœuds de la zone d'étude (Merlots I, II et III) (suite et fin)

N° du nœud	Altitudes (m)	Demandes (l/s)	Pressions (m)
9	280.894	0.2241012	55.95
10	299.433	0.3814364	40.3
11	302.478	0.3852592	38.53
12	302.695	0.6177945	40.88
13	308.865	0.7559302	23.45
14	323.208	0.6085548	10.13
15	325.881	0.4289649	11.27
16	321.531	0.3258253	18.37
17	328.143	0.3154	9.08
18	334.304	0.1930267	2.38
19	330.987	0.212154	7.42
20	322.123	0.2670944	17.14
21	326.153	0.2007141	14.68
22	322.351	0.3534741	20.58
23	318.665	0.3229867	25.55
24	325.588	0.4192673	20.6
25	295.75	0.2930997	44.7
26	298.524	0.4635297	43.77
27	307.819	0.6773994	36.36
28	313.92	0.4682037	18.25
29	314.513	0.8326161	29.91
30	312.697	0.4699745	32.11
31	329.364	0.7155761	17.19
32	326.307	0.747422	13.13
33	326.834	0.7011361	8.67
34	327.435	0.5023277	9.91

Les résultats de simulation des tronçons sont présentés dans le tableau (5.3) ci-dessous :

Tableau (5.3) : Etat des conduites du réseau de la zone d'étude (Merlots I, II et III)

Conduite	Longueurs (m)	Diamètres (m)	Demandes (l/s)	Vitesses (m/s)
R-2	110.96	141	19.25	1.23
2-3	141.77	141	18.67	1.2
3-4	168.244	110.2	7.59	0.8
4-5	201.16	110.2	5.15	0.54
5-6	73.324	55.4	1.77	0.73
6-7	83.501	28	0.63	1.03
7-8	54.796	21	0.28	0.82
8-9	40.016	16	0.1	0.52
12-13	197.642	28	0.7	1.14
29-32	1944.47	44	0.41	0.27
31-36	112.698	79.2	3.14	0.64
36-37	71.79	55.4	3.31	1.37
41-20	65.496	21	0.26	0.76
40-19	70.68	21	0.27	0.78
24-3	120.47	96.8	4.93	0.67
23-24	70.456	55.4	2.95	1.23
22-23	64.067	55.4	2.45	1.02
21-22	44.398	21	0.29	0.84
31-3	40.726	96.8	5.15	0.7
30-31	168.472	35.2	0.5	0.51
30-4	37.145	44	1.57	1.03
35-36	63.412	35.2	0.87	0.89
36-24	29.741	55.4	1.56	0.65
32-31	885.46	44	0.79	0.52
33-32	854.99	44	0.58	0.38
34-35	617.07	16	0.06	0.3
29-30	41.738	55.4	1.6	0.66
28-29	789.98	16	0.07	0.36
14-33	606.71	16	0.04	0.19
32-35	124.761	16	0.12	0.61
37-23	35.47	21	0.18	0.53
38-37	59.468	55.4	3.18	1.32

Tableau (5.3) : Etat des conduites du réseau (suite et fin)

Conduite	Longueurs (m)	Diamètres (m)	Demandes (l/s)	Vitesses (m/s)
39-38	45.941	55.4	2.85	1.18
41-22	88.482	55.4	1.8	0.75
20-21	72.149	16	0.09	0.44
40-41	46.792	44	0.99	0.65
19-20	40.98	16	0.09	0.43
34-39	74.723	44	1.94	1.27
33-34	1766.44	44	0.25	0.16
18-19	34.1	16	0.14	0.71
27-5	47.19	55.4	2.67	1.11
27-29	183.482	44	0.28	0.19
26-6	42.156	28	0.66	1.07
25-7	30.741	16	0.03	0.13
26-27	75.49	28	0.44	0.71
25-26	79.124	28	0.42	0.69
12-27	50.364	55.4	1.84	0.76
11-26	47.193	21	0.21	0.61
10-25	44.398	21	0.16	0.45
39-40	65.347	16	0.07	0.36
17-40	33.473	16	0.24	1.18
16-39	32.439	35.2	0.57	0.59
15-34	32.4	55.4	1.25	0.52
15-16	74.014	16	0.12	0.6
14-15	119.357	35.2	0.94	0.97
13-14	168.47	35.2	0.37	0.38
28-33	170.78	16	0.08	0.41
11-12	77.149	28	0.52	0.84
10-11	78.426	28	0.34	0.56
9-10	77.932	16	0.12	0.6
35-38	75.398	16	0.12	0.58
13-28	31.746	35.2	0.31	0.32
16-17	65.034	16	0.13	0.63
17-18	67.493	16	0.05	0.25
38-41	64.987	16	0.04	0.22

