



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Mr : IDIR Sifeddine

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

Option : Hydraulique Urbaine

INTITULE :
DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA REGION
D'AIT SIDI-ALI COMMUNE DE BARBACHA
(WILAYA DE BEJAIA)

Soutenu le **30/06/2015** devant le jury composé de :

- Président : **M^r BENZERRA**
- Promoteur (s): **M^r: BELHOCINE. M**
M^r: IKNI. T
- Examineur : **M^r MERAH. F**
- Invité : **M^r HASSANI Larbi**

Remerciements

En premier lieu, je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage, la volonté et la patience pour mener ce modeste travail.

Mes plus vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué, de loin ou de près à la réalisation de ce travail. En particulier Mr BELHOCINE et Mr IKNI qui ont bien voulu suivre et diriger ce travail.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude à Mr HASSANI Bureau d'études hydraulique EAUBE pour son aide et ces conseils précieux.

Je remercie l'ensemble du personnel de l'APC de BARBACHA pour leur compréhension, leur gentillesse et leur aide.

Je tiens à remercier tous les enseignants du département d'hydraulique ayant contribué à ma formation.

Enfin, je tiens à remercier Mr le président et les membres du jury d'avoir accepté de juger mon travail.

Dédicace

A mes chers parents qui ont su être mes guides dans la vie, et qui ont toujours souhaité me voir au summum de la société.

A mes frères (Fares, Halim et Riad) qui n'ont épargné aucun effort pendant mon parcours.

A mes sœurs (Badra, Sabah et Ibteham) pour leurs soutiens inconditionnels.

A tous mes amis et amies sans oublier personne.

A mon neveu Mohamed Lamine et à la mémoire de son défunt père.

A tous les jeunes de mon village.

A tous les étudiants du département d'hydraulique en particulier notre promo.

Je dédie ce modeste travail.

SOMMAIRE

INTERODUCTION GENERALE	1
-------------------------------------	---

Chapitre (I) : Présentation du site et Système d’AEP actuel.

I.1. Présentation du site	2
I.1.1. Situation géographique	2
I.1.2. Situation hydrographique.....	3
I.1.3. Situation climatique	3
I.2. Description du système d’alimentation en eau potable actuel	5
I.2.1. Présentation.....	5
I.2.2. Ressources en eau :	5
I.2.3. Adduction :.....	5
I.2.4. Distribution	6
I.2.5. Ouvrages hydrauliques.....	7

Chapitre (II) : Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction	10
II.2. Situation démographique.....	10
II.3. Estimation de la population :.....	11
II.4. Détermination de la norme de la consommation :.....	12
II.5. consommation moyenne journalière :.....	12
II.6. Infrastructures existantes et projetées :.....	13
II.7. Détermination des différents besoins :	13
II.8. Tableaux récapitulatifs des différents besoins :.....	13
II.9. Majoration de la consommation moyenne journalière :.....	16
II.10. Variation de la consommation journalière :.....	17
II.11. Variation de la consommation horaire :.....	20
II.12. Détermination du nombre d’heures de pompage :.....	21
II.13. Conclusion :	21

Chapitre (III) : Diagnostique du système d’alimentation en eau potable actuel.

III.1. Introduction	22
---------------------------	----

III.2. Diagnostic physique	22
III.2.1. Ressources en eau.....	22
III.2.2. les stations de reprise et les ouvrages de stockage	24
III.2.3. Le système d'adduction.....	28
III.2.4. Réseaux de distribution	31
III.3. Conclusion.....	32

Chapitre (IV) : Les réservoirs

IV.1. Généralités	33
IV.2. Classification des réservoirs.....	33
IV.3. Choix du type de réservoir	33
IV.4. Equipement des réservoirs	34
IV.5. Dimensionnement des réservoirs	36
IV.5.1. Détermination de résidu maximum dans les réservoirs	36
IV.5.2. Méthodes de calcul.....	37
IV.5.3. Détermination des réservoirs	37
IV.6. Conclusion	46

Chapitre (V) : Adduction

V.1. Définition.....	47
V.2. Conditions technique	47
V.3. Choix du type de conduite.....	47
V.4. Etude techno-économique des conduites	48
V.4.1. Calcul du diamètre économique	48
V.4.2. Calcul de la vitesse	49
V.4.3. Calcul des pertes de charges.....	49
V.4.4. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)	51
V.4.5. Calcul de la puissance absorbée par la pompe (Pa).....	51
V.4.6. Calcul de l'énergie annuelle consommée par la pompe (E).....	51
V.4.7. Calcul des frais d'exploitation (F _{exp}).....	51
V.4.8 : Calcul des frais d'amortissement (F _{am}).....	52

V.4.9. Calcul du bilan.....	52
V.4.10. Prix des conduites.....	52
V.5. Vérification du diamètre économique des conduites existantes.....	53
V.6. Conclusion.....	59

Chapitre (VI) :Pompes

VI.1. Généralités	61
VI.2. Choix des pompes	61
VI.3. Courbes caractéristiques d'une pompe	61
VI.4. Courbe caractéristique de la conduite	63
VI.5. Point de fonctionnement	63
IV.6. Etude de la cavitation.....	64
VI.7. Vérification et remplacement des pompes	65
VI.7.1. Pompe du Forage	65
VI.7.2. La première station de pompage (SR1).....	66
VI.7.3. La douzième station de pompage (SR2)	68
VI.7.4. La troisième station de pompage (SR3) :.....	70
VI.8. Conclusion	73

Chapitre (VII) : Distribution

VII.1. Généralités	74
VII.2. Calcul du réseau.....	74
VII.3. Classification des réseaux.....	74
VII.4. Choix du type de réseau.....	76
IV.5. Choix du type des conduites	76
VII.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution	76
VII.6.1. Détermination des débits	76
VII.7. Méthode de calcul.....	77
VII.8. Modélisation hydraulique	78
VII.9. Calcul des cotes piézométriques et des pressions de service du réseau.....	79
VII.10. Equipement du réseau de distribution.....	80
VII.11. Dimensionnements des réseaux de distribution.....	81

VII.11.1. Réseau existant :	81
VII.11.2. Réseau projeté :.....	82
VII.11. Conclusion	91

Chapitre (VIII) : Protection et pose des conduites

VIII.1. Protection des conduites cotre le coup de bélier	92
VIII.1.1. Définition.....	92
VIII.1.2. Les dispositifs de protection.....	92
VIII.1.2.1. Cheminée d'équilibre	92
VIII.1.2.2. Soupape de décharge	92
VIII.1.2.3. Réservoir d'air comprimé.....	92
VIII.1.3. Analyse physique du coup de bélier.....	94
VIII.1.4. Conclusion.....	97
VIII.2. Pose des conduites.....	97
VIII.2.1. Pose en tranchées.....	97
VIII.2.2. Traversée des points spéciaux	97
VIII.2.3. Les butées	98
VIII.2.4. Essai de pression	99
VIII.2.5. Le remblayage	99
VIII.2.6. Désinfection des conduites	99
VIII.2.7. Conclusion.....	99
CONCLUSION GENERALE.....	100

Liste Des Tableau

<i>Tableau (I-1) : Les conduites d'adduction par refoulement existantes.</i>	6
<i>Tableau (I-2) : Caractéristiques du puits et de la source.</i>	7
<i>Tableau (I-3) : Réservoirs de stockage existants.</i>	8
<i>Tableau (I-4) : Caractéristiques des stations de reprises.</i>	8
<i>Tableau (II-1) : Nombre d'habitants de AIT SIDI-ALI en 2008.</i>	10
<i>Tableau (II-2) : Actualisation de la population.</i>	11
<i>Tableau (II-3) : Evaluation de la population à long terme.</i>	11
<i>Tableau (II-4) : Les différentes infrastructures existantes et projetées.</i>	13
<i>Tableau (II-5) : Détermination des besoins en eau domestique de la population pour les différents horizons.</i>	14
<i>Tableau (II-6) : Détermination des besoins en eau des équipements pour différents horizons.</i>	14
<i>Tableau (II-7) : Récapitulation des besoins en eau de l'an 2015.</i>	15
<i>Tableau (II-8) : Récapitulation des besoins en eau de l'an 2025.</i>	15
<i>Tableau (II-9) : Récapitulation des besoins en eau de l'an 2035.</i>	15
<i>Tableau (II-10) : Récapitulation des besoins en eau de l'an 2040.</i>	16
<i>Tableau (II-11) : Détermination des débits moyens journaliers des agglomérations aux divers horizons.</i>	16
<i>Tableau (II-12) : Majoration de la consommation moyenne journalière</i>	18
<i>Tableau (II-13) : Calcul de la consommation minimale et maximale journalière aux différents horizons.</i>	19
<i>Tableau (II-14) : Valeurs du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitant.</i>	20
<i>Tableau (II-15) : Valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant.</i>	20
<i>Tableau (II-16) : Calcul de la consommation horaire.</i>	21
<i>Tableau (III-1) : Caractéristiques hydrauliques du puits de l'oued DJEMAA.</i>	23
<i>Tableau (III-2) : Les ouvrages de stockage du système d'AIT SIDI-ALI.</i>	24
<i>Tableau (III-3) : Caractéristiques des pompes utilisées dans la station de pompage.</i>	25
<i>Tableau (III-4) : Caractéristiques des pompes utilisées dans la station de pompage de la station de reprise 02 (SR2).</i>	26
<i>Tableau (III-5) : Caractéristiques des pompes utilisées dans la station de pompage de la station de reprise 03 (SR3).</i>	28
<i>Tableau (III-6) : Caractéristiques de la chaîne de refoulement d'AIT SIDI-ALI.</i>	29

Tableau (IV-1) : Calcul du résidu max pour le réservoir ASSIF (SR 01).	42
Tableau (IV-2) : Calcul du résidu max pour le réservoir SEFAH (SR 02)	43
Tableau (IV-3) : Calcul du résidu max pour le réservoir CHEF-LIEU (SR 03)	44
Tableau (IV-4) : Calcul du résidu max pour le réservoir TABIA (R TABIA).	45
Tableau (IV-5) : Tableau récapitulatif des réservoirs	46
Tableau (V-1) : Prix de revient des conduites.	52
Tableau (V-2) : Diamètres des conduites actuelles.	53
Tableau (V-3) : les différents tronçons, leur longueur et les débits transporté.	53
Tableau (V-4) : Calcul des pertes de charges totales(1).	54
Tableau (V-5) : Calcul de la Hmt(2).	55
Tableau (V-6) : Calcul des frais d'exploitation(2).	55
Tableau (V-7) : Calcul des frais d'amortissement(2).	55
Tableau (V-8) : Calcul du bilan(2).	55
Tableau (V-9) : Calcul de la Hmt(3).	56
Tableau (V-10) : Calcul des frais d'exploitation(3).	56
Tableau (V-11) : Calcul des frais d'amortissement(3).	56
Tableau (V-12) : Calcul du bilan(3).	56
Tableau (V-13) : Calcul de la Hmt(4).	57
Tableau (V-14) : Calcul des frais d'exploitation(4).	57
Tableau (V-15) : Calcul des frais d'amortissement(5).	57
Tableau (V-16) : Calcul du bilan(4).	57
Tableau (V-17) : Calcul de la Hmt(5).	58
Tableau (V-18) : Calcul des frais d'exploitation(5).	58
Tableau (V-19) : Calcul des frais d'amortissement(5).	58
Tableau (V-20) : Calcul du bilan(5).	58
Tableau (V-21) : Tableau récapitulatif des conduites d'adduction à réhabiliter.	59
Tableau (VI-1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.	65
Tableau (VI-2) : Récapitulatif des caractéristiques des pompes choisies.	73
Tableau (VII-1) : Détermination des débits des tronçons (A, B, C, D, E et F).	82
Tableau (VII-2) : Détermination des débits des tronçons (A, B, C, D, E et F (suite))	83
Tableau (VII-3) : Détermination des débits G, I et H.	84
Tableau (VII-4) : Etat des nœuds du réseau après simulation des tronçons (A, B, C, D et E).	86
Tableau (VII-5) : Etat des nœuds du réseau après simulation des tronçons (A, B, C, D et E (suite))	87

<i>Tableau (VII-6) : Etat des nœuds du réseau après simulation des tronçons (F, I, G et H). ...</i>	88
<i>Tableau (VII-7) : Etat des Arcs du réseau après simulation des tronçons (A, B, C, D et E)..</i>	89
<i>Tableau (VII-8) : Etat des Arcs du réseau après simulation des tronçons (A, B, C, D et E) (suite).....</i>	90
<i>Tableau (VII-9) : Etat des Arcs du réseau après simulation des tronçons (F, I, G et H).</i>	90
<i>Tableau (VIII-1) : Les valeurs du coup de bélier des différents tronçons.....</i>	96

LISTE DES FIGURES

<i>Figure (I-1) : Situation de la localité Ait Sidi-Ali.....</i>	<i>2</i>
<i>Figure (I-2) : Localisation de la zone d'étude.....</i>	<i>4</i>
<i>Figure (I-3) : Schéma vertical du système de refoulement et d'alimentation actuel.....</i>	<i>9</i>
<i>Figure (II-1) : Histogramme de l'évolution de la population.....</i>	<i>12</i>
<i>Figure (II-2) : Histogramme de la consommation moyenne journalière avec et sans fuites.....</i>	<i>18</i>
<i>Figure (II-3) : Secteur représente le taux des fuites par rapport au taux de la consommation moyen.....</i>	<i>18</i>
<i>Figure (III-1) : Clôture qui entoure le forage de l'oued DJEMAA.....</i>	<i>21</i>
<i>Figure (III-2) : Abri de forage de l'oued DJEMAA.....</i>	<i>21</i>
<i>Figure (II-3) : Purgeur et compteur de installés sur le forage de l'oued DJEMAA.....</i>	<i>22</i>
<i>Figure (III-4) : Corrosion de la tuyauterie du forage de l'Oued DJEMAA.....</i>	<i>22</i>
<i>Figure (III-5) : captage d'EL MINA.....</i>	<i>22</i>
<i>Figure (III-6) : La station de reprise 01 (SR1).....</i>	<i>24</i>
<i>Figure (III-7) : Chambre de vanne de la station de reprise 01 (SR1).....</i>	<i>24</i>
<i>Figure (III-8) : Dégradation des équipements de la station de reprise 01 (SR1).....</i>	<i>25</i>
<i>Figure (III-9) : Station de reprise 02 (SR2).....</i>	<i>25</i>
<i>Figure (III-10) : Dégradation des équipements de la station de reprise 02 (SR2).....</i>	<i>26</i>
<i>Figure (III-11) : Exemple d'apparition de la conduite gravitaire d'EL MINA.....</i>	<i>26</i>
<i>Figure (III-12) : Robinet de vidange de la conduite d'adduction d'EL MINA.....</i>	<i>26</i>
<i>Figure (III-13) : Dégradation avancée de la conduite d'adduction entre les stations de reprise 01 et 02 (SR1 et SR2).....</i>	<i>29</i>
<i>Figure (III-14) : Robinet de vidange installé sur la conduite de refoulement du forage.....</i>	<i>29</i>
<i>Figure (III-15) : Ventouse installée sur la conduite de refoulement du forage.....</i>	<i>29</i>
<i>Figure (IV-1) : Coupe transversale d'un réservoir semi enterré cylindrique.....</i>	<i>34</i>
<i>Figure (IV-2) : Adduction avec chute.....</i>	<i>34</i>
<i>Figure (IV-3) : Adduction noyée.....</i>	<i>34</i>
<i>Figure (IV-4) : départ de la distribution.....</i>	<i>35</i>
<i>Figure (IV-5) : Trop-plein et Vidange.....</i>	<i>35</i>

Figure (IV-6) : By-pass d'un réservoir.	35
Figure (IV-7) : Système à deux prises	36
Figure (IV-8) : Système à siphon.	36
Figure (VI-1) : Schéma vertical du système de refoulement et d'alimentation projeté	60
Figure (VI-1) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	61
Figure (VI-2) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.	66
Figure (VI-3) : Courbe caractéristique de la pompe de la SR1.	66
Figure (VI-4) : Courbe caractéristique de la pompe de la SR2.	68
Figure (VI-5) : Courbe caractéristique de la pompe de la SR3.	71
Figure (VII-1) : Réseau ramifié.	75
Figure (VII-1) : Réseau maille	75
Figure (VII-3) : Résultat de la simulation des tronçons (A, B, C, D, E et F).	85
Figure (VII-4) : Résultat de la simulation des tronçons (F, I, G et H).	86
Figure (VIII-1) : Schéma d'un réservoir d'air.	93
Figure (VIII-2) : Variation de volume d'air au cours des phases de fonctionnement de réservoir d'air.	93
Figure (VIII-3) : Pose de la conduite en tranchée	97
Figure (VIII-4) : Protection pour la traversés des routes.	98
Figure (VIII-5) : Butée sur coude horizontal	98
Figure (VIII-6) : Butée sur coude vertical.	99

Liste de symboles

A : Amortissement annuel de la conduite en pourcentage (%).

a : Célérité des ondes en (m/s).

B : Valeur du coup de bélier en (m).

C_{Ti} : Cote terrain naturel au point (i).

C_{Pi} : Cote piézométrique au point (i).

D : Diamètre de la conduite en (m).

D_i : Diamètre unitaire de la conduite (mm).

E : Energie consommée annuellement en (Kwh).

ec : Prix d'un Kwh (Da/kw) fixé par la SONELGAZ.

e: Epaisseur de la conduite (mm).

Fam : Frais d'amortissement,

Fexp : Frais d'exploitation

g: Accélération de la pesanteur (m/s^2).

H_a : pertes de charges à l'aspiration [m]

H_L : pertes de charges linéaires [m].

HMT : Hauteur manométrique totale (m).

H_r : pertes de charges au refoulement [m].

H_s : perte de charges singulières [m].

H_t : perte de charges totales [m].

H_g : Hauteur géométrique en (m).

h_a : hauteur totale d'aspiration e(m).

h_v : tension de vapeur d'eau à la température considérée en (m).

i : Taux d'accroissement annuel de la population en (%).

J : Pertes de charges par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau.

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

$K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimale journalier.

$K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximale journalier.

$K_{min,h}$: Coefficient d'irrégularité minimale horaire.

$K_{max,h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire.

K' : Coefficient dépendant de la nature du matériau.

li : Longueur du tronçon concerné (m).

L : Longueur de la conduite en (m).

L_{eq} : Longueur équivalente en (m).

L_i : Longueur du tronçon i de système en (m).

m : Coefficient de rognage.

N_i : Nombre d'usagers pour chaque catégorie de consommateurs.

n : Nombre d'années.

$NPSH_d$: charge nette d'aspiration disponible en (m) (donnée par l'utilisateur).

$NPSH_r$: charge nette d'aspiration requise en (m) (donnée par le constructeur).

P : Puissance absorbé par la pompe en (kw)

P_a : Puissance total consommée en (kw).

P_n : Population future à l'horizon considéré.

Pr : prix de revient d'un mètre linéaire de la conduite en (DA).

P_{Si} : Pression au sol au point (i).

P_{atm} : pression atmosphérique en (m.c.e).

P_0 : Population de l'année de référence.

P% : résidu maximum dans le réservoir ou pourcentage de stockage en (%).

$Q_{max,j}$: Débit maximal journalier en (m^3).

$Q_{max,h}$: Débit maximal horaire en (l/s).

$Q_{min,j}$: Débit minimal journalier en (m^3).

$Q_{min,h}$: Débit minimal horaire (l/s).

$Q_{exp.f}$: Volume d'exploitation des forages pendant 24 heures en (m^3/j).

Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s/ml).

Q_{ni} : Débit nodal du nœud concentré en (l/s).

Q_{ci} : Débit concentré au nœud i en (l/s).

Q_i : Débit réparti préalablement pour le tronçon i en (l/s)

Q_{I-K} : Debit du tronçon concerné.

TP : Temps de pompage.

T' : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h).

U : Volume d'air dans le réservoir (m^3).

U_0 : Volume initial de l'air dans le réservoir (m^3).

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

V_{inc} : Le volume de la réserve d'incendie en (m^3).

V_{\min} : Le volume maximal de stockage du réservoir (m^3).

V_{\max} : Le volume maximal de stockage du réservoir (m^3).

V_{sr} : Volume de la station de reprise (m^3).

Z : Pression dans le réservoir d'air (m).

Z_0 : Pression absolue en (m).

α_{\max} : Coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération, sa valeur varie de 1.2 à 1.4.

β_{\max} : Coefficient qui dépend de nombre d'habitants.

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

$\frac{P_0}{W}$: Pression au point d'aspiration en (m).

λ : Coefficient de perte de charge.

η : Rendement de la pompe en (%).

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau, ce bien précieux fondamental de la vie pour toute civilisation et nation à travers tous les temps, la protéger c'est défendre la vie.

Le manque d'eau n'est pas toujours principalement causé par l'épuisement des nappes ou l'irrégularité du régime d'écoulement des sources de surfaces, mais à la manière dont sont conçus et gérés nos réseaux d'alimentation en eau.

Le travail que nous allons présenter concerne l'étude du réseau d'alimentation en eau potable de la région d'AIT SIDI-ALI. Cette étude a pour but de déceler l'ensemble des problèmes dont souffre le fonctionnement général du système, afin d'apporter une solution rationnelle et globale. Son contenu comporte les points suivants :

Dans le premier chapitre de notre travail, nous allons faire la présentation du site de notre étude et la description du système d'alimentation en eau potable actuel.

Le deuxième chapitre, sera consacré à l'étude des besoins en eau de notre zone d'étude.

Dans le troisième chapitre, nous allons procéder à l'étude du diagnostic du système d'alimentation en eau potable actuel.

Dans le quatrième chapitre, nous passerons à l'étude technico-économique dans le but de dimensionner les conduites d'adduction.

Le dimensionnement des conduites d'adduction fera l'objet de cinquième chapitre de notre étude.

Le sixième chapitre, sera consacré au choix des pompes.

Dans le septième chapitre, on procède au dimensionnement du réseau de distribution.

Dans le huitième et le dernier chapitre, nous allons procéder à l'étude de la protection des conduites et on termine avec une conclusion générale.

Chapitre (I) :
Présentation du site et
Description du système
d'AEP actuel

I.1. Présentation du site

I.1.1. Situation géographique

Le village AIT SIDI-ALI fait partie de la commune de Barbacha, et se présente comme une agglomération assez importante de par sa situation géographique, elle est traversée par le chemin CW 158 qui est un facteur économique important.

Elle est limitée par :

- Au nord, la commune d'Amizour ;
- Au sud, le chef-lieu de la commune de Barbacha ;
- A l'est, oued Djemaa ;
- A l'ouest, le village Boughiden.

Les agglomérations concernées par l'étude sont les suivantes :

- AIT SIDI-ALI Chef-lieu ;
- TABIA ;
- LOTA OUGUEMOUN ;
- TIKHROUBINE ;
- TAGMA ;
- SEFFAH
- ASSIF
- KHANOUCHE.

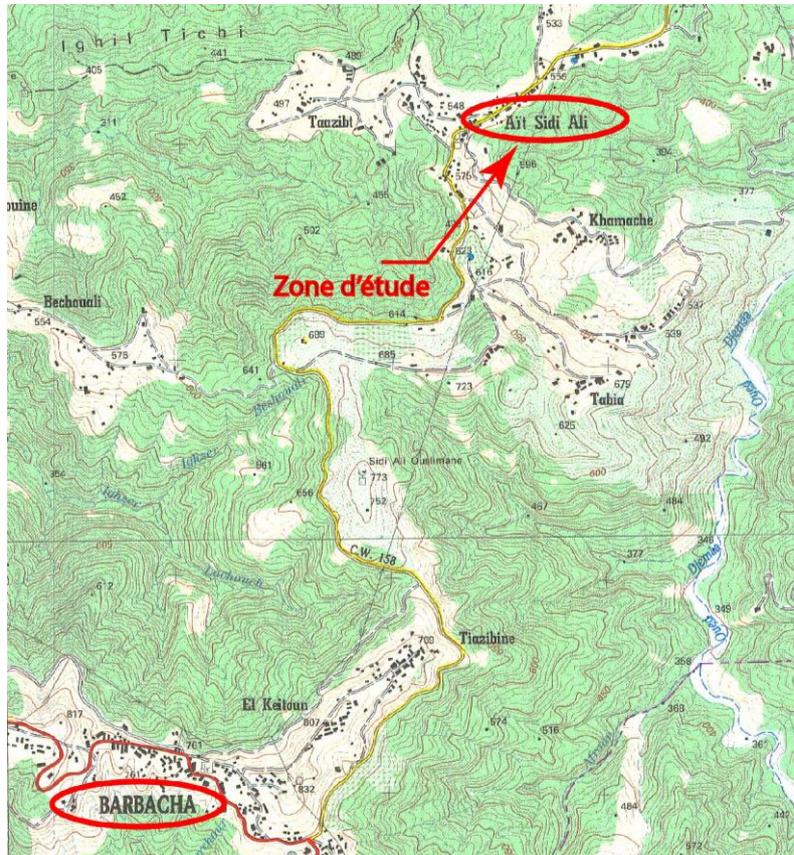


Figure (I-1) : Situation de la localité Ait Sidi-Ali.

I.1.2. Situation hydrographique

Du point de vue hydrographique, la région d'AIT SIDI-ALI est traversée par Oued DJEMAA et quelques cours d'eau secondaires.

I.1.3. Situation climatique

Le climat qui prédomine dans la région d'AIT SIDI-ALI et même toutes les communes de la wilaya de Bejaia, est le climat méditerranéen, caractérisé par une saison sèche et chaude et une autre froide et humide. Cependant, on trouve une légère différence entre le climat de la vallée et celui des zones montagneuses, où l'hiver est plus froid et enneigé.

- ***Température***

- ✓ La température moyenne du semestre froid est de 14°
- ✓ La température moyenne du semestre chaud est de 22°
- ✓ En Janvier, elle varie en moyenne de 7° à 15°
- ✓ En Juillet, elle varie de 20° à 31°.

- ***Pluviométrie***

En l'absence de stations pluviométriques proches du site de la zone de l'étude, la pluviométrie annuelle moyenne est estimée à partir de la carte 1/500000 de la pluviométrie du Nord de l'Algérie. Elle est de l'ordre de 700 mm.

COMMUNES DE LA WILAYA DE BEJAIA (BGAYET)

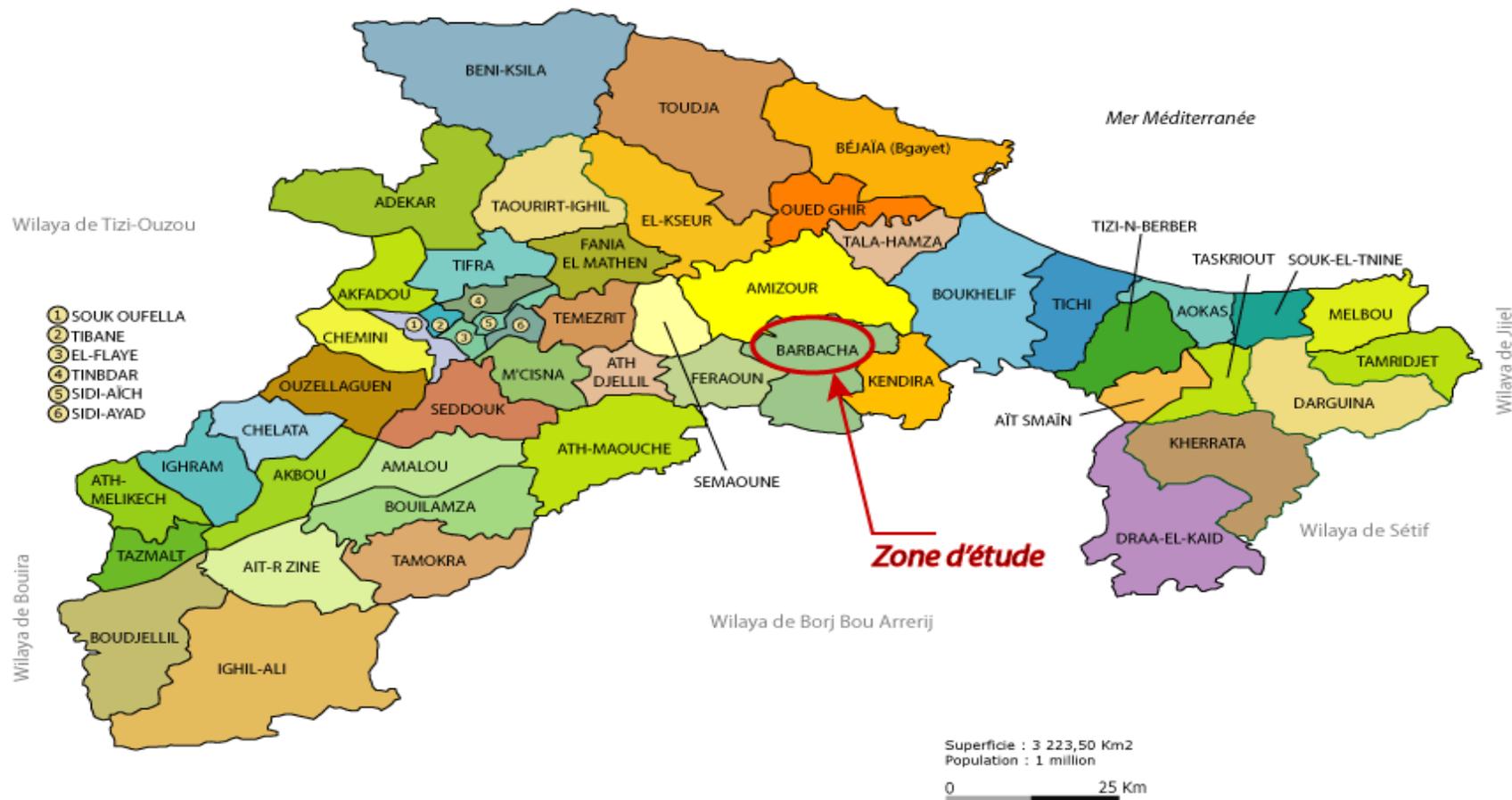


Figure (I-2) : Localisation de la zone d'étude.

I.2. Description du système d'alimentation en eau potable actuel

I.2.1. Présentation

Un système d'alimentation en eau potable est constitué de quatre composantes essentielles, qui sont :

- La source d'alimentation (source, forage)
- Les adductions (refoulement, gravitaire)
- Les ouvrages de stockage (réservoirs, stations de pompage)
- Le réseau de distribution.

Les différentes régions de AIT SIDI-ALI, sont alimentés à partir d'un forage situé sur l'oued Djemaa et une source qui se trouve à El-MINA, donnant un débit global d'environ 15 l/s.

L'eau est refoulée à partir de la station de pompage du puits jusqu'au réservoir TABIA à travers une chaîne de stations de reprise, à savoir :

- La station de reprise « SR1 » de ASSIF
- La station de reprise « SR2 » de SEFFAH
- La station de reprise « SR3 » de AIT SIDI-ALI (Chef-lieu).

La station de reprise « SR 3 » refoule à son tour l'eau vers le réservoir « TABIA ». Ces stations de reprise assurent en même temps la distribution des villages situés à proximité de chacune d'elle.

Le réseau de distribution de ces agglomérations est pratiquement ramifié à l'exception d'une partie de centre du chef-lieu qui est constitué de mailles. Cette distribution est assurée d'une manière gravitaire à partir des stations de reprises.

I.2.2. Ressources en eau

Il existe deux points d'eau pris comme ressources d'eau potable mobilisées pour l'alimentation de la zone d'étude, qui sont :

- Une source qui se trouve à El-Mina, avec un débit de 4 à 6 l/s.
- Un Forage situé sur l'oued Djemaa, avec un débit d'environ 9 l/s.

I.2.3. Adduction

Le système d'alimentation d'AIT SIDI-ALI se fait par une adduction mixte ; adduction par refoulement et adduction gravitaire.

A partir de la source EL MINA jusqu'à la station de reprise (SR1) de SEFAH, l'adduction est gravitaire.

A partir du puits de L'oued DJEMAA vers le réservoir TABIA, la chaîne d'adduction est assurée par refoulement en passant par les trois stations de reprise ; SR1, SR2 et SR3 (voir Figure (I-3)).

1.2.3.1. Refoulement

Au total, il existe 4 refoulements qui assurent l'acheminement des eaux du puits jusqu'au réservoir TABIA, ils sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau (I-1) : Les conduites d'adduction par refoulement existantes.

Adduction par refoulement	Diamètre (mm)
Forage – SR01	125
SR01 – SR02	150
SR02 – SR03	150
SR03 – R TABIA	125

1.2.3.2. Gravitaire

La seule adduction gravitaire qui existe est celle d'El Mina. Elle collecte les eaux du captage d'El Mina vers la SR 01, avec un diamètre de 150 mm.

1.2.4. Distribution

Chaque agglomération a son propre réseau de distribution et les réseaux sont indépendants les uns des autres.

La distribution est assurée gravitairement à partir des réservoirs et tous les réseaux de Ait Sidi-Ali concernés par l'étude, sont ramifiés à l'exception d'une partie de centre du chef-lieu qui est constitué de mailles.

1.2.4.1. Réseau de distribution Chef-lieu (Tronçon A, B et C)

C'est le réseau de distribution le plus important des agglomérations concernées par l'étude, de par sa superficie et du nombre d'habitants ; elle est alimentée à partir du réservoir 200 m³ qui se trouve sur la station de reprise 03 (SR3), en alimentant avec une conduite de (80/90 mm), la partie amont de chef-lieu avant la mosquée principale et rejoint le regard de vanne se trouvant juste sur le CW 158.

A partir de ce regard des vannes, trois conduites sortent pour alimenter le reste du Chef-lieu, la conduite A (Tronçon A) pour la région de TAAZIBT, la conduite B (Tronçon B) le long du chemin Wilaya (CW 158) et enfin la conduite C (Tronçon C) pour le village d'ASSOUEL.

1.2.4.2. Réseau de distribution des villages TIKHARUBINE, TAGMA et KHANOUCHE (Tronçon D, E et F)

A partir du réservoir 200 m³ de la station de reprise 03 (SR3), en plus du premier réseau, trois autres conduites sortent pour alimenter les villages TIKHARUBINE (conduite D de 40/49 mm), TAGMA (conduite E de 33/42 mm) et KHANOUCHE (conduite F de 40/49 mm).

1.2.4.3. Réseau de distribution des villages TABIA et LOTA OUGUEMOUNE (Tronçon G, I et H)

L'alimentation de ces villages est assurée à partir de réservoir TABIA 50 m³ par trois conduites ; deux conduites (G et I) pour le village TABIA avec des diamètres de 33/42 mm et une conduite H pour le village LOTA-OUGUEMOUNE avec un diamètre de 40/49 mm.

1.2.4.4. Réseau de distribution des villages ASSIF et SEFAH (Tronçon J et K)

Le village ASSIF est alimenté par une conduite venant du réservoir 50 m³ de la station de reprise 01 (SR1) avec un diamètre de 42.6 mm, et le village SEFAH est alimenté par une conduite venant du réservoir 50 m³ de la station de reprise 02 (SR2) avec un diamètre de 40/49.

I.2.5. Ouvrages hydrauliques

Les infrastructures hydrauliques du système d'alimentation en eau sont :

- Un forage et une source
- Les réservoirs
- Les stations de reprise.

1.2.5.1. Le Forage

Il est situé à proximité de l'oued Djemma et équipé d'une pompe refoulant un débit de 9 l/s. La source est située à EL-MINA, donnant un débit d'environ 6 l/s.

Tableau (I-2) : Caractéristiques du puits et de la source.

Type d'ouvrage	Diamètre d'adduction	Débit pompe (l/s)	Débit fourni (l/s)
Forage	Refoulement (125 mm)	10	9
Source	Gravitaire (150 mm)	Néant	5 à 6

1.2.5.2. les réservoirs

Les agglomérations concernées par l'étude sont alimentées par un ensemble de réservoirs ; la plupart sert des réservoirs tampons de faible capacité qui ne dépasse pas 200 m³ comme le montre le tableau ci-après.

Tableau (I-3) : Réservoirs de stockage existants.

Localité	Capacité (m ³)	Mission	Localité desservies	Observation
SEFAH	50	Bâche de reprise et alimentation	ASSIF	en service
Chef-lieu (AIT SIDI-ALI)	50	Bâche de reprise et alimentation	SEFAH	en service
Chef-lieu (AIT SIDI-ALI)	200	Bâche de reprise et alimentation	Chef-Lieu TAGMA TIKHAROUBINE KHANOUCHE	en service
TABIA	50	Alimentation	TABIA LOTA- OUGEMOUNE	en service
CAPACITE TOTAL			350 m ³	

1.2.5.3 les stations de pompage

Pour acheminer de l'eau à partir de la source et de forage vers les localités desservies, il a fallu concevoir un système de telle sorte surmonter l'obstacle majeur qui est la forte dénivelée.

C'est une chaîne de refoulement composée de plusieurs stations de reprise appelées communément « SR », elles sont équipées de groupes de pompes dont les caractéristiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau (I-4) : Caractéristiques des stations de reprises.

Station de refoulement	Type de pompe	Débit (m ³ /h)	Hauteur (m)	Vitesse (tr/min)	Observation
Forage	Schumberger WOLTEX	60	200	2900	Pompe immergée sur une profondeur de 14 m
SR 1	EPE/POVAL BERROUAGHIA	17	170	2960	1 pompe sur 2 en marche
SR 2	EPE/POVAL BERROUAGHIA	17	170	2960	1 pompe sur 2 en marche
SR 3	EPE/POVAL BERROUAGHIA	17	170	2960	1 pompe sur 2 en marche

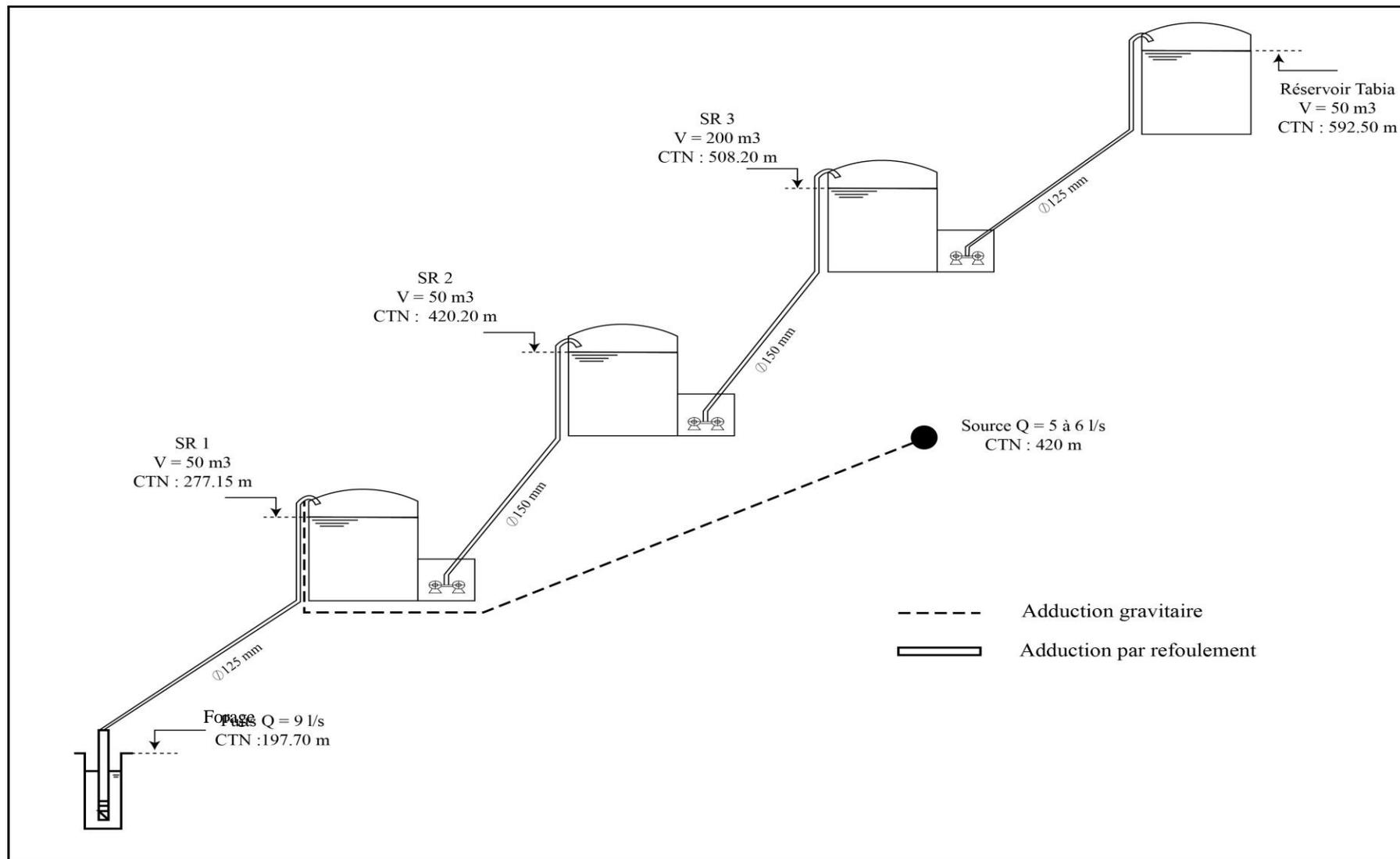


Figure (I-3) : Schéma vertical du système de refoulement et d'alimentation actuel.

Chapitre (II) :

Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction

La consommation d'eau varie en fonction des types de consommateurs. Pour cela avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de toutes les catégories de consommateurs existantes au niveau d'une agglomération, et d'avoir des normes de consommations unitaires, établies sur la base de certains critères, à savoir : domestiques, socio-économiques, sanitaires...etc.

II.2. Situation démographique

Les agglomérations concernées par l'étude sont enregistrées sur le tableau ci-après, lors du dernier recensement de l'année 2008.