5.15 Interprétation de la simulation

D'après les tableaux (5.2) et (5.3) ci-dessus, les valeurs des vitesses trouvées par Epanet pour les différents tronçons sont dans l'intervalle (0,5 m/s – 1,5 m/s). Cependant, il y'a quelques tronçons où la vitesse est inférieure à la vitesse minimale, vu que le nombre d'habitants alimentés par ces conduites est très peu par rapport aux autres tronçons. Les pressions dans les nœuds ne dépassent pas 100 m, donc la condition est vérifiée. Les plus grandes pressions sont marquées aux points les plus bas et qui se situe à l'extrémité du réseau.

5.16 Conclusion

Dans ce dernier chapitre, on a dimensionné le réseau de distribution du Merlots I, II et III. Le réseau est de type maillé et dimensionner avec des conduites PEHD (PN10). A l'aide du logiciel Epanet, nous avons déterminé les paramètres hydrauliques tels que le débit, les pressions et le diamètre des conduites qui varie de 20 mm à 160 mm.

Conclusion générale

A partir de l'ensemble des informations recueillies et à travers ce travail, nous avons étudié le projet de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable du centre-ville de Tazmalt et périphérie pour l'horizon 2053, où la population de la zone d'étude atteindra 13246 habitants. Après l'estimation des besoins futurs, nous avons constaté qu'ils sont de $3219,18 \text{ m}^3/\text{j}$ à long terme.

Nous avons vérifié la capacité des deux réservoirs existants, cette vérification a montré que la capacité du réservoir existant du centre-ville de Tazmalt demeure insuffisante pour satisfaire la demande des consommateurs, alors nous avons projeté un réservoir de 500 m^3 jumelé au réservoir existant de 300 m^3 . Par ailleurs, nous avons constaté que la capacité du réservoir de Tiouririne qui est de 500 m^3 est suffisante pour satisfaire la demande des consommateurs.

En ce qui concerne le réseau d'adduction, il est composé de deux chaînes de refoulement. Pour le dimensionnement de la première conduite d'adduction (Forage Assam-Réservoir centre-ville de Tazmalt), on a choisi le diamètre le plus économique $D=250 \text{ mm}$. Alors qu'un diamètre $D=160 \text{ mm}$ est choisi pour la deuxième conduite d'adduction (Forage Iheddaden-Réservoir Tiouririne). Le matériau des conduites adopté est le PEHD à pression nominale PN16.

Le choix du type de la pompe a été facilité par l'utilisation d'un catalogue numérique pratique Caprari, simple et précis. Pour le premier tronçon (Forage Assam-Réservoir centre-ville de Tazmalt), nous avons opté pour une pompe immergée semi-axiale de type (E9S55/4M + MCH640). Pour le deuxième tronçon (Forage Iheddaden-Réservoir Tiouririne), nous avons opté pour une pompe immergée semi-axiale de type (E6S64/11A + MCH630).

Dans le but de la protection de la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on a effectué une vérification à ce propos. Les résultats de calcul ont montré que l'installation n'a pas besoin d'un anti-bélier. Les surpressions et les dépressions sont acceptables.

A l'aide du logiciel Epanet, nous avons simulé le comportement hydraulique du réseau de distribution du Merlots I, II et III composé de conduites en PEHD (PN10) avec un linéaire de $5021,484 \text{ m}$ et des diamètres intérieurs variant entre 20 et 160 mm . Après simulation, on a constaté que les pressions aux nœuds et les vitesses dans les conduites sont acceptables.