Tableau (II-1) : Nombre d'habitants de AIT SIDI-ALI en 2008.

Agglomérations	Nombre d'habitants en 2008
AIT SIDI-ALI CENTRE	1573
TABIA-LOTA OUGUEMOUN	295
TIKHAROUBINE-TAGMA	308
SEFFAH-ASSIF	252
TOTAL	2428,00

II.3. Estimation de la population

L'estimation de la population en Algérie suit la loi des accroissements géométriques, donnée par l'expression suivante, qui tient compte du taux de naissance, du taux d'immigration et celui de mortalité.

$$P_n = P_0 \cdot (1+i)^n \quad (\text{II-1})$$

Avec :

P_n : Population future à l'horizon considéré.

P_0 : Population de l'année de référence.

i : Taux d'accroissement annuel de la population qui est de 1.6%

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

II.3.1. Estimation de la population actuelle pour chaque agglomération

L'actualisation de la population s'appuie sur les derniers recensements de 2008. La population de AIT SIDI-ALI, suivant les localités se répartit comme suit :

Tableau (II-2) : Actualisation de la population.

localité	Population 2008	Taux d'accroissement	Population 2015
AIT SIDI-ALI CENTRE	1573	1,60%	1758
TABIA-LOTA OUGUEMOUN	295	1,60%	330
TIKHAROUBINE-TAGMA	308	1,60%	344
KHANOUCHE	230	1,60%	257
SEFFAH-ASSIF	252	1,60%	282
TOTAL	2428	1,60%	2713

II.3.2. Estimation de la population à long terme pour chaque agglomération

Notre étude s'étend sur un horizon de 25 ans; les résultats de l'estimation sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (II-3) : Evaluation de la population à long terme.

localité	Population 2008	Population 2015	Population 2025	Population 2035	Population 2040
AIT SIDI-ALI CENTRE	1573	1758	2060	2415	2614
TABIA-LOTA OUGUEMOUN	295	330	386	453	490
TIKHAROUBINE-TAGMA	308	344	403	473	512
KHANOUCHE	230	257	301	253	382
SEFFAH-ASSIF	252	282	330	387	419
TOTAL	2428	2713	3180	3727	4035

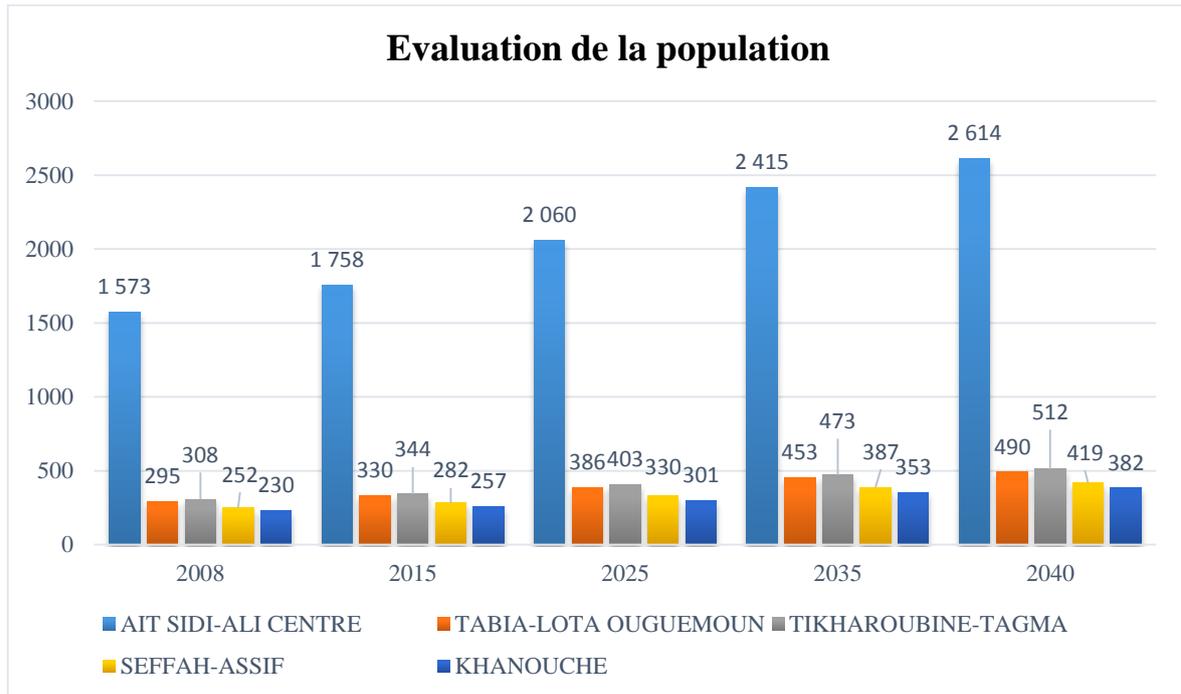


Figure (II-1) : Histogramme de l'évolution de la population.

II.4. Détermination de la norme de la consommation

Les normes de la consommation domestique tiennent compte des paramètres socio-économiques. Pour notre étude, on a opté pour une dotation de 150 l/j/hab.

II.5. consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière, se détermine en tenant compte des différents types de consommateurs :

- Domestiques
- Socioculturels
- Scolaires
- Administratifs
- Industriels.....etc.

Elle est calculée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy-j}} = \frac{q_i \times N_i}{1000} \quad (\text{II-2})$$

Avec :

$Q_{\text{moy-j}}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

q_i : Dotation moyenne journalière pour chaque type de consommateurs (l/j/hab).

N_i : Nombre d'utilisateurs pour chaque catégorie de consommateurs.

II.6. Infrastructures existantes et projetées

Les équipements existants dans le site de notre étude sont :

Tableau (II-4) : Les différentes infrastructures existantes et projetées.

Equipements	Type	Horizon de projection	Localité	Nombre de consommateurs
SCOLAIRES	01- Ecole primaire	Existant	Chef- lieu	260 élèves
	01- CEM	Existant	Chef- lieu	339 élèves
	01- Ecole primaire	Existant	TIKHAROUBIN E	190 élèves
ADMINISTRATIFS	01- Agence PTT	Existant	Chef- lieu	4 agents
SOCIOCULTURELS	03- Mosquée	Existant	Chef- lieu	180 fidèles
SPORTIF	01- salle omnisports	projeté	Chef- lieu	100 joueurs
SANITAIRES	01- Centre de santé	Existant	Chef-lieu	260 m ²

II.7. Détermination des différents besoins

II.7.1. Besoins domestiques

La consommation d'eau des habitants des différentes agglomérations, est obtenue en multipliant le nombre d'habitants par la norme de consommation. Sur la base des normes de dotation pour différents horizons ci-dessus, on aura les résultats représentés dans le (Tableau (II-5)).

II.7.2. Besoins des équipements

Les résultats obtenus sont présentés dans le (Tableau (II-6)).

II.8. Tableaux récapitulatifs des différents besoins

Pour mieux visualiser les différents besoins, nous procédons sous forme de tableaux, à l'inscription pour chaque type et aux divers horizons des besoins de chaque agglomération.

Tableau (II-5) : Détermination des besoins en eau domestique de la population pour les différents horizons.

Agglomération	Nombre d'habitants				Dotation l/j	Besoins (m ³ /j)			
	2015	2025	2035	2040		2015	2025	2035	2040
AIT SIDI-ALI CENTRE	1758	2060	2415	2614	150	263,68	309,04	362,20	392,12
TABIA-LOTA OUGUEMOUN	330	386	453	490	150	49,45	57,96	67,93	73,54
TIKHAROUBINE-TAGMA	344	403	473	512	150	51,63	60,51	70,92	76,78
KHANOUCHE	257	301	353	382	150	38,55	45,19	52,96	57,33
SEFFAH-ASSIF	282	330	387	419	150	42,24	49,51	58,03	62,82
TOTAL	2970	3481	4080	4417	150	445,56	522,20	612,04	662,59

Tableau (II-6) : Détermination des besoins en eau des équipements pour différents horizons.

Equipements	Type	Horizon de projection	Localités	Nombre de consommateurs	Dotation (l/j/cons)	Besoins 2015 (m ³ /j)	Besoins 2025 (m ³ /j)	Besoins 2035 (m ³ /j)	Besoins 2040 (m ³ /j)
SCOLAIRES	01- Ecole primaire	Existe	Chef- lieu	260 élèves	10	2,60	2,60	2,60	2,60
	01- CEM	Existe	Chef- lieu	339 élèves	10	3,39	3,39	3,39	3,39
	01- Ecole primaire	Existe	TIKHAROUBINE	190 élèves	10	1,90	1,90	1,90	1,90
ADMINISTRATIFS	01- Agence PTT	Existe	Chef- lieu	4 agents	10	0,04	0,04	0,04	0,04
SOCIOCULTURELS	03- Mosquée	Existe	Chef- lieu	180 Fidèles	10	1,80	1,80	1,80	1,80
SPORTIF	01- Complexe sportif	Projeté	Chef- lieu	100 joueurs	100	-	10	10	10
SANITAIRES	01- Centre de sante	Existe	Chef- lieu	260 m ²	5	1,30	1,30	1,30	1,30

II.8.1. Besoins à l'horizon 2015

Les résultats sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau (II-7) : Récapitulation des besoins en eau de l'an 2015.

Localisation	Besoins Domestiques (m³/j)	Besoins des Equipements (m³/j)	Besoins Totaux (m³/j)
AIT SIDI-ALI CENTRE	263,68	19,13	282,81
TABIA-LOTA OUGUEMOUN	49,45	-	49,45
TIKHAROUBINE-TAGMA	51,63	1,90	53,53
KHANOUCHE	38,55	-	38,55
SEFFAH-ASSIF	42,24	-	42,24
TOTAL	445,56	21,03	466,59

II.8.2. Besoins à l'horizon 2025

Les résultats sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau (II-8) : Récapitulation des besoins en eau de l'an 2025.

Localisation	Besoins Domestiques (m³/j)	Besoins des Equipements (m³/j)	Besoins Totaux (m³/j)
AIT SIDI-ALI CENTRE	309,04	19,13	328,17
TABIA-LOTA OUGUEMOUN	57,96	-	57,96
TIKHAROUBINE-TAGMA	60,51	1,90	62,41
KHANOUCHE	45,19	-	45,19
SEFFAH-ASSIF	49,51	-	49,51
TOTAL	522,20	21,03	52,23

II.8.3. Besoins à l'horizon 2035

Les résultats sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau (II-9) : Récapitulation des besoins en eau de l'an 2035.

Localisation	Besoins Domestiques (m³/j)	Besoins des Equipements (m³/j)	Besoins Totaux (m³/j)
AIT SIDI-ALI CENTRE	362,20	19,13	381,33
TABIA-LOTA OUGUEMOUN	67,93	-	67,93
TIKHAROUBINE-TAGMA	70,92	1,90	72,82
KHANOUCHE	52,96	-	52,96
SEFFAH-ASSIF	58,03	-	58,03
TOTAL	612,04	21,03	633,07

II.8.4. Besoins à l'horizon 2040

Les résultats sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau (II-10) : Récapitulation des besoins en eau de l'an 2040.

Localisation	Besoins Domestiques (m ³ /j)	Besoins des Equipements (m ³ /j)	Besoins Totaux (m ³ /j)
AIT SIDI-ALI CENTRE	392,12	19,13	411,25
TABIA-LOTA OUGUEMOUN	73,54	-	73,54
TIKHAROUBINE-TAGMA	76,78	1,90	78,68
KHANOUCHE	57,33	-	57,33
SEFFAH-ASSIF	62,82	-	62,82
TOTAL	662,59	21,03	683,62

II.8.5. Récapitulatif général des besoins en eau

Le tableau qui suit représente la consommation moyenne journalière des différentes agglomérations aux différents horizons.

Tableau (II-11) : Détermination des débits moyens journaliers des agglomérations aux divers horizons.

Localisation	Qmoy,j (2015)		Qmoy,j (2025)		Qmoy,j (2035)		Qmoy,j (2040)	
	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
AIT SIDI-ALI CENTRE	282,81	3,27	328,17	3,80	381,33	4,41	411,25	4,76
TABIA-LOTA OUGUEMOUN	49,45	0,57	57,96	0,67	67,93	0,79	73,54	0,85
TIKHAROUBINE-TAGMA	53,53	0,62	62,41	0,72	72,82	0,84	78,68	0,91
KHANOUCHE	38,55	0,45	45,19	0,52	52,96	0,61	57,33	0,66
SEFFAH-ASSIF	42,24	0,49	49,51	0,57	58,03	0,67	62,82	0,73
TOTAL	466,59	5,40	543,23	6,25	633,07	7,33	683,62	7,91

III.9. Majoration de la consommation moyenne journalière

Pour compenser les fuites au niveau du réseau d'adduction et du réseau de distribution qui sont fonction de plusieurs facteurs tels que :

- Types de conduites.
- Nature du terrain.
- Vétusté des conduites.
- Qualité d'entretien.
- Accidents éventuels.

Et afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on effectue une majoration de 20%.

L'équation utilisée dans les calculs est la suivante :

$$Q_{\text{moy.j.majoré}} = 1,2 \times Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{II-3})$$

Les résultats après majoration sont résumés dans le Tableau (II-12) et les Figures (II-2) (II-3).

D'après le Tableau (II-12) la consommation moyenne journalière, à l'horizon 2040 de AIT SIDI-ALI sera de **820,34 m³/j**.

II.10. Variation de la consommation journalière

La consommation journalière d'eau, n'est pas constante, mais varie en présentant des minimums et des maximums. Pour tenir compte de cette variation, il existe deux coefficients dits coefficients d'irrégularité, à savoir $K_{\text{min-j}}$ et $K_{\text{max-j}}$ définis par les expressions suivantes :

$$K_{\text{min.j}} = \frac{Q_{\text{min.j}}}{Q_{\text{moy.j}}} \quad (\text{II-4})$$

$$\text{Donc} \quad Q_{\text{min.j}} = K_{\text{min.j}} \times Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{II-5})$$

$$K_{\text{max.j}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{Q_{\text{moy.j}}} \quad (\text{II-6})$$

$$\text{Donc} \quad Q_{\text{max.j}} = K_{\text{max.j}} \times Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

$Q_{\text{moy.j}}$: Débit moyen journalier (m³/j).

$Q_{\text{min.j}}$: Débit minimal du jour le plus chargé de l'année (m³/j).

$Q_{\text{max.j}}$: Débit maximal du jour le plus chargé de l'année (m³/j).

$K_{\text{min-j}}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur varie de 0.7 à 0.9.

$K_{\text{max-j}}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur varie de 1.1 à 1.3.

Pour le cas de notre étude, nous avons pris les valeurs suivantes :

$$K_{\text{min-j}} = 0.8 \quad \text{donc} \quad Q_{\text{min.j}} = 0.8 \cdot Q_{\text{moy.j}}$$

$$K_{\text{max-j}} = 1.2 \quad \text{donc} \quad Q_{\text{max.j}} = 1.2 \cdot Q_{\text{moy.j}}$$

Les résultats de calcul de $Q_{\text{min.j}}$ et $Q_{\text{max.j}}$ sont résumés dans le Tableau (II-13).

D'après le tableau (II-13) la consommation maximale journalière qu'il faut considérer pour le calcul sera de **11,39 l/s**.

Tableau (II-12) : Majoration de la consommation moyenne journalière

Localisation	Consommation journalière	Horizon							
		2015		2025		2035		2040	
		m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s	m3/j	l/s
ASSIF	Q _{moy. j}	12,57	0,15	14,73	0,17	17,27	0,20	18,70	0,22
	Q _{moy. j. majoré}	15,09	0,17	17,68	0,20	20,72	0,24	22,44	0,26
SEFAH	Q _{moy. j}	29,67	0,34	34,77	0,40	40,76	0,47	44,12	0,51
	Q _{moy. j. majoré}	35,60	0,41	41,73	0,48	48,91	0,57	52,95	0,61
AIT SIDI-ALI CENTRE	Q _{moy. j}	282,81	3,27	328,17	3,80	381,33	4,41	411,25	4,76
	Q _{moy. j. majoré}	339,37	3,93	393,80	4,56	457,60	5,30	493,50	5,71
TIKHAROUBINE-TAGMA	Q _{moy. j}	53,53	0,62	62,41	0,72	72,82	0,84	78,68	0,91
	Q _{moy. j. majoré}	64,24	0,74	74,89	0,87	87,38	1,01	94,41	1,09
KHANOUCHE	Q _{moy. j}	38,55	0,45	45,19	0,52	52,96	0,61	57,33	0,66
	Q _{moy. j. majoré}	46,27	0,54	54,22	0,63	63,55	0,74	68,80	0,80
TABIA-LOTA OUGUEMOUN	Q _{moy. j}	49,45	0,57	57,96	0,67	67,93	0,79	73,54	0,85
	Q _{moy. j. majoré}	59,34	0,69	69,55	0,80	81,51	0,94	88,25	1,02
TOTAL	Q _{moy. j}	466,59	5,40	543,23	6,29	633,07	7,33	683,62	7,91
	Q _{moy. j. majoré}	559,90	6,48	651,88	7,54	759,68	8,79	820,34	9,49

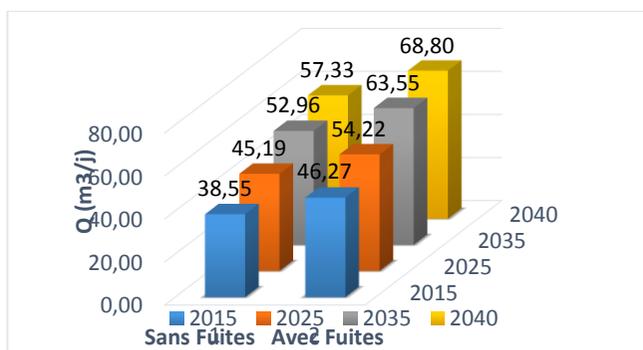
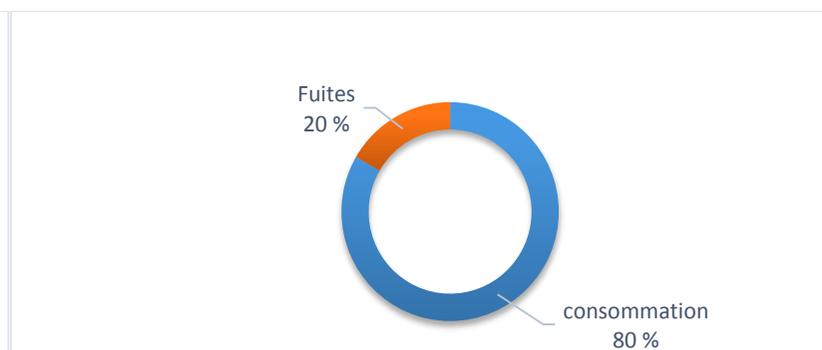
*Figure (II-2) : Histogramme de la consommation moyenne journalière avec et sans fuites.**Figure (II-3) : Secteur représente le taux des fuites par rapport au taux de la consommation moyen*

Tableau (II-13) : Calcul de la consommation minimale et maximale journalière aux différents horizons.

Localisation	Consommation journalière	Horizon 2015		Horizon 2025		Horizon 2035		Horizon 2040	
		m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s
ASSIF	Q _{moy. j. majoré}	15,09	0,17	17,68	0,20	20,72	0,24	22,44	0,26
	Q _{min. j}	12,07	0,14	14,15	0,16	16,58	0,19	17,95	0,21
	Q _{max. j}	18,10	0,21	21,22	0,25	24,87	0,29	26,92	0,31
SEFAH	Q _{moy. j. majoré}	35,60	0,41	41,73	0,48	48,91	0,57	52,95	0,61
	Q _{min. j}	28,48	0,33	33,38	0,39	39,13	0,45	42,36	0,49
	Q _{max. j}	42,73	0,49	50,07	0,58	58,69	0,68	63,54	0,74
AIT SIDI-ALI CENTRE	Q _{moy. j. majoré}	339,37	3,93	393,80	4,56	457,60	5,30	493,50	5,71
	Q _{min. j}	271,50	3,14	315,04	3,65	366,08	4,24	394,80	4,57
	Q _{max. j}	407,25	4,71	472,56	5,47	549,12	6,36	592,20	6,85
TIKHAROUBINE-TAGMA	Q _{moy. j. majoré}	64,24	0,74	74,89	0,87	87,38	1,01	94,41	1,09
	Q _{min. j}	51,39	0,59	59,91	0,69	69,91	0,81	75,53	0,87
	Q _{max. j}	77,08	0,89	89,87	1,04	104,86	1,21	113,30	1,31
KHANOUCHE	Q _{moy. j. majoré}	46,27	0,54	54,22	0,63	63,55	0,74	68,80	0,80
	Q _{min. j}	37,01	0,43	43,38	0,50	50,84	0,59	55,04	0,64
	Q _{max. j}	55,52	0,64	65,07	0,75	76,26	0,88	82,56	0,96
TABIA-LOTA OUGUEMOUN	Q _{moy. j. majoré}	59,34	0,69	69,55	0,80	81,51	0,94	88,25	1,02
	Q _{min. j}	47,47	0,55	55,64	0,64	65,21	0,75	70,60	0,82
	Q _{max. j}	71,21	0,82	83,46	0,97	97,82	1,13	105,89	1,23
TOTAL	Q _{moy. j. majoré}	559,90	6,48	651,88	7,54	759,68	8,79	820,34	9,49
	Q _{min. j}	447,92	5,18	521,50	6,04	607,74	7,03	656,28	7,60
	Q _{max. j}	671,88	7,78	782,26	9,05	911,61	10,55	984,41	11,39

II.11. Variation de la consommation horaire

Suivant les heures de la journée, le débit est soumis à des variations horaires. Ces variations sont caractérisées par :

$$K_{\min.h} = Q_{\min.h} \times Q_{\text{moy.h}} \quad (\text{II-8})$$

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

Par ailleurs, les coefficients minimal et maximal $K_{\min-h}$ et $K_{\max-h}$ sont définis comme suit :

$$K_{\min-h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (\text{II-10})$$

$$K_{\max-h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{II-11})$$

Avec : α_{\min} : Coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération, sa valeur varie de 0,4 à 1,4. Pour notre étude on prend $\alpha_{\min} =$

α_{\max} : Coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération, sa valeur varie de 1.2 à 1.4. Pour notre étude on prend $\alpha_{\min} = 1.3$

β_{\min} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants, et sera déterminé par la méthode d'interpolation à l'aide du tableau suivant :

Tableau (II-14) : Valeurs du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant.

Nombre d'habitants * 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10,0	20,0	30,0	100,0	300,0	1000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,85	1,0

β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitants, et sera déterminé par la méthode d'interpolation à l'aide du tableau suivant :

Tableau (II-15) : Valeurs du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.

Nombre d'habitants * 1000	<1,0	1,5	2,5	4,0	6,0	10,0	20,0	30,0	100,0	300,0	>1000
β_{\max}	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1,0

$$Q_{\min.h} = K_{\min.h} \times \frac{Q_{\min.j}}{24} \quad (\text{II-12})$$

$$Q_{\max.h} = K_{\max.h} \times \frac{Q_{\max.j}}{24} \quad (\text{II-13})$$

Les résultats de calcul de β_{\min} , β_{\max} , $K_{\min-h}$ et $K_{\max-h}$ sont représentés sur le tableau ci-dessous :

Tableau (II-16) : Calcul de la consommation horaire.

Horizon	2015	2025	2035	2040
Nombre d'habitants	2713	3180	3727	4035
β_{\min}	0,11	0,15	0,18	0,20
$K_{\min-h}$	0,06	0,07	0,09	0,10
$Q_{\min.h}$ (m ³ /h)	0,98	1,45	2,11	2,52
β_{\max}	1,59	1,55	1,52	1,50
$K_{\max-h}$	2,06	2,02	1,97	1,95
$Q_{\max. h}$ (m ³ /h)	52,94	60,39	68,70	73,19

II.12. Détermination du nombre d'heures de pompage

Le temps de pompage est défini comme étant le rapport de la consommation maximale journalière au volume d'exploitation des forages existants. Ce temps s'exprime comme suit :

$$TP = \frac{Q_{\max.j}}{Q_{\exp.j}} \times 24 \quad (\text{II-14})$$

Avec :

TP : Temps de pompage.

$Q_{\max.j}$: Consommation maximale journalière (m³/j).

$Q_{\exp. f}$: Volume d'exploitation des forages endant 24 heures (m³/j).

Le temps de pompages pour notre étude, et **TP = 19 heures.**

II.13. Conclusion

Après avoir calculé les besoins en eau de différentes agglomérations aux divers horizons, il nous paraît nécessaire de vérifier si le système d'alimentation en eau potable actuel peut satisfaire aux besoins de la population qui sont de : **984,41 m³/j.**

Chapitre (III) :
Diagnostic physique
du système
d'alimentation en eau
potable actuel

III.1. Introduction

Lorsque des difficultés de gestion, de fonctionnement, ou des problèmes de qualité d'eau se posent à une collectivité en charge de l'alimentation en eau potable, il est fortement conseillé d'engager une étude couramment appelée « Diagnostic » [3].

Le diagnostic a pour objectif de déceler les insuffisances des installations électromécaniques, du génie civil et relever les dysfonctionnements et les points sensibles dans les réseaux d'AEP d'une agglomération.

C'est le but de ce chapitre qui comporte les diagnostics des :

- Ressources en eau ;
- Stations de reprise et ouvrages de stockage ;
- Conduites d'adduction ;
- Réseaux de distribution.

III.2. Diagnostic physique

III.2.1. Ressources en eau

III.2.1.1. Le forage

Situe sur l'oued DJEMAA ce puits est bien protégé, vu qu'une grande clôture l'entoure (voir Figure (III-1)).

Il se trouve à l'intérieur d'un abri bien construit contre les intempéries (voir Figure (III-2)).



Figure (III-1) : Clôture qui entoure le forage de l'oued DJEMAA.



Figure (III-2) : Abri de forage de l'oued DJEMA.

La pompe du puits est de type immergée verticale, dont les caractéristiques sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau (III-1) : Caractéristiques hydrauliques du puits de l'oued DJEMAA.

Puits	Diamètre de refoulement (mm)	Pompe	H.M.T (m)	Débit Q (l/s)
Oued DJEMAA	125	ODESSE	100	10

Notre forage est équipé d'un débitmètre (compteur) de 60 m³/h et d'un purgeur en fonction mais en état de dégradation très avancée (voir Figure (II-3)).



Figure (II-3) : Purgeur et compteur installés sur le forage de l'oued DJEMAA.



Figure (III-4) : Corrosion de la tuyauterie du forage de l'Oued DJEMAA.

On remarque aussi que la tuyauterie est dans un état critique, les fuites ont provoqué la corrosion de celle-ci qui, au fil du temps deviennent importantes (voir Figure (III-4)).

III.2.1.2. Le captage d'EL MINA

La première constatation est l'absence d'une protection ; il n'existe aucun abri contre les intempéries et la contamination de la nappe.

En plus de l'absence d'entretien, on remarque que le couvercle n'a même pas de cadenas, et on le maintient fermé par la pose d'une pierre sur ce dernier (voir Figure (III-5)).



Figure (III-5) : captage d'EL MINA.

III.2.2. les stations de reprise et les ouvrages de stockage

Une station de reprise est un ouvrage équipé d'un réservoir (bâche d'eau) et d'une station de pompage (pompes) ; dont le réservoir permet le stockage de l'eau et la stabilisation de pression, et la station de pompage assure la relever de l'eau d'un point plus bas à un autre plus haut par refoulement.

Le système d'alimentation en eau potable de la région d'AIT SIDI-ALI est constitué de quatre réservoirs dont Trois sont équipés de stations de pompage ou stations de reprise (SR1, SR2 et SR3). Le quatrième réservoir situé à TABIA n'a pas de station de reprise.

Tableau (III-2) : Les ouvrages de stockage du système d'AIT SIDI-ALI.

Ouvrage de stockage	Site	mission	Station de pompage	Zones desservies
Réservoir 50 m ³	SEFAH	Bâche de reprise et alimentation	Station de reprise N°01	ASSIF
Réservoir 50m ³	Chef-lieu AIT SIDI-ALI (en bas du CEM)	Bâche de reprise et alimentation	Station de reprise N°02	SEFAH
Réservoir 200 m ³	Chef-lieu AIT SIDI-ALI	Bâche de reprise et alimentation	Station de reprise N°03	Chef-Lieu TAGMA TIKHAROUBINE KHANOUCHE
Réservoir 50 m ³	TABIA	Alimentation	Néant	TABIA LOTA OUGUEMOUNE

III.2.2.1. Station de reprise 01 (SR1)

A. La bâche d'eau

La première constatation est l'absence la clôture (voir Figure (III-6)), celle-ci doit empêcher l'introduction des personnes étrangères dans la station et le sabotage de celle-ci.

Le système de javellisation est mal conçu, ce qui rend difficile à maîtriser le dosage de Javel.

La chambre de vannes est dans un état critique ; les accessoires sont sujets à la corrosion progressive provoquée par les fuites à travers les vannes (voir Figure (III-7)).



Figure (III-6) : La station de reprise 01 (SR1).



Figure (III-7) : Chambre de vanne de la station de reprise 01 (SR1).

B. La station de pompage

Les fuites importantes des eaux ont provoqué une corrosion du génie civil qui s'est dégradé avec le temps et on constate même que les socles sur lesquels sont posées les pompes sont entamés (voir Figure (III-8)).

La station de pompage est équipée de deux pompes dont les caractéristiques sont données dans le tableau suivant :

Tableau (III-3) : Caractéristiques des pompes utilisées dans la station de pompage.

Caractéristique	Pompe 01	Pompe 02
Type	FLOWSERVE PUMP DIVISION	BERROUAGHIA
Débit (Q)	72 m ³ /h	96,7 m ³ /h
Hauteur (H)	160 m	160 m
Année de mise en service	2003	2003
Vitesse du moteur (n)	2960 tr/mn (LEROY SOMER)	2960 tr/mn (LEROY SOMER)

Les pompes de type horizontal ont subi une corrosion due aux fuites importantes d'eau à travers les interstices.

Ces fuites ont également provoqués la stagnation des eaux dans la station elle-même et cela met en danger la vie des gens qui y travaillent.

On constate également l'absence du cache de l'arbre de couplage moteur-pompe et cela pourrait faire objet d'insécurité et risques importants.

Au cours de la réalisation de cette étude, les deux pompes étaient en panne.



Figure (III-8) : Dégradation des équipements de la station de reprise 01 (SR1).

En somme, la station de pompage souffre d'un entretien urgent aussi bien pour le génie-civil que pour l'installation électromécanique.

III.2.2.2. La station de reprise 02 (SR2)

A. La bâche :

On constate que cette station est pratiquement en bon état, une grande clôture entoure la station, et son génie-civil est relativement bon (voir Figure III.9).

La chambre des vannes est bien entretenue, tous les accessoires fonctionnent normalement (vannes, ventouses) et les conduites sont bitumées.

Le système de javellisation fonctionne et bien maîtrisé.



Figure (III-9) : Station de reprise 02 (SR2).

B. La station de pompage

La station de pompage est équipée de deux pompes dont les caractéristiques sont dans le tableau suivant :

Tableau (III-4) : Caractéristiques des pompes utilisées dans la station de pompage de la station de reprise 02 (SR2).

Caractéristique	Pompe 01	Pompe 02
Type	FLOWSERVE PUMP DIVISION	FLOWSERVE PUMP DIVISION
Débit (Q)	72 m ³ /h	58 m ³ /h
Hauteur (H)	160 m	170 m
Année de mise en service	2003	2003
Vitesse du moteur (n)	2960 tr/mn (LEROY SOMER)	2960 tr/mn (LEROY SOMER)

Contrairement au génie-civil de la station, les équipements électromécaniques à savoir les pompes et les moteurs sont dans un état moins favorable pour un bon fonctionnement hydraulique. D'ailleurs l'une des pompes de cette station est habituellement en panne (voir Figure (III-10)).



Figure (III-10) : Dégradation des équipements de la station de reprise 02 (SR2)

III.2.2.3. Station de reprise 03 (SR3)

A. La bâche :

On retient les mêmes constatations que celles de la station de reprise 02, une grande clôture entoure la station est son génie civil est relativement bon. Le système de javellisation fonctionne et bien maîtrisé.

B. La station de pompage

La station de pompage est équipée de deux pompes dont les caractéristiques sont données dans le tableau suivant :

Tableau (III-5) : Caractéristiques des pompes utilisées dans la station de pompage de la station de reprise 03 (SR3).

Caractéristique	Pompe 01	Pompe 02
Type	FLOWSERVE PUMP DIVISION	FLOWSERVE PUMP DIVISION
Débit (Q)	37 m ³ /h	37 m ³ /h
Hauteur (H)	170 m	170 m
Année de mise en service	2003	2003
Vitesse du moteur (n)	2960 tr/mn (ENEL AZAZGA)	2960 tr/mn (ENEL AZAZGA)

Pour ce qui est des équipements électromécaniques, on remarque que les pompes de cette station ne fonctionnent pas bien du fait que leur rendement est diminué, en plus l'une des deux pompes est actuellement en panne.

III.2.2.4. Le réservoir de TABIA

Le réservoir de TABIA est dans un état très dégradé, avec une clôture détruite. Les différentes conduites d'adduction et de distribution qui lui est associées se trouvent à l'air libre et le trop plein se déverse directement sur les champs avoisinant et provoque ainsi des érosions et des saturations des sols.

III.2.3. Le système d'adduction

A l'amont du système d'adduction de notre étude, il existe deux conduites qui aboutissent au même point qui est la station de reprise 01 (SR1) ; la première, gravitaire démarre de la source El MINA, et la seconde, par refoulement à partir du forage de l'oued DJEMAA. Ensuite, la chaîne continue par refoulement de la station de reprise 01 (SR1) jusqu'au réservoir de TABIA, en passant par les deux stations de reprises 02 et 03 (SR et SR3).

III.2.3.1. L'adduction gravitaire d'EL MINA

C'est une conduite en Acier, d'une longueur de 2372 m avec un diamètre de 150 mm, qui collecte les eaux du captage d'EL MINA par un écoulement gravitaire vers la station de reprise 01 (SR1).

En plusieurs endroits, cette conduite apparaît à même le sol et, est corrodée (voir Photographie III.10) et son état est très corrodé.

Un robinet de vidange est installé sur cette conduite juste avant l'Oued DJEMAA. Ce Robinet vanne est dans un état très dégradé. Son regard est exposé à l'air libre sans abris, son béton est dégradé. Il est ainsi accessible à toute personne même étrangère. La couverture de ce dernier afin d'éviter toute manœuvre et garder sa propreté, est indispensable (voir Figure III.11).



Figure (III-11) : Exemple d'apparition de la conduite gravitaire d'EL MINA.



Figure (III-12) : Robinet de vidange de la conduite d'adduction d'EL MINA.

III.2.3.1. L'adduction par refoulement

Les caractéristiques de la chaîne d'adduction par refoulement d'AIT SIDI-ALI sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau (III-5) : Caractéristiques de la chaîne de refoulement d'AIT SIDI-ALI.

Tronçon	Type d'adduction	Diamètre (mm)	Type de conduite
Puits – SR1	Refoulement	125	Acier noir enrobé
SR1 – SR2	Refoulement	150	Acier noir enrobé
SR2 – SR3	Refoulement	150	Acier noir enrobé
SR3 – R Tabia	Refoulement	125	Acier

On enregistre des fuites très importantes sur la conduite de refoulement entre la station de reprise 01 et 02 (SR1 et SR2), en particulier les premiers cent mètres à la sortie de la station de reprise. Cela est causé par l'absence de protection cathodique des adductions, celle-ci ayant subi une corrosion (voir Figure (III-13)).



Figure (III-13) : Dégradation avancée de la conduite d'adduction entre les stations de reprise 01 et 02 (SR1 et SR2).

Les accessoires installés sur cette chaîne sont dans un état dégradé, du fait qu'ils ne sont pas bien protégés.

Le regard du robinet de vidange installé sur la conduite de refoulement du forage est sans abri et sans couverture, ce qui le rend accessible à n'importe qui (voir Figure (III-14)). Il en est de même pour celui de la ventouse qui est installée sur la même conduite (voir Figure (III-15)).



Figure (III-14) : Robinet de vidange installé sur la conduite de refoulement du forage.



Figure (III-15) : Ventouse installée sur la conduite de refoulement du forage.

III.2.4. Réseaux de distribution

Les réseaux de distribution existants n'ont fait l'objet d'aucune étude au préalable ; à l'origine il existait quelques conduites de distribution réalisées par les services de l'APC. Au fur et à mesure que la population augmentait, de même que les besoins, on a procédé à la réalisation arbitraire de piquage et le réseau s'est formé de lui-même.

Le réseau de distribution qui fait l'objet de cette étude est un réseau ramifié ; dont les conduites ne comportent aucune alimentation en retour.

Pendant notre étude nous avons constaté que :

- Plusieurs conduites prennent le départ du réservoir pour pouvoir alimenter des populations éparses loin les unes des autres.
- A certains endroits des conduites apparaissent et posées à même le sol. Ceci pourrait entraîner la cassure ou l'écrasement de celles-ci.
- L'agglomération d'AIT SIDI-ALI est dotée d'un réseau ramifié très dispersé, en raison de la dispersion de la population.

III.2.4.1. Réseau de distribution Chef-lieu (Tronçon A, B et C)

Parmi les anomalies qui se présentent dans ce réseau, on trouve celles qui sont relatives au fonctionnement dont on site :

- La non homogénéité dans la distribution de l'eau pour les habitants, du fait que la région à l'amont du Chef-lieu, avant le regard vanne, est alimentée sans arrêt alors que les autres régions à l'aval du regard vanne sont alimentées par alternance.
- La forte dénivelée de cette zone provoque de fortes variations de pression ; la région qui se trouve à l'extrémité du tronçon A à savoir TAAZIBT subit de fortes pressions, ce qui perturbe l'alimentation du Chef-lieu.

III.2.4.2. Réseau de distribution des Villages TIKHAROUBINE, TAGMA et KHANOUCHE (Tronçon D, E et F)

Les conduites de ce réseau sont relativement récentes et sont en général en bon état, à l'exception du tronçon F du villages KHANOUCHE qui ne peut pas assurer l'alimentation des habitations se trouvant aux alentours de la station de reprise 03 (SR3) à cause des faibles pressions, contrairement aux habitations qui se trouvent à l'aval de ce tronçon.

III.2.4.3. Réseau de distribution des villages TABIA et LOTA OUGUEMOUNE (Tronçon G, I et H)

Le réservoir TABIA qui alimente ce réseau est relativement de même niveau que les habitations de village TABIA, ce qui provoque un manque de pression dans ce dernier.

I.2.4.4. Réseau de distribution des villages ASSIF et SEFAH (Tronçon J et K):

Pendant le diagnostic nous avons constaté que les conduites qui alimentent ce réseau ne sont pas de même type ; celle venant de la station de reprise 01(SR1) et alimentant le village ASSIF est en PEHD (récemment réhabilité) et celle venant de la station de reprise 02 (SR2) est en acier.

III.3. Conclusion

En se basant sur les constatations du diagnostic physique effectué au niveau du réseau d'alimentation en eau potable de la région d'AIT SIDI-ALI, on peut dégager les conclusions suivantes :

- Le problème de pose de la canalisation (posée à même le sol) ;
- L'état de dégradation avancée des bâtiments (génie-civil) de certains réservoirs ;
- L'état de corrosion de la plupart des équipements en place ;
- La vétusté de nombreux regards et chambres de vannes ;
- La dégradation des équipements de sécurité (clôtures, cadenas des regards de vannes, portes d'accès, etc...).
- La dégradation avancée des équipements électromécaniques (les pompes).

En conséquence, on retient :

- Construction d'un abri pour le captage d'EL MINA afin de le protéger.
- Nettoyage et entretien des réservoirs, et le remplacement de réservoir TABIA qu'est dans un état très dégradé et relativement de même niveau que les habitations, par un nouveau dans un endroit plus élevé.
- Remplacement de la conduite du refoulement reliant (SR 01) à (SR 02) et celle de l'adduction gravitaire reliant le captage EL MINA à (SR 01) qui souffre de fuites considérables, et qui présentent un véritable handicap pour la chaîne d'adduction.
- La rénovation des pompes horizontales au niveau des stations de reprises en particulier la station de reprise 01 (SR01).
- L'état et les caractéristiques de l'ensemble des conduites de distributions nous incitent à procéder au changement de la structure de celui-ci, autrement dit proposer carrément un réseau neuf qui viendra palier aux insuffisances de l'actuel.

Après avoir fait le diagnostic physique qui consiste à faire ressortir toutes les anomalies dans notre réseau, il est recommandé de vérifier par calcul hydraulique le dimensionnement des réservoirs et des conduites (adduction, distribution) et leurs limites quant aux débits refoulés par les stations de pompage mais aussi les caractéristiques de celles-ci (débits, hauteurs manométriques totales), ce qui est l'objet des prochains chapitres.

Chapitre (IV) :

Réservoirs

IV.1. Généralité

Un réservoir est un bassin d'eau traitée qui se remplit au cours des périodes de faibles consommations journalières et qui se vide pendant les périodes de fortes consommations journalières [3]. D'où on constate qu'il assure deux tâches au même temps le stockage et la stabilisation de la pression.

Il offre les avantages suivants :

- Régularité dans le fonctionnement du pompage
- Régularité de la pression dans le réseau de distribution
- Simplification de l'exploitation.

IV.2. Classification des réservoirs

D'après la nature des matériaux, on distingue :

- Les Réservoirs métalliques,
- Les Réservoirs en maçonnerie,
- Les Réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

D'après La situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrés,
- Semi enterrés,
- Surélevés, sur tour.

Enfin, d'après des considérations esthétiques, ils peuvent :

- Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage,
- Soit s'intégrer au paysage [1].