Références bibliographiques

- [1] Google Maps.
- [2] Données (le nombre d'habitant, le taux d'accroissement démographique de la zone d'étude et les différents équipements existants) recueillies auprès d'APC de la commune de Tazmalt.
- [3] Global Mapper.
- [4] BENABBAS, N. et ARKOUB, A., Étude qualitative et quantitative avec réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable du chef-lieu de Boujellil. Mémoire fin d'études d'ingénieur, université de Bejaia, 2005, 106 pages.
- [5] Données recueillies auprès de la direction d'hydraulique de Tazmalt (Coefficient de variation journalier $K_{\max,j}$ et a_{\max}).
- [6] Dupont, A. (1979). Hydraulique urbaine. Tome II, Edition Eyrolles, 477 pages.
- [7] IKENOUNE, A. et AKIL, M.A. :< Etude d'alimentation en eau potable de la ville nouvelle de Sidi Abdellah, Wilaya d'Alger >. Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université de Bejaia, 2015, 117 pages.
- [8] Site internet : <https://www.mémoireonlin.com>.
- [9] DJADOUNE, S, GUIRI, O. (2015). Etude du renforcement de la chaine d'adduction de la commune Beni Douala et ses environs (Wilaya de Tizi-Ouzou) à partir du barrage Taksebt. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 94 pages.
- [10] BOUGUERNE. A, cours Machines hydrauliques et stations de pompage, Université de Biskra. <http://elearning.univ-biskra.dz/>.
- [11] ABDELKRIM. L, cours Pompes et station de pompage, Université d'Oran. <https://elearning.univ-usto.dz/>.
- [12] Carlier, M. (1980), Hydraulique générale et appliqué. Edition Eyrolles, Paris, 588 pages.
- [13] Site internet : http://fred.elie.free.fr/liste_articles.htm.
- [14] Gomella, C, Guerree, H. (1977). La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales Edition Eyrolles, Paris, 280 pages.
- [15] Hamchaoui, S. Logiciels. Polycopié de cours. Université de Bejaia, 29 pages.

Annexes

Annexe 1 : Régime de consommation des agglomérations

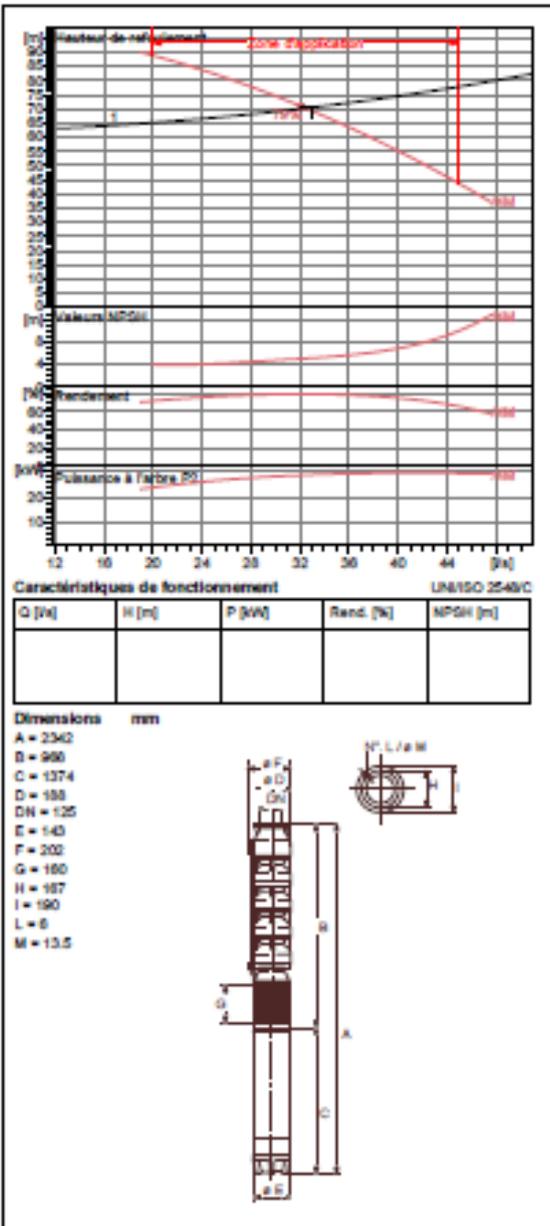
Heures	Coefficient de viraiation maximale horaire de la consommation (<i>k_{max.h}</i>)											
	1.2	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0 – 1	3.5	3.35	3.2	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1 – 2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2 – 3	3.45	3.30	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 : Diamètres intérieur et extérieur des conduites en PEHD(PN16)

Référence	Désignation	Diamètre Ext (mm)	Epaisseur (mm)	Qualité Produit	Pression de service	Prix HT le M/L	Prix TTC le M/L
110080201	Tube PEHD	20	2	PE100	16 Bars	32,54	38,08
110080251	Tube PEHD	25	2,3	PE100	16 Bars	47,83	55,96
110080321	Tube PEHD	32	3	PE100	16 Bars	78,45	91,79
110080401	Tube PEHD	40	3,7	PE100	16 Bars	121,48	142,13
110080501	Tube PEHD	50	4,6	PE100	16 Bars	188,40	220,43
110080631	Tube PEHD	63	5,8	PE100	16 Bars	298,07	348,74
110080751	Tube PEHD	75	6,8	PE100	16 Bars	418,99	490,22
110080901	Tube PEHD	90	8,2	PE100	16 Bars	527,78	617,50
110081101	Tube PEHD	110	10	PE100	16 Bars	783,08	916,21
110081251	Tube PEHD	125	11,4	PE100	16 Bars	1004,42	1175,17
110081601	Tube PEHD	160	14,6	PE100	16 Bars	1641,60	1920,67
110082001	Tube PEHD	200	18,2	PE100	16 Bars	2577,92	3016,17
110082501	Tube PEHD	250	22,7	PE100	16 Bars	3988,48	4666,52
110083151	Tube PEHD	315	28,6	PE100	16 Bars	6125,60	7166,95
110084001	Tube PEHD	400	36,3	PE100	16 Bars	9895,20	11577,38
110085001	Tube PEHD	500	45,4	PE100	16 Bars	14934,00	17472,78
110086301	Tube PEHD	630	57,2	PE100	16 Bars	23712,00	27743,04