IV.3. Choix du type de réservoir

Ce sera, bien entendu, une question d'espèce pour chaque cas. Cependant, à chaque fois que cela est possible, il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi-enterré ou, au plus, en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement entré [1].

Ces types de réservoir, les deux premiers principalement, présentent beaucoup d'avantages par rapport au réservoir surélevé qui sont :

- Etanchéité facilement réalisable ;
- Frais de constructions moindres ;
- Conservation de l'eau à une température constante ;
- Capacité de stockage très importante.

Vu ces avantages, s'il y a lieu de construire de nouveaux réservoirs d'ici à 2040, on optera pour ce type.

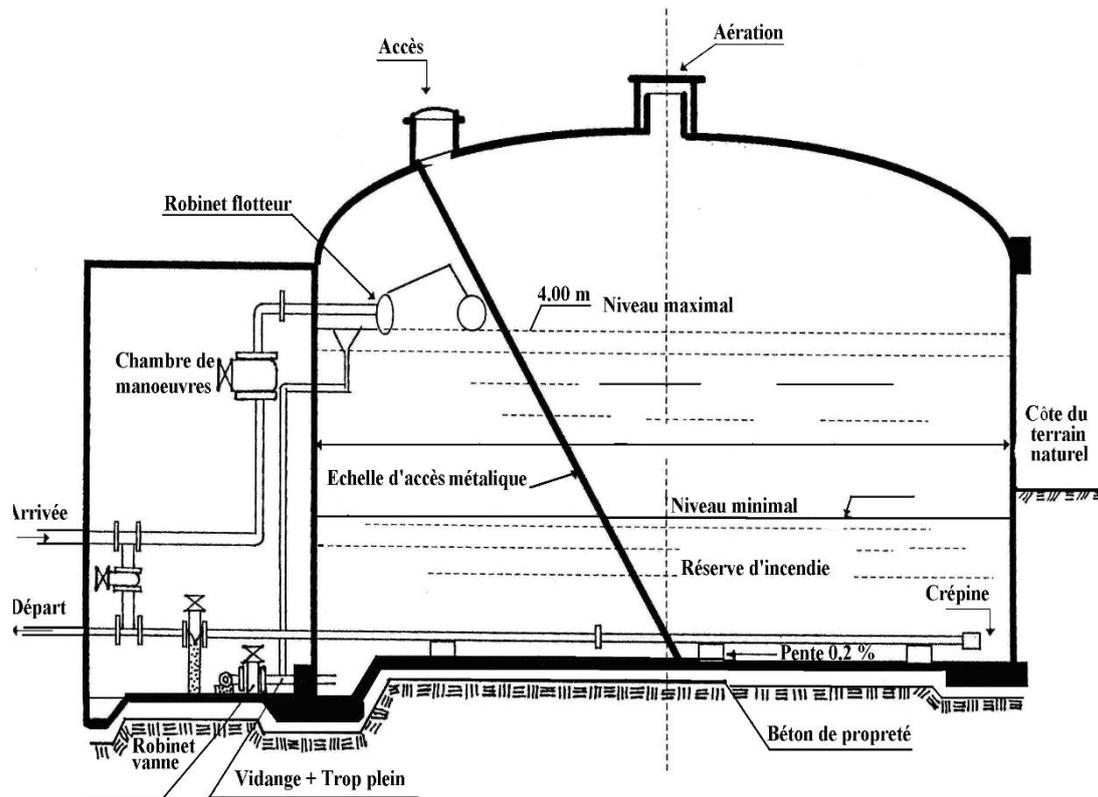


Figure (IV-1) : Coupe transversale d'un réservoir semi enterré cylindrique.

IV.4. Equipement des réservoirs

IV.4.1. Arrivée de l'adduction

L'arrivée de l'adduction dans le réservoir peut être placée soit au fond du réservoir, soit à la partie supérieure ou même déverser au-dessus de la surface libre dans celui-ci. Dans ce dernier cas, la hauteur de refoulement dans le réservoir à l'avantage de rester constante, mais au détriment d'une légère perte d'énergie. La surverse a d'autre part l'inconvénient de libérer plus facilement le gaz carbonique dissous, et par suite de favoriser l'entartage du réservoir et des conduites aval [2].

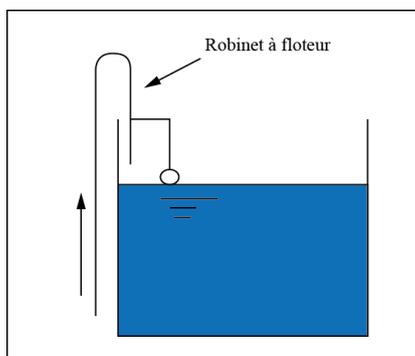


Figure (IV-2) : Adduction avec chute

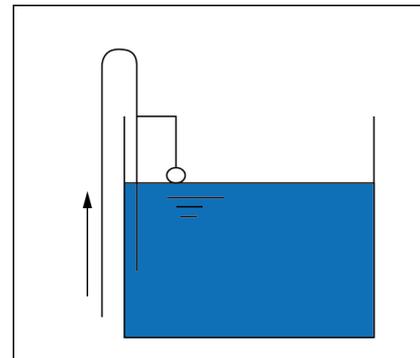


Figure (IV-3) : Adduction noyée.

IV.4.2. Départ de la distribution

Pour faciliter le passage de l'eau dans le réservoir, l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée ; il sera bien entendu placé près de fond [2], à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve [1].

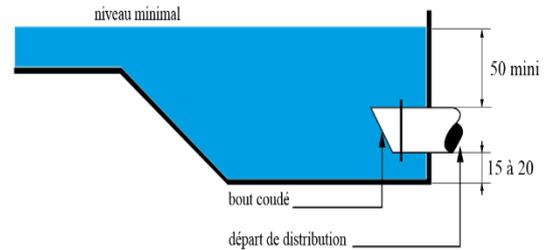


Figure (IV-4) : départ de la distribution.

IV.4.3. Trop-plein

Le trop-plein a pour but d'assurer sans déversement du réservoir l'évacuation du débit d'adduction, pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. Il doit donc être dimensionné pour ce débit, et conduire l'eau à l'égout (vitesse maximale : 3 à 4 m/s [2]).

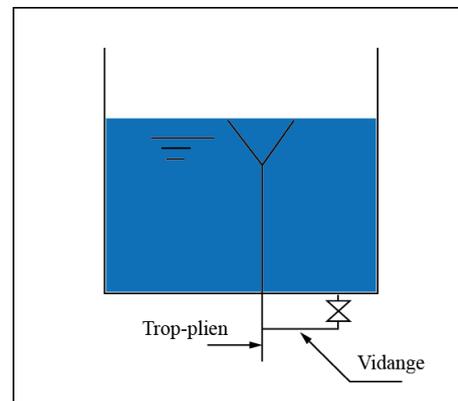


Figure (IV-5) : Trop-plein et Vidange.

IV.4.4. Vidange

Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations, il est nécessaire de pouvoir le vidanger, au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein [2].

IV.4.5. By-pass

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir non compartimenté, il suffit de disposer un by-pass reliant la conduite d'amenée à la conduite de départ [2].

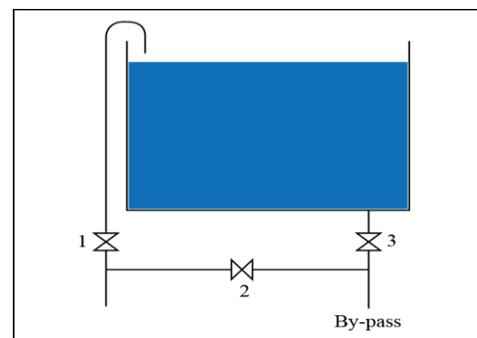


Figure (IV-6) : By-pass d'un réservoir.

IV.4.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour pouvoir combattre les incendies, il faut également prévoir un certain volume d'eau, souvent appelé réserve d'incendie [3]. Il est théoriquement impossible d'établir le besoin en eau pour l'extinction d'un incendie car trop de facteurs inconnus interviennent [5]. Cette réserve est estimée à 120 m³ résultat baser sur la pratique.

Pour conserver la réserve d'incendie, deux systèmes sont utilisés à savoir :

IV.4.6.1. Le système à deux prises

(1) Fermée et (2) ouverte en temps normal.

(1) s'ouvre en cas d'incendie.

IV.4.6.2. Le système à siphon :

(1) et (3) ouverte et (2) fermée en temps normal.

(2) s'ouvre en cas d'incendie.

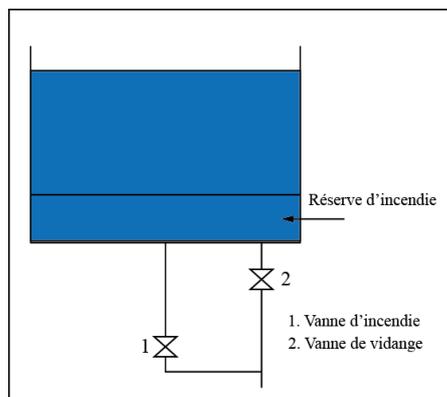


Figure (IV-7) : Système à deux prises.

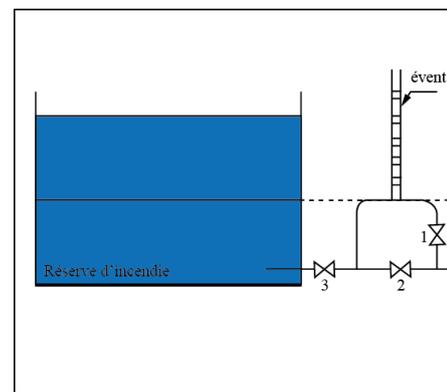


Figure (IV-8) : Système à siphon.

IV.5. Dimensionnement des réservoirs

Connaissant les variations des débits entrant et sortant, nous pouvons alors, déterminer la capacité du réservoir.

IV.5.1. Détermination de résidu maximum dans les réservoirs

Après avoir déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{\max.h}$ pour chaque zone à desservir. Le tableau de distribution du débit journalier (voir annexe 1) nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 h.

On répartit le débit de pompage qui se fait sur 19 heures tout au long de la journée.

On fait la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation ; cette différence est reportée dans la colonne des surplus et 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.

IV.5.2. Méthodes de calcul

IV.5.2.1. Réservoirs

Le volume total du réservoir est calculé en tenant compte du volume de la réserve d'incendie qui est de 120 m³

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{IV-1})$$

Où : V_t : Le volume total du réservoir (m³).

V_{inc} : Le volume de la réserve d'incendie (m³).

V_{\max} : Le volume maximal de stockage du réservoir qui est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\max} = \frac{P \% \times Q_{\max.j}}{100} \quad (\text{IV-2})$$

Avec : $Q_{\max.j}$: débit maximal journalier (m³/j)

P% : résidu maximum dans le réservoir ou pourcentage de stockage.

IV.5.2.1. Station de reprise

Le dimensionnement d'une station de reprise sera déterminé en fonction du temps de fermeture complète des vannes de réglage du tronçon précédent qui est estimé généralement à quinze (15) minutes environ.

Le volume sera donc déterminé à partir de la formule suivante :

$$V_{s,r} = Q_{\max.j} \times t \quad (\text{IV.3})$$

Avec : $V_{s,r}$: Volume de la station de reprise (m³/j).

$Q_{\max.j}$: Débit maximal journalier (m³).

t : temps de réglage des vannes égal à 15 min.

IV.5.3. Détermination des réservoirs

IV.5.3.1. Réservoir ASSIF (SR 01)

Ce réservoir assure la distribution du village ASSIF (Conduite : J) d'une part et le refoulement vers le réservoir de la station de reprise SEFAH (SR 02).

$$K_{\max.h} = 2,50 \quad \text{et} \quad Q_{\max.j} = 984,41 \text{ m}^3/\text{j}.$$

- Le résidu maximum trouvé à partir du Tableau (IV-1) est :

$$P\% = 8,20 \%$$

- Le volume de régulation :

$$V_{\max} = \frac{P \% \times Q_{\max.j}}{100} = \frac{8,20 \times 984,41}{100} = 80,72 \text{ m}^3$$

- Le volume total du réservoir sera :

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 80,72 + 120 = \mathbf{200 \text{ m}^3}$$

Avec : V_{inc} (volume incendie = 120 m^3)

En comparant ce volume avec celui du réservoir existant qui est de 50 m^3 , on aura un déficit de 150 m^3 .

Pour stocker ce déficit, on optera pour un réservoir (R1p) d'un volume standard de 150 m^3 à jumeler avec le réservoir déjà existant, de type circulaire avec un radier légèrement enterré.

- Diamètre du réservoir projeté (R1p) :

Le diamètre de chaque réservoir est en fonction de sa hauteur (h) ; cette hauteur est prise généralement entre 4 et 6 m. dans notre cas, on prend une hauteur de 4 m.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 150}{3,14 \times 4}} = \mathbf{6,91 \text{ m}}$$

d'où : $\mathbf{D_{R1p} = 7 \text{ m}}$

- Hauteur d'incendie dans le réservoir :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{V_t} h \quad (\text{IV.4})$$

Avec : H_{inc} : Hauteur incendie.

V_{inc} : Volume incendie (= 120 m^3)

V_t : Volume total du réservoir (standard)

H : Hauteur max du réservoir.

Donc :

$$H_{\text{inc}} = \frac{120}{(50+150)} \times 4 = \mathbf{2,4 \text{ m}}$$

La hauteur incendie sera : $H_{\text{inc}} = \mathbf{2,4 \text{ m}}$

IV.5.3.2. Réservoir SEFAH (SR 02)

Ce réservoir assure la desserte de SEFAH (Conduite K) d'une part et le refoulement vers le réservoir de la station de reprise Chef-lieu (SR 03).

$$K_{\max,h} = 2,50 \quad \text{et} \quad Q_{\max,j} = 957,49 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Le résidu maximum trouvé à partir du Tableau (IV-2) est :

$$P\% = 1.2 \%$$

- Le volume de régulation :

$$V_{\max} = \frac{P \% \times Q_{\max.j}}{100} = \frac{1,2 \times 957,49}{100} = \mathbf{11,49 \text{ m}^3}$$

- Le volume total du réservoir sera :

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 11,49 + 120 = \mathbf{131,49 \text{ m}^3}$$

Avec : V_{inc} (volume incendie = 120 m³)

En comparant ce volume avec celui du réservoir existant qui est de 50 m³, on aura un déficit de 81,49 m³.

Pour stocker ce déficit, on optera pour un réservoir (R2p) d'un volume standard de 100 m³ à jumeler avec le réservoir déjà existant, de type circulaire avec un radier légèrement enterré.

- Diamètre du réservoir projeté (R2p) :

Le diamètre de chaque réservoir est en fonction de sa hauteur (h) ; cette hauteur est prise généralement entre 4 et 6 m. dans notre cas, on prend une hauteur de 4 m.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 100}{3,14 \times 4}} = \mathbf{5,64 \text{ m}}$$

d'où : $D_{R2p} = \mathbf{6 \text{ m}}$

- Hauteur d'incendie dans le réservoir :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{V_t} h = \frac{120}{(200+100)} \times 4 = \mathbf{1,6 \text{ m}}$$

La hauteur incendie sera : $H_{\text{inc}} = \mathbf{1,6 \text{ m}}$

IV.5.3.3. Réservoir principale d'AIT-SIDI ALI (SR 03)

Ce réservoir assure la distribution du chef-lieu d'Ait Sidi Ali (Conduites A, B et C), TAGMA (E), TIKHAROUBINE (D) d'une part et le refoulement vers le réservoir de TABIA qui assure la distribution de cette dernière, KHANOUCHE et LOTA OUGUEMOUNE.

$$K_{\max.h} = 1,5 \quad \text{et} \quad Q_{\max.j} = 893,95 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Le résidu maximum trouvé à partir du Tableau (IV-3) est :

$$P\% = 16.03\%$$

- Le volume de régulation :

$$V_{\max} = \frac{P \% \times Q_{\max.j}}{100} = \frac{16,03 \times 893,95}{100} = \mathbf{143,30 \text{ m}^3}$$

- Le volume total du réservoir sera :

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 143,30 + 120 = \mathbf{263,30 \text{ m}^3}$$

Avec : V_{inc} (volume incendie = 120 m^3)

En comparant ce volume avec celui du réservoir existant qui est de 200 m^3 , on aura un déficit de $63,30 \text{ m}^3$.

Pour stocker ce déficit, on optera pour un réservoir (R3p) d'un volume standard de 100 m^3 à jumeler avec le réservoir déjà existant, de type circulaire avec un radier légèrement enterré.

- Diamètre du réservoir projeté (R3p) :

Le diamètre de chaque réservoir est en fonction de sa hauteur (h) ; cette hauteur est prise généralement entre 4 et 6 m. dans notre cas, on prend une hauteur de 4 m.

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 100}{3,14 \times 4}} = \mathbf{5,64 \text{ m}}$$

d'où : $D_{R3p} = \mathbf{6 \text{ m}}$

- Hauteur d'incendie dans le réservoir :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{V_t} h = \frac{120}{(200+100)} \times 4 = \mathbf{1,6 \text{ m}}$$

La hauteur incendie sera : $H_{\text{inc}} = \mathbf{1,6 \text{ m}}$

IV.5.3.4. Réservoir TABIA (R TABIA)

Ce réservoir assure la distribution du TABIA (Conduites F et G), KHANOUCHE et une partie d'habitation sur le chemin de la wilaya 153 (Conduite I), LOTA OUGUEMOUNE (Conduite H).

$$K_{\max,h} = 2,5 \quad \text{et} \quad Q_{\max,j} = 188,93 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Le résidu maximum trouvé à partir du Tableau (IV-4) est :

$$P\% = 20,93\%$$

- Le volume de régulation :

$$V_{\max} = \frac{P\% \times Q_{\max,j}}{100} = \frac{20,93 \times 188,93}{100} = \mathbf{39,54 \text{ m}^3}$$

- Le volume total du réservoir sera :

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} = 39,54 + 120 = \mathbf{159,54 \text{ m}^3}$$

Avec : V_{inc} (volume incendie = 120 m^3)

En comparant ce volume avec celui du réservoir existant qui est de 50 m^3 , on aura un déficit de $109,54 \text{ m}^3$.

Etant donné que ce réservoir se situe presque au même niveau que les habitants de la localité desservie ce qui provoque un manque de pression, ajoutant à cela l'état de son génie civil très dégradé (voir Diagnostic physique), on a opté pour un nouveau réservoir de 200 m^3 à un point plus élevée.

- Diamètre de réservoir projeté :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times h}} = \sqrt{\frac{4 \times 200}{3,14 \times 4}} = 7,98 \text{ m}$$

d'où : **D = 8 m**

- Hauteur d'incendie dans le réservoir :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{V_t} h = \frac{120}{(200)} \times 4 = 2,4 \text{ m}$$

La hauteur incendie sera : **$H_{\text{inc}} = 2,4 \text{ m}$**

- **Réservoir ASSIF (SR 01)**

$$K_{\max,h} = 2.50 \quad \text{et} \quad Q_{\max,j} = 984,41 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau (IV-1) : Calcul du résidu max pour le réservoir ASSIF (SR 01).

Heures	Apport (%) (Forage)	Apport (%) (source)	Distribution (%)	Refolement (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00_01	3,16	1,67	0,016	5,12	5,14	0,00	-0,31	7,90
01_02	3,16	1,67	0,016	5,12	5,14	0,00	-0,31	7,59
02_03	3,16	1,67	0,033	5,12	5,15	0,00	-0,32	7,27
03_04	3,16	1,67	0,054	5,12	5,17	0,00	-0,34	6,92
04_05	3,16	1,67	0,095	5,12	5,22	0,00	-0,39	6,54
05_06	3,16	1,67	0,095	5,12	5,22	0,00	-0,39	6,15
06_07	3,16	1,67	0,122	5,12	5,24	0,00	-0,41	5,74
07_08	3,16	1,67	0,277	5,12	5,40	0,00	-0,57	5,17
08_09	3,16	1,67	0,239	5,12	5,36	0,00	-0,53	4,64
09_10	3,16	1,67	0,177	5,12	5,30	0,00	-0,47	4,18
10_11	3,16	1,67	0,112	5,12	5,23	0,00	-0,40	3,78
11_12	3,16	1,67	0,112	5,12	5,23	0,00	-0,40	3,37
12_13	3,16	1,67	0,095	5,12	5,22	0,00	-0,39	2,99
13_14	3,16	1,67	0,095	5,12	5,22	0,00	-0,39	2,60
14_15	3,16	1,67	0,128	5,12	5,25	0,00	-0,42	2,19
15_16	3,16	1,67	0,169	5,12	5,29	0,00	-0,46	1,73
16_17	3,16	1,67	0,283	5,12	5,40	0,00	-0,57	1,15
17_18	3,16	1,67	0,256	5,12	5,38	0,00	-0,55	0,55
18_19	3,16	1,67	0,199	5,12	5,32	0,00	-0,49	0,00
19_20	0	1,67	0,044	0	0,04	1,63	0,00	1,63
20_21	0	1,67	0,044	0	0,04	1,63	0,00	3,25
21_22	0	1,67	0,027	0	0,03	1,64	0,00	4,90
22_23	0	1,67	0,016	0	0,02	1,65	0,00	6,55
23_24	0	1,67	0,016	0	0,02	1,65	0,00	8,20
TOTAL	60	40	2,72	97,28	100			

- **Réservoir SEFAH (SR 02)**

$$K_{\max,h} = 2.50 \quad \text{et} \quad Q_{\max,j} = 957,49 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau (IV-2) : Calcul du résidu max pour le réservoir SEFAH (SR 02).