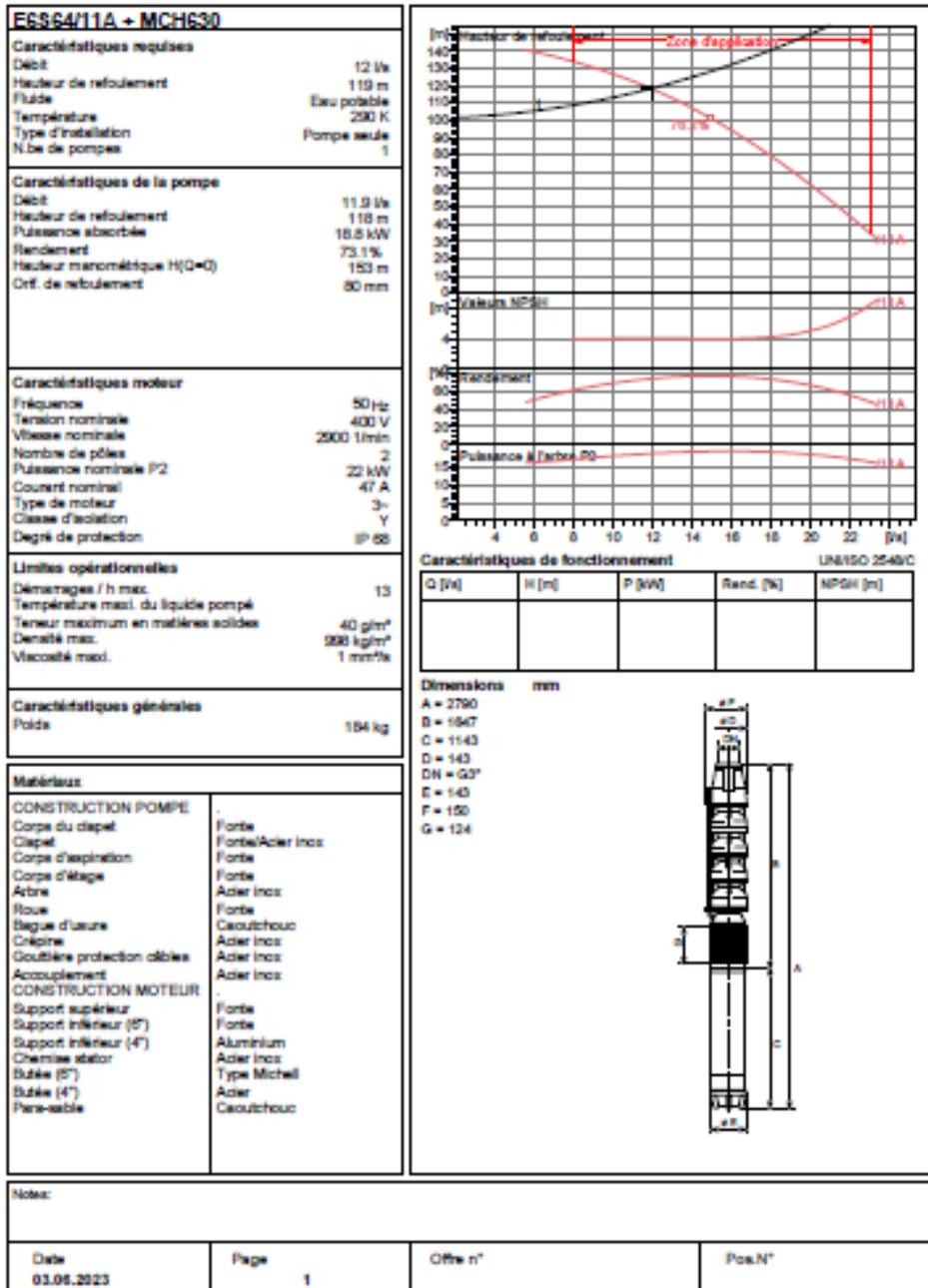
Annexe 3 : Courbes caractéristiques de la pompe 1 (Forage Assam)