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Refoulement (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00_01	5,26	0,040	4,91	4,95	0,31	0,00	0,12
01_02	5,26	0,040	4,91	4,95	0,31	0,00	0,43
02_03	5,26	0,080	4,91	4,99	0,27	0,00	0,70
03_04	5,26	0,134	4,91	5,04	0,22	0,00	0,92
04_05	5,26	0,234	4,91	5,14	0,12	0,00	1,03
05_06	5,26	0,234	4,91	5,14	0,12	0,00	1,15
06_07	5,26	0,301	4,91	5,21	0,05	0,00	1,20
07_08	5,26	0,681	4,91	5,59	0,00	-0,33	0,88
08_09	5,26	0,588	4,91	5,50	0,00	-0,24	0,64
09_10	5,26	0,434	4,91	5,35	0,00	-0,08	0,56
10_11	5,26	0,274	4,91	5,18	0,08	0,00	0,64
11_12	5,26	0,274	4,91	5,18	0,08	0,00	0,71
12_13	5,26	0,234	4,91	5,14	0,12	0,00	0,83
13_14	5,26	0,234	4,91	5,14	0,12	0,00	0,95
14_15	5,26	0,314	4,91	5,22	0,04	0,00	0,99
15_16	5,26	0,414	4,91	5,33	0,00	-0,06	0,93
16_17	5,26	0,695	4,91	5,61	0,00	-0,34	0,58
17_18	5,26	0,628	4,91	5,54	0,00	-0,28	0,31
18_19	5,26	0,488	4,91	5,40	0,00	-0,14	0,17
19_20	0	0,107	0,00	0,11	0,00	-0,11	0,07
20_21	0	0,107	0,00	0,11	0,00	-0,11	-0,04
21_22	0	0,067	0,00	0,07	0,00	-0,07	-0,11
22_23	0	0,040	0,00	0,04	0,00	-0,04	-0,15
23_24	0	0,040	0,00	0,04	0,00	-0,04	0,00
TOTAL	100	6,68	93,31	100			

- *Réservoir principale d'AIT-SIDI ALI (SR 03)*

$$K_{\max,h} = 1.5 \quad \text{et} \quad Q_{\max,j} = 893.95 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau (IV-3) : Calcul du résidu max pour le réservoir CHEF-LIEU (SR 03).

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Refoulement (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00_01	5,26	1,18	1,11	2,30	2,96	0,00	2,96
01_02	5,26	1,18	1,11	2,30	2,96	0,00	5,93
02_03	5,26	1,18	1,11	2,30	2,96	0,00	8,89
03_04	5,26	1,18	1,11	2,30	2,97	0,00	11,86
04_05	5,26	1,97	1,11	3,08	2,18	0,00	14,04
05_06	5,26	2,76	1,11	3,87	1,39	0,00	15,43
06_07	5,26	3,55	1,11	4,66	0,60	0,00	16,03
07_08	5,26	4,34	1,11	5,45	0,00	-0,19	15,85
08_09	5,26	4,93	1,11	6,04	0,00	-0,78	15,07
09_10	5,26	4,93	1,11	6,04	0,00	-0,78	14,29
10_11	5,26	4,93	1,11	6,04	0,00	-0,78	13,51
11_12	5,26	4,93	1,11	6,04	0,00	-0,78	12,74
12_13	5,26	3,94	1,11	5,06	0,21	0,00	12,94
13_14	5,26	3,94	1,11	5,06	0,21	0,00	13,15
14_15	5,26	4,34	1,11	5,45	0,00	-0,19	12,97
15_16	5,26	4,73	1,11	5,84	0,00	-0,58	12,38
16_17	5,26	4,73	1,11	5,84	0,00	-0,58	11,80
17_18	5,26	4,34	1,11	5,45	0,00	-0,19	11,62
18_19	5,26	3,94	1,11	5,06	0,21	0,00	11,83
19_20	0	3,55	0,00	3,55	0,00	-3,55	8,28
20_21	0	3,15	0,00	3,15	0,00	-3,15	5,12
21_22	0	2,37	0,00	2,37	0,00	-2,37	2,76
22_23	0	1,58	0,00	1,58	0,00	-1,58	1,18
23_24	0	1,18	0,00	1,18	0,00	-1,18	0,00
TOTAL	100	78,84	21,15	100			

- **Réservoir TABIA (R TABIA)**

$$K_{\max,h} = 2,5 \quad \text{et} \quad Q_{\max,j} = 188,93 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau (IV-4) : Calcul du résidu max pour le réservoir TABIA (R TABIA).

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00_01	5,26	0,6	4,66	0,00	4,66
01_02	5,26	0,6	4,66	0,00	9,32
02_03	5,26	1,2	4,06	0,00	13,38
03_04	5,26	2	3,26	0,00	16,64
04_05	5,26	3,5	1,76	0,00	18,41
05_06	5,26	3,5	1,76	0,00	20,17
06_07	5,26	4,5	0,76	0,00	20,93
07_08	5,26	10,2	0,00	-4,94	16,00
08_09	5,26	8,8	0,00	-3,54	12,46
09_10	5,26	6,5	0,00	-1,24	11,22
10_11	5,26	4,1	1,16	0,00	12,39
11_12	5,26	4,1	1,16	0,00	13,55
12_13	5,26	3,5	1,76	0,00	15,31
13_14	5,26	3,5	1,76	0,00	17,07
14_15	5,26	4,7	0,56	0,00	17,64
15_16	5,26	6,2	0,00	-0,94	16,70
16_17	5,26	10,4	0,00	-5,14	11,56
17_18	5,26	9,4	0,00	-4,14	7,43
18_19	5,26	7,3	0,00	-2,04	5,39
19_20	0	1,6	0,00	-1,60	3,79
20_21	0	1,6	0,00	-1,60	2,19
21_22	0	1	0,00	-1,00	1,19
22_23	0	0,6	0,00	-0,60	0,59
23_24	0	0,6	0,00	-0,60	0,00
TOTAL	100	100			

IV.5.3.5. Tableau récapitulatif*Tableau (IV-5) : Tableau récapitulatif des réservoirs.*

Réservoir	Capacité totale (m ³)	Capacité du réservoir existant (m ³)	Capacité du réservoir projeté (m ³)	Diamètre du réservoir (m)	Hauteur incendie (m ³)
R_ ASSIF (SR 01)	200	50	150	7	2,4
R_ SEFAH (SR 02)	150	50	100	6	1,6
R_ CHEF-LIEU (SR 03)	300	200	100	6	1,6
R_ TABIA	200	50	200	8	2,4

IV.6. Conclusion

Après avoir vérifié les capacités des différents réservoirs pour l'horizon 2040, on constate les recommandations suivantes :

- Jumeler un réservoir d'un volume de stockage de 150 m³ avec celui existant, pour la localité d'ASSIF (SR 01).
- Jumeler un réservoir d'un volume de stockage de 100 m³ avec celui existant, pour la localité de AIT SIDI-ALI (SR 03), de même pour la localité de SEFAH (SR 02).
- Construire un nouveau réservoir d'un volume de stockage de 200 m³ dans un point plus élevé par rapport à l'existant, pour la localité de TABIA.

Chapitre (V) :

Adduction

V.1. Définition

L'adduction est définie comme étant le transport de l'eau depuis le lieu de prélèvement jusqu'au voisinage de la zone d'utilisation [2]. Elle joue un rôle important dans le système d'alimentation en eau potable et constitue un élément essentiel dont il faut veiller au bon fonctionnement.

Il existe deux type d'adduction ; l'adduction gravitaire, qui ne fait intervenir que le seul travail de pesanteur, puis l'adduction par refoulement, qui fera appel aux formes courantes de l'énergie [1], (les pompes et les moteurs).

V.2. Conditions technique

En vue de l'établissement de la conduite de refoulement, il y aura lieu de tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera, dans la mesure du possible, de respecter.

Il importe de chercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence avec une rampe, toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation, évitant ainsi les contre pontes qui, au droit du point haut ainsi formé peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer. Il faut prendre des dispositifs pour s'opposer aux effets qui peuvent occasionner des éclatements des conduites.

Par ailleurs dans un but d'économie du projet, il sera tenté d'allier au meilleur profil en long.

Le tracé du profil en long le plus court pour avoir, un prix minimum de conduite, à des frais d'exploitation de la station de pompage moins élevés néanmoins on devra respecter certaines règles qui sont les suivantes [1] :

- Eviter les forêts, bois et zones marécageuses.
- Eviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, vois ferrées, oued...) car cela nécessite la construction d'ouvrages spéciaux coûteux. Ainsi, le tracé idéal est celui qui correspond à une rampe régulière de la station de pompage vers le réservoir.

V.3. Choix du type de conduite

Il est difficile de prétendre qu'un matériau est meilleur qu'un autre.

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de nombreux critère parmi lesquels :

- Les conditions d'utilisation, (adduction, réseau, pression).
- La nature des réseaux déjà existants.

- La proximité des usines de fabrication.
- Les facilités d'approvisionnement en pièces spéciales et pièces de rechange.
- Les critères économiques en y incluant le stock de pièces de réparation.
- La qualification des exploitants.
- Les usages locaux.
- Les facilités d'entretien et de modification [4].

Dans notre étude on a opté pour les conduites en PEHD (polyéthylène à haute densité), pour les différents avantages qu'elles présentent, on peut citer entre autre :

- Facilité à poser (grande flexibilité) ;
- Durée de vie théorique 20 ans à 20°C ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à l'entartrage et à la corrosion interne et externe ;
- Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

V.4. Etude techno-économique des conduites

Le choix de diamètre de conduite est le résultat d'un compromis entre les frais d'exploitation et les frais d'investissement, car plus le diamètre est réduit, plus son coût de revient est faible, par contre, la vitesse de l'écoulement augmente. Cette dernière entraîne une augmentation de pertes de charges, donc aussi, celle de l'énergie nécessaire au refoulement qui influe négativement sur les frais d'exploitation. Par contre plus le diamètre est grand, plus le coût augmente et plus la vitesse diminue, donc les pertes de charges également. En conséquence, l'énergie à fournir pour les pompes diminue, d'où la diminution des frais d'exploitation.

Le meilleur choix consiste à faire un bilan de frais cités ci-dessus et d'en prendre le moins coûteux, tout en tenant compte du fait que la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0,5 et 1.5 /s [6].

V.4.1. Calcul du diamètre économique

Le diamètre des conduites est calculé en premier lieu, uniquement en fonction du débit par des formules simples, approchées, établies par BONNIN et BRESS [1].

$$\text{Formule de BONNIN : } D = \sqrt{Q} \quad (\text{V-1})$$

$$\text{Formule de BRESS : } D = 1,5 \sqrt{Q} \quad (\text{V-2})$$

Avec :

D : diamètre de la conduite (m)

Q : débit que véhicule la conduite (m³/s)

Un diamètre intermédiaire sera pris entre les deux précédents et sera, généralement, le diamètre le plus économique.

V.4.2. Calcul de la vitesse

La vitesse est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

Q : Le débit transitant la conduite (m³/s)

D : Le diamètre de la conduite (m).

V.4.3. Calcul des pertes de charges

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau contre les parois intérieures de la conduite.

Les pertes de charge rencontrées sont :

- Pertes de charges linéaires.
- Pertes de charges singulières.

V.4.3.1. Les pertes de charges linéaires (H_L)

Elles sont données par l'expression générale de DARCY-WEISBACH [7] :

$$H_L = J \times L \quad (\text{V-4})$$

Avec :

$$J = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D} \quad (\text{V-5})$$

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge λ aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes : (voir annexe (2))

- En régime transitoire, λ est donné par la formule de COLEBROOK ci-après [7] :

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

- En régime turbulent rugueux, λ est donnée par la formule de NIKURADZE [7] :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad (\text{V-7})$$

Avec :

J : Pertes de charges par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau,

λ : Coefficient de perte de charge,

V : Vitesse d'écoulement (m/s),

D : diamètre de la conduite (m),

g : L'accélération de la pesanteur, égale à 9.81 (m/s²),

L : Longueur de la conduite (m),

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui pour les tubes en PEHD varie comme

suit :

$$K = 0.01 \text{ si } D \leq 200 \text{ mm}$$

$$K = 0.02 \text{ si } D > 200 \text{ mm}$$

Re : nombre de REYNOLDS donnée par la formule suivante [5] :

$$\text{Re} = \frac{V \cdot D}{\mu} \quad (\text{V-8})$$

Avec : μ : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOKES [7] :

$$\mu = \frac{0,0178}{(1 + 0,00337 t + 0,000221 \times t^2)} \quad (\text{V-9})$$

t : Température de l'eau en °C

- A 10°C : $\mu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$,
- A 20°C : $\mu = 1,00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$,
- A 30°C : $\mu = 0,08 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

K/D : Rugosité relative.

V.4.3.2. Les pertes de charges singulières (H_s)

C'est les pertes qui sont occasionnées par les différentes singularités dans les conduites (coudes, convergents, vannes, clapets...). Pratiquement, ces pertes sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD.

$$H_s = 0,1 \times H_L \text{ (m)} \quad (\text{V-10})$$

Avec :

H_s : perte de charges singulières.

V.4.3.3. Pertes de charges totales (H_t)

C'est la somme des pertes de charges linéaires et singulières, pour chaque conduite de longueur L ; on aura donc :

$$H_t = H_s + H_L \text{ (m)} \quad (\text{V-11})$$

$H_t = 1,1 \times H_s \times L$ (H_t : perte de charges totales).

V.4.4. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

Elle est égale à la somme de la hauteur géométrique « H_g » et les pertes de charges à l'aspiration « H_a » et les pertes de charges au refoulement « H_r », elle est exprimé comme suit [7]:

$$\text{HMT} = H_g + H_t \text{ (m)} \quad (\text{V-12})$$

Avec :

H_t : pertes de charges totales ($H_a + H_r$)

V.4.5. Calcul de la puissance absorbée par la pompe (P_a)

La puissance absorbée « P_a » par la pompe est donnée par l'expression suivante [7] :

$$P_a = \frac{\text{HMT} \times Q \times g}{\eta} \text{ (KW)} \quad (\text{V-13})$$

Avec : η : Rendement de la pompe pris généralement égal à 75% environ ;

Q : Débit en (m^3/s) ;

HMT : Hauteur manométrique totale (m).

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

V.4.6. Calcul de l'énergie annuelle consommée par la pompe (E)

Elle s'exprime par la formule suivante :

$$E = P_a \times TP \times 365 \text{ (KWH)} \quad (\text{V-14})$$

Avec : TP : Nombre d'heures de pompage.

P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW).

V.4.7. Calcul des frais d'exploitation (F_{exp})

Ces frais se calculent par la formule suivante [7] :

$$F_{exp} = E \times ec \text{ (DA)} \quad (\text{V.15})$$

Avec : E : Energie annuelle électrique consommée par les pompes (KWh).

ec : Prix d'un KWh (selon la SENELGAZ, le tarif = 4,67 DA).

V.4.8 : Calcul des frais d'amortissement (Fam)

Ces frais sont en fonction du prix de revient des conduites et de leur amortissement annuel.

$$Fam = A \times Pr \times L \quad (V-16)$$

Avec :

Pr : prix de revient d'un mètre linéaire de la conduite (DA).

L : longueur de la conduite (m).

A : amortissement annuel.

$$A = \left[\frac{i}{(1+i)^n} \right] + i \quad (V-17)$$

Avec :

i : Taux d'annuité égal à 0.08 (8%)

N : Nombre d'années d'amortissement égal à 25 ans.

D'où : A = **0,0937**

V.4.9. Calcul du bilan

Le bilan est la somme de frais d'exploitation et d'amortissement :

$$B_L = F_{exp} + Fam \quad (V-18)$$

V.4.10. Prix des conduites

Le prix des conduites est pris en tenant compte des coûts de transport et de pose des conduites par mètre linéaire [10].

Tableau (V-1) : Prix de revient des conduites (2015).

Diamètre des conduites (mm)	Prix de revient (DA/ml)
63	488,24
75	695,51
90	872,95
110	1307,58
125	1664,58
160	2720,24
200	4251,09
250	6632,72
315	10199,12

V.5. Vérification du diamètre économique des conduites existantes

V.5.1 Vérification des diamètres existants

Le travail suivant consiste à faire un constat sur les diamètres des conduites existantes actuellement et ce, des deux points de départ (du puits DJAMAA et du captage d'EL MINA) jusqu'au réservoir terminal de TABIA.

La vérification se fera en calculant seulement les diamètres en fonction des débits qu'elles transportent et on compare les résultats avec les diamètres des conduites existantes.

Les résultats seront résumés dans le tableau suivant :

Tableau (V-2) : Diamètres des conduites actuelles.

Nom de la conduite	Type d'adduction	Débit transporté (m ³ /s)	Diamètre d'après BONNIN (mm)	Diamètre d'après BRESS (mm)	Diamètre actuel (mm)	Observation
captage d'EL MINA_SR1	Gravitaire	0,006	77,5	116,2	150	surdimensionnement de la conduite
Forage_SR1	Refoulement	0,009	94,9	142,3	125	
SR1_SR2	Refoulement	0,0112	105,8	158,7	150	
SR2_SR3	Refoulement	0,0103	101,5	152,2	150	
SR3_R TABIA	Refoulement	0,0022	46,9	70,4	125	

D'après les résultats du Tableau (V-2), tous les tronçons sont surdimensionnés.

Dans ce qui suit, on procédera à une étude technico-économique bien détaillée pour déterminer les diamètres économiques, pour voir, si le réseau ou la chaîne actuelle peut transporter les débits calculés pour l'horizon 2040, sinon on doit les changer.

Le tableau suivant, résume les différents tronçons, leur longueur et les débits qu'ils transportent.

Tableau (V-3) : les différents tronçons, leur longueur et les débits transporté.

Tronçon	Longueur (m)	Débit transporté (m ³ /s)	Hauteur géométrique Hg (m)
captage d'EL MINA_SR1	2372	0,006	140,6
Forage_SR1	1048.56	0,009	81,7
SR1_SR2	918.1	0,0112	126,8
SR2_SR3	1129.24	0,0103	110,3
SR3_R TABIA	681.39	0,0022	106

V.5.2. Vérification et calcul du diamètre économique

V.5.2.1. Calcul des diamètres économiques pour les conduites d'adduction gravitaires

- *Tronçon « Captage d'EL MINA_SR1 »*

Le réservoir de SR1 reçoit une part de ses eaux gravitairement à partir du captage d'EL MINA.

Données :

- Longueur : $L = 2372$ m.
- Débit : $Q = 0,006$ m³/s.
- Hauteur géométrique : $H_g = 140,6$ m.
- $D_{\min} = 0,0714$ m
- $D_{\max} = 0,1236$ m

Les diamètres normalisés sont : 90, 110 et 125 mm.

Tableau (V-4) : Calcul des pertes de charges totales(1).

D (mm)	e (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/ml)	Ht (m)
90	10,1	1,197	95 661	0,0125	0,0415	0,0380	43,7927
110	12,3	0,801	78 232	0,0102	0,0387	0,0130	14,9477
125	14,0	0,620	68 859	0,0090	0,0371	0,0066	7,5660

Pour que l'eau arrive au réservoir de SR1, il faut que : $H_t \leq H_g$

Où :

Ht : Pertes de charges totales dans la conduite (m).

Hg : La charge disponible (m).

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **90 mm**, car $H_t = 43,7927$ m et inférieure à $H_g = 140,6$ m, à une vitesse acceptable de **1,197 m/s**.

Remarque :

La charge à l'entrée du réservoir doit être égale à 0. Pour assurer cette condition, on place sur notre conduite un réducteur de pression.

V.5.2.2. Calcul des diamètres économiques pour les conduites d'adduction par refoulement

- *Tronçon « Forage_SR1 »*

Données :

- Longueur : $L = 1048.56$ m.
- Débit : $Q = 0,009$ m³/s.

- Côte de terrain Naturel : $CTNR_1 = 276.40$ m
- Côte de trop-plein : $CTPR_1 = 279,40$ m
- Côte de terrain puits : $CTNP = 197,70$ m
- Hauteur géométrique : $H_g = 140,6$ m.

D'après :

- BONNIN : $D = 0.0949$ m³/s
- BRESS : $D = 0.1423$ m³/s

D'où les diamètres sont : 110, 125, 160 et 200 mm :

Tableau (V-5) : Calcul de la Hmt(2).

D (mm)	e (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/ml)	Ht (m)	HMT (m)
110	12,3	1,201	117 349	0,0102	0,0387	0,0292	33,6324	115,3324
125	14,0	0,931	103 288	0,0090	0,0371	0,0148	17,0236	98,7236
160	17,9	0,568	80 682	0,0070	0,0343	0,0040	4,5693	86,2693
200	22,4	0,363	64 555	0,0056	0,0320	0,0012	1,3974	83,0974

Tableau (V-6) : Calcul des frais d'exploitation(2).

D (mm)	Pa (kw)	E (kwh)	e (DA/kwh)	Fexp
110	13,5769	94156,019	4,67	439708,610
125	11,6217	80596,746	4,67	376386,802
160	10,1556	70429,275	4,67	328904,716
200	9,7822	67839,711	4,67	316811,451

Tableau (V-7) : Calcul des frais d'amortissement(2).

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	Dep (DA)	A	Fam (DA)
110	1307,9800	1048,5600	1371495,5088	0,0937	128509,1292
125	1664,5800	1048,5600	1745412,0048	0,0937	163545,1048
160	2720,2400	1048,5600	2852334,8544	0,0937	267263,7759
200	4251,0900	1048,5600	4457522,9304	0,0937	417669,8986

Tableau (V-8) : Calcul du bilan(2).

D (mm)	V (m/s)	Fexp	Fam (DA)	Bilan (DA)
110	1,201	439708,6098	128509,1292	568217,7389
125	0,931	376386,8022	163545,1048	539931,9070
160	0,568	328904,7165	267263,7759	596168,4923
200	0,363	316811,4512	417669,8986	734481,3497

A partir des calculs effectués, le diamètre économique est : **D = 125 mm.**

- **Tronçon « SRI_SR2 »**

Données :

- Longueur : $L = 918,10$ m.
- Débit : $Q = 0,0112$ m³/s.
- Hauteur géométrique : $H_g = 126,8$ m.

D'après :

- BONNIN : $D = 0,1058$ m³/s
- BRESS : $D = 0,1587$ m³/s

D'où les diamètres normalisés sont : 110, 125, 160 et 200 mm.

Tableau (V-9) : Calcul de la Hmt(3).

D (mm)	e (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/ml)	Ht (m)	HMT (m)
110	12,3	1,495	146 034	0,0102	0,0387	0,0452	45,6043	172,4043
125	14,0	1,158	128 536	0,0090	0,0371	0,0229	23,0833	149,8833
160	17,9	0,707	100 405	0,0070	0,0343	0,0061	6,1959	132,9959
200	22,4	0,452	80 335	0,0056	0,0320	0,0019	1,8948	128,6948

Tableau (V-10) : Calcul des frais d'exploitation(3).

D (mm)	Pa (kw)	E (kwh)	e (DA/kwh)	Fexp
110	25,2565	175154,1	4,67	817969,6468
125	21,9573	152273,908	4,67	711119,1503
160	19,4834	135117,1136	4,67	630996,9203
200	18,8533	130747,4305	4,67	610590,5003

Tableau (V-11) : Calcul des frais d'amortissement(3).

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	Dep (DA)	A	Fam (DA)
110	1307,9800	918,1000	1200856,4380	0,0937	112520,2482
125	1664,5800	918,1000	1528250,8980	0,0937	143197,1091
160	2720,2400	918,1000	2497452,3440	0,0937	234011,2846
200	4251,0900	918,1000	3902925,7290	0,0937	365704,1408

Tableau (V-12) : Calcul du bilan(3).

D (mm)	V (m/s)	Fexp	Fam (DA)	Bilan (DA)
110	1,495	817969,6468	112520,2482	930489,8950
125	1,158	711119,1503	143197,1091	854316,2595
160	0,707	630996,9203	234011,2846	865008,2049
200	0,452	610590,5003	365704,1408	976294,6411

A partir des calculs effectués, le diamètre économique est : **D = 125 mm.**

- **Tronçon « SR2_SR3 »**

Données :

- Longueur : $L = 1129,24$ m.
- Débit : $Q = 0,0103$ m³/s.
- Hauteur géométrique : $H_g = 110,3$ m.

D'après :

- BONNIN : $D = 0.1015$ m³/s
- BRESS : $D = 0.1522$ m³/s

D'où les diamètres normalisés sont : 110, 125, 160 et 200 mm.

Tableau (V-13) : Calcul de la Hmt(4).

D (mm)	e (mm)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/ml)	Ht (m)	HMT (m)
110	12,3	1,375	134 299	0,0102	0,0387	0,0382	47,4395	157,7395
125	14,0	1,065	118 207	0,0090	0,0371	0,0193	24,0122	134,3122
160	17,9	0,650	92 337	0,0070	0,0343	0,0052	6,4452	116,7452
200	22,4	0,416	73 880	0,0056	0,0320	0,0016	1,9710	112,2710

Tableau (V-14) : Calcul des frais d'exploitation(4).

D (mm)	Pa (kw)	E (kwh)	e (DA/kwh)	Fexp
110	21,2513	147377,7704	4,67	688254,1878
125	18,0951	125489,3947	4,67	586035,4730
160	15,7284	109076,3172	4,67	509386,4011
200	15,1256	104896,0522	4,67	489864,5636

Tableau (V-15) : Calcul des frais d'amortissement(5).

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	Dep (DA)	A	Fam (DA)
110	1307,9800	1129,2400	1477023,3352	0,0937	138397,0865
125	1664,5800	1129,2400	1879710,3192	0,0937	176128,8569
160	2720,2400	1129,2400	3071803,8176	0,0937	287828,0177
200	4251,0900	1129,2400	4800500,8716	0,0937	449806,9317

Tableau (V-16) : Calcul du bilan(4).

D (mm)	V (m/s)	Fexp	Fam (DA)	Bilan (DA)
110	1,375	688254,1878	138397,0865	826651,2743
125	1,065	586035,4730	176128,8569	762164,3299
160	0,650	509386,4011	287828,0177	797214,4188
200	0,416	489864,5636	449806,9317	939671,4953

A partir des calculs effectués, le diamètre économique est : **D = 125 mm.**

- **Tronçon « SR3_R TABIA »**

Données :

- Longueur : $L = 681,39$ m.
- Débit : $Q = 0,0022$ m³/s.
- Hauteur géométrique : $H_g = 106$ m.

D'après :

- BONIN : $D = 0,0469$ m³/s
- BRESS : $D = 0,0704$ m³/s

D'où les diamètres normalisés sont : 63, 75, 90 et 110 mm.

Tableau (V-17) : Calcul de la Hmt(5).

D (mm)	e	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/ml)	Ht (m)	HMT (m)
63	8,6	0,947	51 517	0,0184	0,0477	0,0401	31,4317	137,4317
75	10,3	0,669	43 316	0,0155	0,0448	0,0158	12,3878	118,3878
90	10,1	0,439	35 076	0,0125	0,0415	0,0051	3,9999	109,9999
110	12,3	0,294	28 685	0,0102	0,0387	0,0017	1,3653	107,3653

Tableau (V-18) : Calcul des frais d'exploitation(5).

D (mm)	Pa (kw)	E (kwh)	e (DA/kwh)	Fexp
63	3,9547	27426,0919	4,67	128079,8491
75	3,4067	23625,64611	4,67	110331,7673
90	3,1654	21951,75678	4,67	102514,7042
110	3,0895	21425,98542	4,67	100059,3519

Tableau (V-19) : Calcul des frais d'amortissement(5).

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	Dep (DA)	A	Fam (DA)
63	488,2400	681,3900	332681,8536	0,0937	31172,2897
75	695,5100	681,3900	473913,5589	0,0937	44405,7005
90	872,9500	681,3900	594819,4005	0,0937	55734,5778
110	1307,9800	681,3900	891244,4922	0,0937	83509,6089

Tableau (V-20) : Calcul du bilan(5).

D (mm)	V (m/s)	Fexp	Fam (DA)	Bilan (DA)
63	0,947	128079,8491	31172,2897	159252,1388
75	0,669	110331,7673	44405,7005	154737,4678
90	0,439	102514,7042	55734,5778	158249,2820
110	0,294	100059,3519	83509,6089	183568,9609

A partir des calculs effectués, le diamètre économique est : **D = 75 mm.**

L'ensemble des résultats obtenus précédemment sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (V-21) : Tableau récapitulatif des conduites d'adduction à réhabiliter.

Adduction	Tronçon	Débit (m³/s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Hmt (m)
Par Refoulement	Forage_SR1	0,009	1048.56	125	98,7236
	SR1_SR2	0,0112	918.1	125	149,8833
	SR2_SR3	0,0103	1129.24	125	134,3122
	SR3_R TABIA	0,0022	681.39	75	118,3878
Gravitaire	Captage_SR1	0,006	2372	90	-

V.6. Conclusion

Après avoir vérifié le dimensionnement des conduites d'adduction, on a constaté que les conduites existantes sont surdimensionnées, ajoutant à cela la corrosion, l'apparaît à même le sol et les fuites importantes enregistré (voir diagnostic physique) ce qui nous a mène à les redimensionnées.

Dans le chapitre suivant, nous allons faire une étude minutieuse pour le choix des pompes.

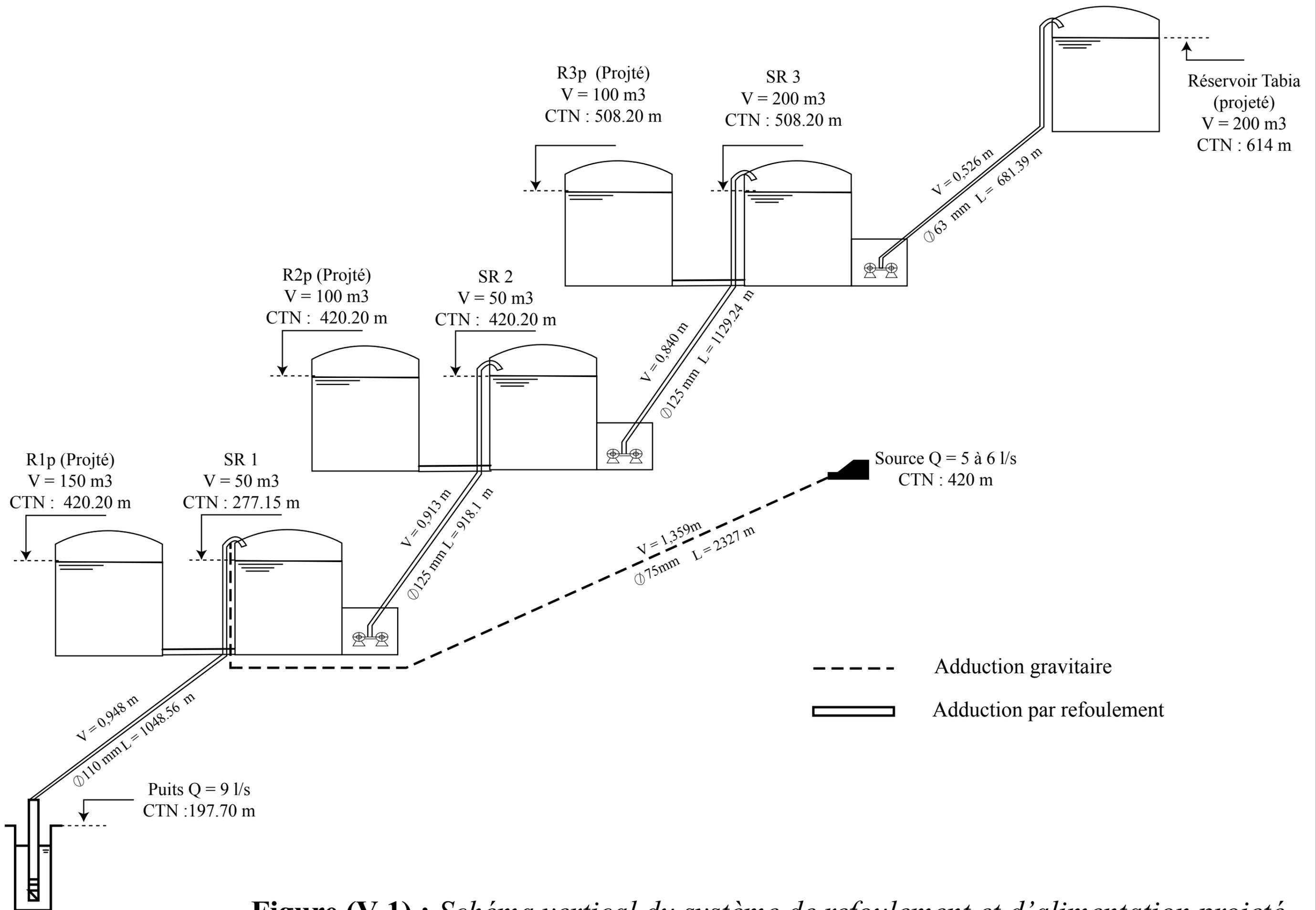


Figure (V-1) : Schéma vertical du système de refoulement et d'alimentation projeté

Chapitre (VI) :

Pompes

VI.1. Généralités

Il existe plusieurs types de pompes, à savoir ; les pompes centrifuges, les pompes volumétriques et les pompes à piston, seulement les pompes centrifuges sont les plus universellement utilisées, laissant volontairement de côté les pompes volumétriques ou pompes à piston.

Le développement des pompes centrifuges a été très rapide grâce aux progrès réalisés dans l'emploi de la force motrice électrique, elles constituent des groupes légers, peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement [1].

Le choix des pompes s'effectue suivant ; le débit à refouler, la hauteur d'élévation, le rendement de la pompe et le rapport qualité prix.

VI.2. Choix des pompes

Le choix des pompes s'effectue suivant :

- Le débit à refouler.
- La hauteur d'élévation.
- Le rendement de la pompe.
- Le rapport qualité prix.

VI.3. Courbes caractéristiques d'une pompe

Les courbes principales qui caractérisent une pompe et qui expriment ses performances, sont trois à savoir :

- La courbe débit-hauteur $H = f(Q)$: qui exprime la variation de la hauteur d'élévation en fonction du débit.
- La courbe des puissances absorbées $P = f(Q)$: exprime la variation de la puissance en fonction du débit.
- La courbe du rendement $\eta = f(Q)$: exprime la variation du rendement en fonction de la puissance en fonction de débit.

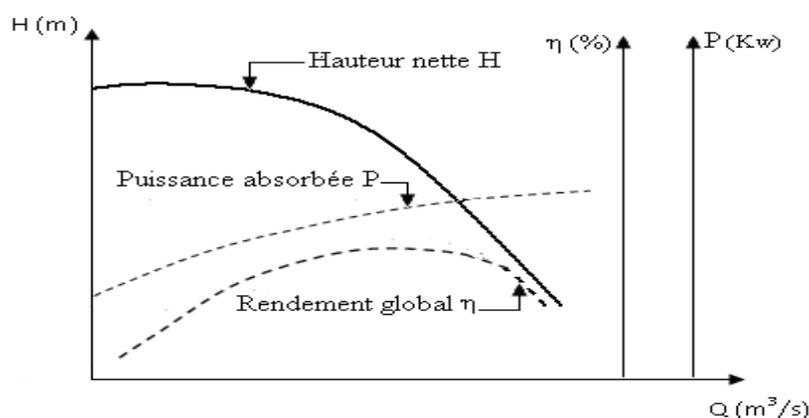


Figure (VI-1) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

VI.4. Courbe caractéristique de la conduite

Elle est appelée parfois courbe caractéristique du réseau, $H_c = f(Q)$.

VI.5. Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement d'une pompe indique le débit qu'elle est capable de fournir pour une HMT donnée. La HMT est égale aux pertes de charge du circuit (réseau) sur lequel elle est installée.

VI.5.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

Le point de fonctionnement est commun aux courbes caractéristiques de la pompe et du réseau.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, on passera obligatoirement à quelques modifications afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées.

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes (voir Figure (VI-1)). Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

VI.5.1.1. Première variante : "Réduction ou augmentation du temps de pompage"

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré ; pour cela, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant.

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 19$ heures se calcul comme suit :

$$V \text{ (m}^3\text{)} = 19 \times Q_1 \quad (\text{VI-1})$$

Ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T . Donc on peut écrire :

$$Q \times T = 19 \times Q_1 \quad (\text{VI-2})$$

D'où ;

$$T = 19 \times \frac{Q_1}{Q} \quad (\text{VI-3})$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (\text{VI-4})$$

VI.5.1.2. Deuxième variante : "Régulation par étouffement (Le vannage)"

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_1 . La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (\text{VI-5})$$

Avec ;

$$H' = H_1 + \Delta h \quad (\text{VI-6})$$

Où : Δh : Perte de charge engendrée par le vannage en (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 ;

η : Le rendement en (%).

VI.5.1.3. Troisième variante : "variation de la vitesse de rotation"

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit et également la puissance absorbée.

On trace la parabole d'équation : $y = ax^2$ (Courbe d'iso rendement) qui contient le point homologue qui passe par P_1 (Voir : Figure) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$, on aura alors:

La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \text{ (Tr/min)} \quad (\text{VI-7})$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (\text{VI-8})$$

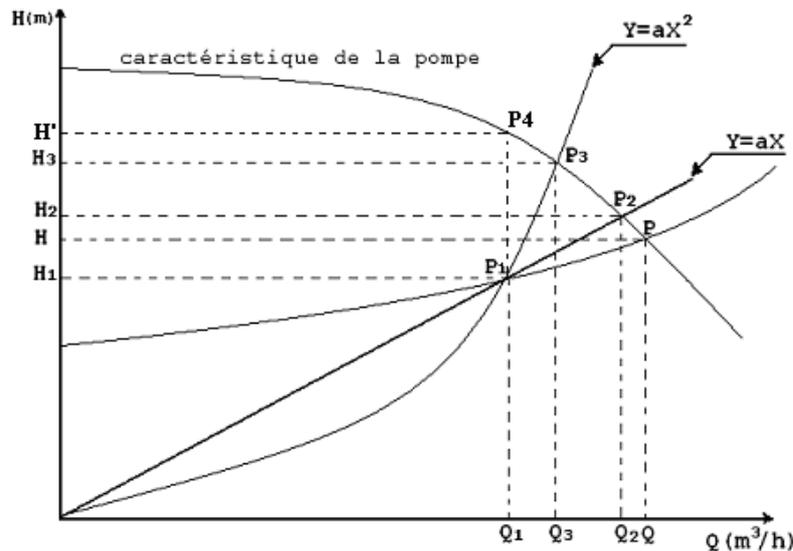


Figure (VI-2) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.

VI.5.1.4. Quatrième variante : "Rognage de la roue"

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P_1 ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P_2 (Q_2, H_2) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré.

On aura ;

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2} \quad (\text{VI-9})$$

Avec : m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \quad (\%) \quad (\text{VI-10})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{\rho \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{VI-11})$$

IV.6. Etude de la cavitation

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au-dessous d'une certaine valeur, généralement voisine de la tension de vapeur du liquide, il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air qui, dans les zones de pression plus élevée, peuvent se refermer brutalement en occasionnant de bruit, des vibrations, une érosion des matériaux et une détérioration des caractéristiques hydrauliques. C'est le phénomène de cavitation, qui doit être soigneusement évité [2].

Pour éviter ce phénomène, la condition suivante doit être vérifiée :

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (\text{VI-12})$$

Avec :

$NPSH_d$: charge nette d'aspiration disponible (donnée par l'utilisateur).

$NPSH_r$: charge nette d'aspiration requise (donnée par le constructeur).

$NPSH_r$ est donnée par la formule suivante :

$$NPSH_d = \frac{P_o}{W} - (J_a + h_a + h_v) \text{ (aspiration en dépression)} \quad (\text{VI-13})$$

$$NPSH_d = \frac{P_o}{W} + (J_a - h_a - h_v) \text{ (aspiration en charge)} \quad (\text{VI-14})$$

$$\text{Et : } \frac{P_o}{W} = P_{\text{atm}} - 0,0012 \times Ca \quad (\text{VI-15})$$

Avec :

$\frac{P_o}{W}$: Pression au point d'aspiration en (m).

P_{atm} : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10,33 m.

Ca : Altitude du plan d'aspiration.

h_a : hauteur totale d'aspiration (m).

h_v : tension de vapeur d'eau à la température considérée (*Tableau IV.22*)

J_a : pertes de charges à l'aspiration (m).

Tableau (VI-1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
h_v (m)	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,10	4,80	10,30

VI.7. Vérification et remplacement des pompes

VI.7.1. Pompe du Forage

La pompe du Forage de l'Oued DJEMAA est dans un bon état et elle fonctionne bien seulement, elle nécessite un entretien et une rénovation pour sa tuyauterie (Voir le diagnostic physique).

Par mesure de sécurité, la pompe immergée sera placée à **1 m** au-dessous du niveau dynamique, donc cette pompe travaille en charge et par conséquent il n'y a pas de cavitation.