E9S55/4M + MCH640	
Caractéristiques requises	
Débit	33 l/s
Hauteur de refoulement	70.5 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N. de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	32.5 l/s
Hauteur de refoulement	70.3 m
Puissance absorbée	28.5 kW
Rendement	79%
Hauteur manométrique H(Q=0)	102 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	30 kW
Courant nominal	66.4 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	13
Température max. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	990 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	200 kg
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier Inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier Inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Origné	Acier Inox
Gouttière protection câbles	Acier Inox
Accouplement	Acier Inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier Inox
Arbre	Acier Inox
Arceau d'ébençage	Acier-caoutchouc
Pera-sable	Caoutchouc
Sobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell



Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
03.06.2023	1		

Annexe 4 : Courbes caractéristiques de la pompe 2 (Forage Iheddaden)



ملخص

شهدت بلدية تازمالت (ولاية بجاية) نموًا سكانيًا كبيرًا في السنوات الأخيرة، مما تسبب في زيادة نقص مياه الشرب. أدى هذا القصور إلى إجراء دراسة فنية واقتصادية لإمداد مياه الشرب لمركز مدينة تازمالت وأطرافها من حفرين عسام وإحدادن، وذلك لأفق مشروع مدته 30 عامًا. من أجل تحقيق أهداف المشروع، بدأنا بجمع أكبر قدر ممكن من المعلومات، وهو أمر ذو أهمية كبيرة في تقييم الإحتياجات التي يجب تلبيتها على المدى الطويل. لتنسيق أفضل بين العرض والطلب على المياه، انتقلنا إلى تحديد حجم هياكل التخزين. بالإضافة إلى ذلك، تم إنشاء دراسة فنية واقتصادية بهدف تحديد حجم سلسلة أنابيب الإمداد. بمجرد اعتماد الأقطار الاقتصادية، انتقلنا إلى اختيار نوع المضخة التي تلبي متطلبات المشروع، والتحقق من مخاطر ظهور ظاهرة المطرقة المائية. في النهاية، قمنا بتحديد حجم شبكة التوزيع الخاصة بمنطقة مرلو 1، 2 و3 وفقًا للضغوط والسرعات المناسبة.

الكلمات المفتاحية : أنابيب الإمداد، حفر، مضخة، المطرقة المائية، توزيع.

Résumé

La commune de Tazmalt (W. Bejaia) a connu ces dernières années un accroissement démographique important, ce qui a provoqué un manque accru en eau potable. Cette insuffisance nous a amené à réaliser une étude technico-économique d'alimentation en eau potable du centre-ville de Tazmalt et ses périphérie à partir de deux forages Assam et Iheddaden, et ceci pour un horizon projet de 30 ans. Afin d'aboutir aux objectifs du projet on a commencé par recueillir un maximum d'informations, qui portent un intérêt majeur pour établir un bilan des besoins à satisfaire à long terme (2053). Pour mieux harmoniser l'offre et la demande en eau on a passé au dimensionnement des ouvrages de stockages. Par ailleurs, on a établi une étude technico-économique dans le but de dimensionner la chaine d'adduction. Une fois les diamètres économiques sont adoptés, on a procédé au choix du type de pompe répondant aux exigences du projet, et a une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier. A la fin, on a dimensionné le réseau de distribution (Merlots I, II et III) en respectant les pressions et les vitesses appropriées.

Mots clés : Adduction ; forage ; Pompe ; Coup de bélier ; Distribution.

Abstract

The town of Tazmalt (W. Bejaia) has experienced significant population growth in recent years, which has caused an increased lack of drinking water. This insufficiency led us to carry out a technical and economic study of the drinking water supply of the city center of Tazmalt and its outskirts from two boreholes Assam and Iheddaden, and this for a project horizon of 30 years. In order to achieve the objectives of the project, we began by collecting as much information as possible, which is of major interest in establishing an assessment of the needs to be satisfied in the long term (2053). To better harmonize water supply and demand, we have moved on to the sizing of storage structures. In addition, a technical and economic study was established with the aim of sizing the adduction chain. Once the economic diameters are adopted, we proceeded to the choice of the type of pump meeting the requirements of the project, and a verification of the risk of the appearance of the phenomenon of water hammer. In the end, we sized the distribution network (Merlots I, II and III) respecting the appropriate respires and speeds.

Keywords: Adduction, Borehole, Pumps, Water hammer, distribution.