VI.7.2. La première station de pompage (SR1)

La pompe de la SR1 d'ASSIF doit être remplacée (Voir le diagnostic physique). Pour cela, et d'après le logiciel PUMP TUTOR (CAPRARI) : on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de type : (PM 80/ 12 A) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N = 1450$ tr/min
- $\eta = 73,6\%$
- $P_2 = 23,9$ kw
- $NPSH_r = 1,52$ m
- Le point de fonctionnement P (12.6 l/s, 142 m)
- Le point désiré P_1 (11,2 l/s ; 139,0584 m)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, d'où nous allons le réaliser (voir la Figure (VI-3) (les détails sont donnés dans l'annexe (4)).

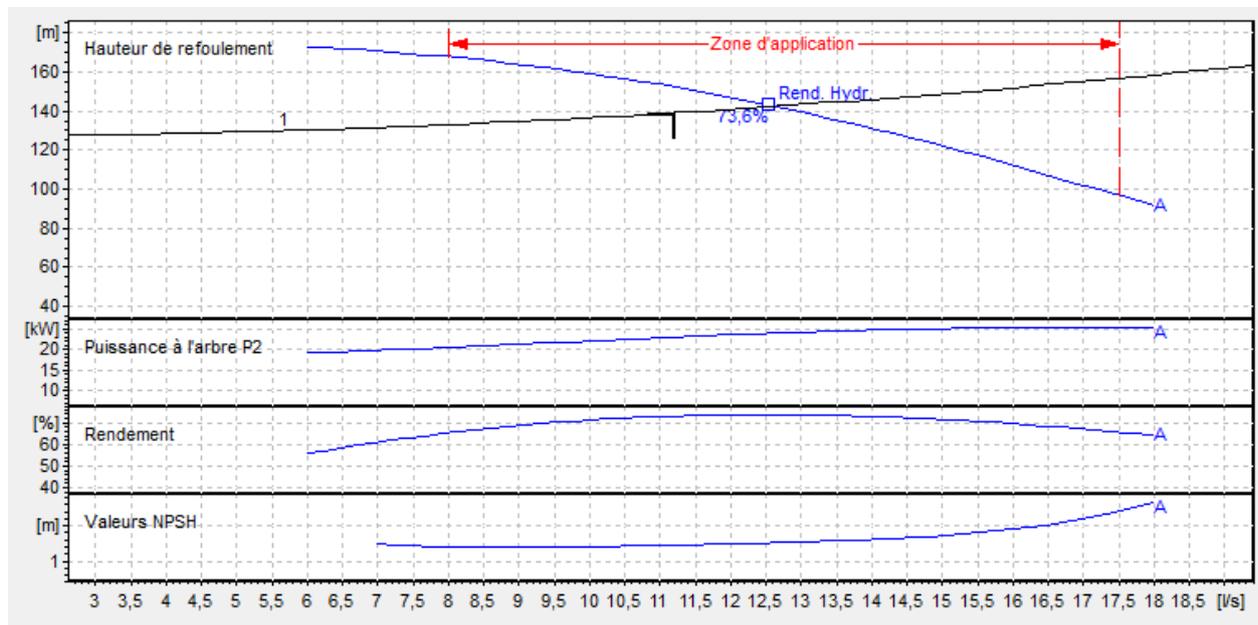


Figure (VI-3) : Courbe caractéristique de la pompe de la SR1.

VI.7.2.1. Réalisation du point de fonctionnement

A. Première variante : Réduction du temps de pompage

$$T = T_1 \cdot \frac{Q_1}{Q} = 19 \times \frac{11,2}{12,6} = 17 \text{ heures}$$

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0126 \times 142}{0,736} = 23,85 \text{ kw}$$

B. Deuxième variante : Régulation par étouffement (vannage)

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement égale à :

$$\Delta h = H' - H_1 = 152 - 139,0584 = 12,94 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0112 \times 152}{0,736} = 25,69 \text{ kw}$$

C. Troisième variante : Variation de la vitesse de rotation

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \cdot Q^2 = 1,1085 Q^2$$

Cette courbe passe par le point P₃ (11.62 l/s, 149.67 m)

$$D'où ; \quad N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} = 1450 \times \frac{11,2}{11,62} = 1398 \text{ (Tr/min)}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0112 \times 149,67}{0,736} = 20,76 \text{ kw}$$

D. Quatrième variante : Le rognage

L'équation de la courbe iso- rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1} \cdot Q = 12,42 Q$$

Cette courbe passe par le point P₂ (11.9 l/s ; 148 m)

Le coefficient de rognage est :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2} = \left(\frac{11,2}{11,9} \right)^2 = 0,94 \%$$

Avec ;

$$r = 1 - m = 0,06 \%$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0112 \times 149,67}{0,736} = 20,76 \text{ kw}$$

Notre choix se portera sur la **troisième variante** qui présente une puissance minimale.

VI.7.2.2. Vérification de la cavitation

- La côte du plan d'aspiration : $Ca = 275,4$ m
- Hauteur d'aspiration : $ha = 1$ m.
- $Ja = 0$.
- $NPSH_r = 1,52$ m.

En se référant à la formule (IV.35), la valeur de $(NPSH)_d$ est :

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,0016 \times 275,4 - 1 - 0 - 0,24 = \mathbf{8,65 \text{ m}}$$

Donc la relation (VI-12) est vérifiée, ce qui signifie que la non cavitation de la station de reprise (SR1) est assuré

VI.7.3. La douzième station de pompage (SR2)

La pompe de la SR2 de SEFAH doit être remplacée (Voir le diagnostic physique). Pour cela, et d'après le logiciel PUMP TUTOR (CAPRARI) : on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de type : (PM 80/ 12 A) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N = 1450$ tr/min
- $\eta = 73,2 \%$
- $P_2 = 19,2$ kw
- $NPSH_r = 1,46$ m
- Le point de fonctionnement P (11,4 l/s, 126 m)
- Le point désiré P_1 (10,3 l/s ; 123,0517 m)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, d'où nous allons le réaliser (voir la Figure (VI-4) (les détails sont donnés dans l'annexe (5)).

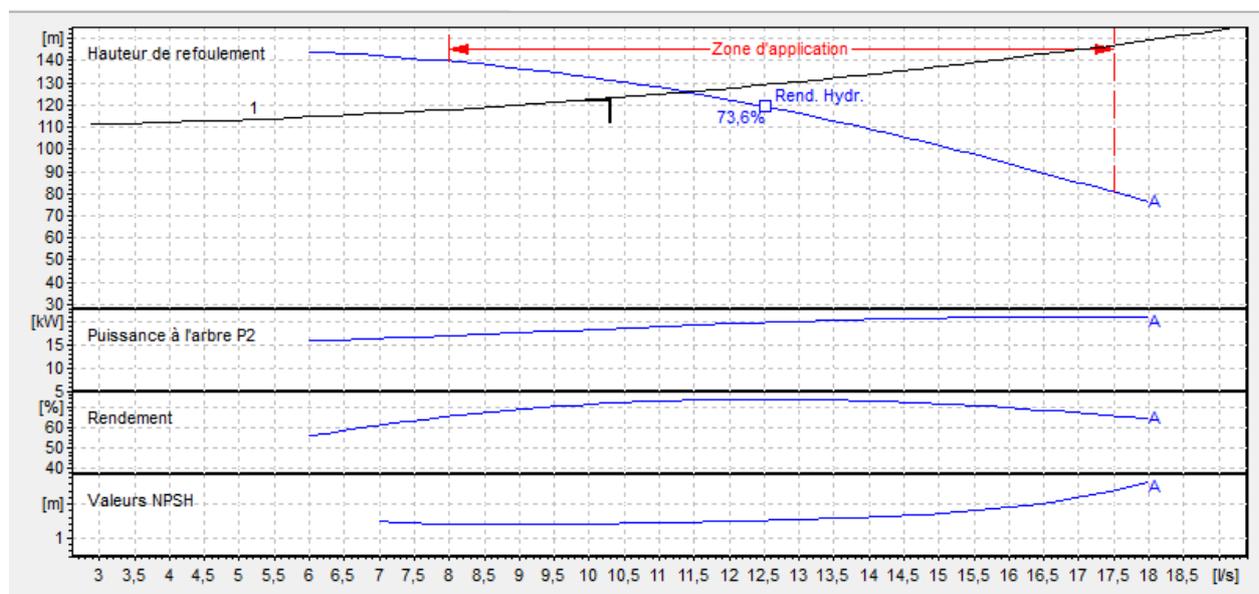


Figure (VI-4) : Courbe caractéristique de la pompe de la SR2.

VI.7.3.1. Réalisation du point de fonctionnement :**A. Première variante : Réduction du temps de pompage**

$$T = T_1 \cdot \frac{Q_1}{Q} = 19 \times \frac{10,3}{11,4} = 17 \text{ heures}$$

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0114 \times 126}{0,732} = 19,15 \text{ kw}$$

B. Deuxième variante : Régulation par étouffement (vannage) :

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement égale à :

$$\Delta h = H' - H_1 = 131 - 123,0517 = 7,95 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0103 \times 131}{0,732} = 17,98 \text{ kw}$$

C. Troisième variante : Variation de la vitesse de rotation

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \cdot Q^2 = 1,1599 Q^2$$

Cette courbe passe par le point P₃ (10,58 l/s, 129,95 m)

D'où ;

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} = 1450 \times \frac{10,3}{10,58} = 1411 \text{ (Tr/min)}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0103 \times 123,0517}{0,732} = 16,89 \text{ kw}$$

D. Quatrième variante : Le rognage

L'équation de la courbe iso- rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1} \cdot Q = 11,95 Q$$

Cette courbe passe par le point P₂ (11.9 l/s ; 148 m)

Le coefficient de rognage est :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2} = \left(\frac{10,3}{11,4} \right)^2 = 0,82 \%$$

Avec ;

$$r = 1 - m = 0,18 \%$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0103 \times 123,0517}{0,732} = 16,89 \text{ kw}$$

Notre choix se portera sur la **troisième variante** qui présente une puissance minimale.

VI.7.3.2. Vérification de la cavitation

- La cote du plan d'aspiration : $Ca = 399,2 \text{ m}$
- Hauteur d'aspiration : $ha = 1 \text{ m}$.
- $Ja = 0$.
- $NPSH_r = 1,46 \text{ m}$.

En se référant à la formule (IV.35), la valeur de $(NPSH)_d$ est :

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,0016 \times 399,2 - 1 - 0 - 0,24 = 8,45 \text{ m}$$

Donc la relation (VI-12) est vérifiée, ce qui signifie que la non cavitation de la station de reprise (SR2) est assuré

VI.7.4. La troisième station de pompage (SR3) :

La pompe de la SR3 de CHEF-LIEU doit être remplacée (Voir le diagnostic physique). Pour cela, et d'après le logiciel PUMP TUTOR (CAPRARI) : on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal de type : (HMU40-1/ 6E) dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 62,3 \%$
- $P_2 = 5,86 \text{ kw}$
- $NPSH_r = 2,45 \text{ m}$
- Le point de fonctionnement P (3,15 l/s, 119 m)
- Le point désiré P₁ (2,2 l/s ; 112,2047 m)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, d'où nous allons le réaliser (voir la Figure (VI-5) (les détails sont donnés dans l'annexe (6)).

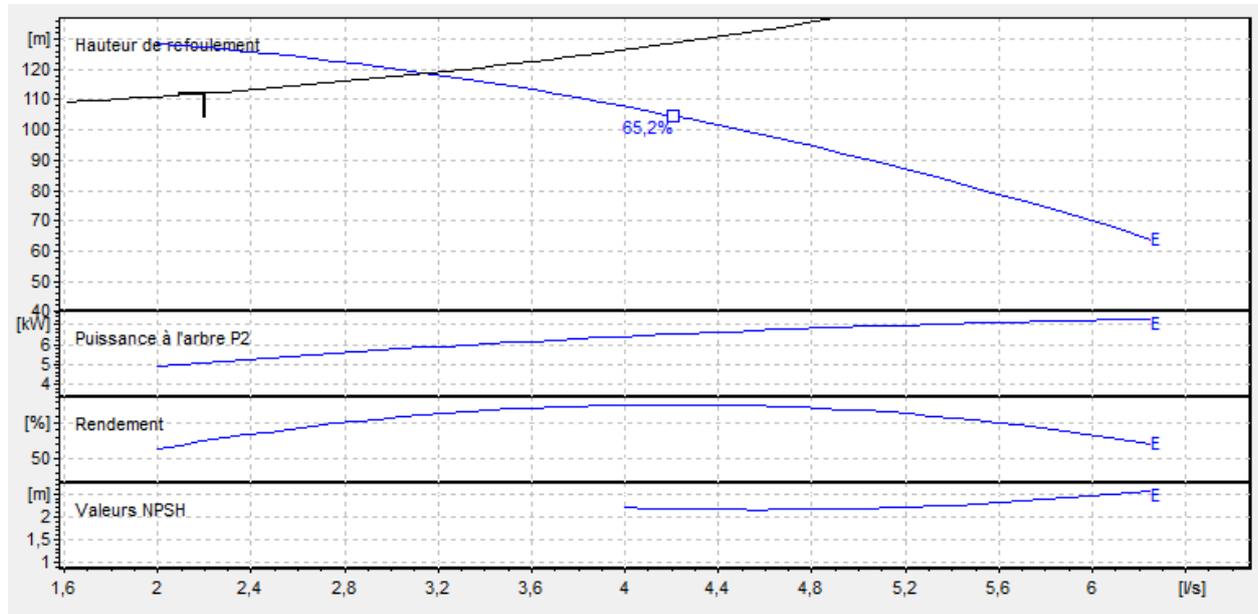


Figure (VI-5) : Courbe caractéristique de la pompe de la SR3.

VI.7.4.1. Réalisation du point de fonctionnement

A. Première variante : Réduction du temps de pompage

$$T = T_1 \cdot \frac{Q_1}{Q} = 19 \times \frac{2,2}{3,15} = 13 \text{ heures}$$

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,00315 \times 119}{0,623} = 5,90 \text{ kw}$$

B. Deuxième variante : Régulation par étouffement (vannage)

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement égale à :

$$\Delta h = H' - H_1 = 127 - 112,2047 = 14,8 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0022 \times 127}{0,623} = 4,4 \text{ kw}$$

C. Troisième variante : Variation de la vitesse de rotation

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \cdot Q^2 = 23,1828 Q^2$$

Cette courbe passe par le point P₃ (2,33 l/s, 126,33 m)

D'où ;
$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} = 2900 \times \frac{2,2}{2,33} = 2733 \text{ (Tr/min)}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0022 \times 112,2047}{0,623} = 3,98 \text{ kw}$$

D. Quatrième variante : Le rognage

L'équation de la courbe iso- rendement s'écrit :

$$H = \frac{H_1}{Q_1} \cdot Q = 51,00 Q$$

Cette courbe passe par le point P₂ (11.9 l/s ; 148 m)

Le coefficient de rognage est :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2} = \left(\frac{10,3}{11,4} \right)^2 = 0,82 \%$$

Avec ;

$$r = 1 - m = 0,18 \%$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0022 \times 112,2047}{0,623} = 3,98 \text{ kw}$$

Notre choix se portera sur la **troisième variante** qui présente une puissance minimale.

VI.7.4.2. Vérification de la cavitation

- La cote du plan d'aspiration : Ca = 506 m
- Hauteur d'aspiration : ha = 1 m.
- Ja = 0.
- NPSHr = 2,45 m.

En se référant à la formule (IV.35), la valeur de (NPSH)_d est :

$$(NPSH)_d = 10,33 - 0,0016 \times 506 - 1 - 0 - 0,24 = 8,28 \text{ m}$$

Donc la relation (IV.34) est vérifiée, ce qui signifie que la non cavitation de la station de reprise (SR3) est assuré.

Les caractéristiques des différentes pompes sont résumées dans le Tableau (VI-6) suivant :

Tableau (VI-2) : Récapitulatif des caractéristiques des pompes choisies.

Nom de la SP		SR1 (ASSIF)	SR2 (SEFAH)	SR3 (CHEF-LIEU)
Type de pompe		PM 80/ 12 A	PM 80/ 12 A	HMU40-1/ 6E
Nombre de pompe		1 + 1 secours	1 + 1 secours	1 + 1 secours
Nombre d'étages		4	4	2
Vitesse de rotation (tr/mn)		1450	1450	2950
Point de fonctionnement (P)	Q (l/s)	12,6	11,4	3,15
	H (m)	142	126	119
	η (%)	73,6	72,2	62,3
Point désiré (P ₁)	Q (l/s)	11,2	10,3	2,2
	H (m)	139,0584	123,0517	112,2047
Puissance absorbée (kw)		23,9	17,3	5,86

VI.8. Conclusion

Le diagnostic final des pompes et des stations de pompages, nous conduit à dire :

- La pompe installée au niveau du forage fonctionne parfaitement.
- Les pompes existantes au niveau des deux stations de reprise (SR1 et SR2) doit être remplacées par d'autres pompes de type : PM 80/ 12 A.
- La pompe installer au niveau de la station de pompage SR3 sera remplacée par une autre de type : HMU40-1/ 6E.

Chapitre (VII) :

Distribution

VII.1. Généralités

La distribution consiste à fournir à chaque instant aux utilisateurs les débits dont ils ont besoin ; elle nécessite donc un réseau de canalisations dimensionnées pour le débit maximal susceptible de passer en chaque point [2].

Une étude rationnelle d'un réseau de distribution nécessite :

- La définition des besoins des abonnés de la zone à desservir à différents horizons d'étude ;
- La connaissance de nombre d'habitants ;
- La connaissance des variations du débit ;
- La connaissance des pressions à fournir.

Pour qu'un tel réseau soit performant il faut :

- Choisir des conduites ayant une longue durée de vie ;
- Les conduites devront transiter les plus forts débits instantanés en tenant compte du débit de pointe ;
- Dans le choix du diamètre on doit se référer aux diamètres normalisés donnés dans les catalogues [1].

VII.2. Calcul de réseau

Les réseaux de distribution d'eau doit être calculé pour répondre aux conditions suivantes :

- Assurer une pression minimale au robinet le plus défavorisé (le plus élevé et le plus éloigné) de 1 bar au moins, 2 bars étant conseillé ;
- Ne pas dépasser une pression de 4 bars car ce la causerait des fuites, des bruits et un risque de détérioration du matériel ;
- Maintenir une vitesse de l'eau de l'ordre de 1 m/s ; une vitesse inférieure entraînerait des dépôts et une supérieure une érosion des canalisations ;

Dans le cas où le réseau doit assurer la protection incendie, ce sont les débits demandés par celui-ci qui priment [5].

VII.3. Classification des réseaux

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

- Les réseaux ramifiés ;
- Les réseaux maillés ;
- Les réseaux étagés ;
- Les réseaux à alimentation distincte.

VII.3.1. Réseaux ramifiés

Réseaux dont les conduites ne sont alimentés que par une seule source située à l'amont. Un réseau ramifié se termine par des conduites antenne. Aucune d'entre elle n'a d'alimentation en retour [4].

Cette alimentation présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval [1].

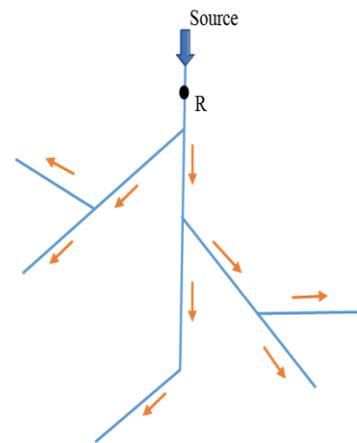


Figure (VII-1). : Réseau ramifié.

VII.3.2. Réseaux maillés

Réseaux constitués de conduites raccordées à chacune de leurs extrémités, notamment aux intersections de voie. Chaque tronçon bénéficie d'une alimentation en retour limitant ainsi le nombre de clients privés d'eau en cas d'avarie. Cette disposition est naturellement plus onéreuse mais plus fiable que la précédente [4].

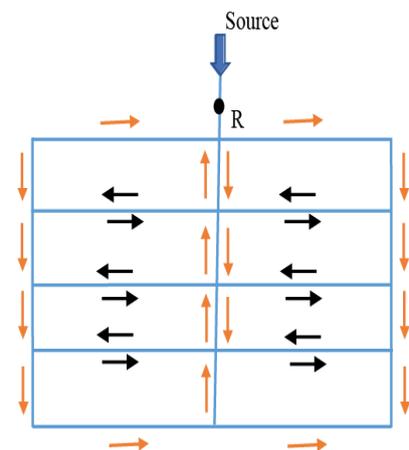


Figure (VII-2). : Réseau maillé.

VII.3.3. Réseaux étagés

Avec un réseau étagé, il est possible, ainsi que nous l'avons vu, de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée aux environs de 40 m d'eau [1].

VII.3.4. Réseaux à alimentations distinctes

Distribuent, l'un, l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et l'autre, l'eau non potable réservée aux usages industriels et aux lavage et arrosage des rues et plantations.

C'est réseaux ne se justifient que dans les installations extrêmement importantes [1].

VII.4. Choix du type de réseau

Etant donné que la zone de notre étude est rurale qui présente un relief accidenté avec des dénivelés relativement importantes, et en prenant en considération le réseau existant, notre choix sera porté sur un réseau ramifié.

IV.5. Choix du type des conduites

En matière de canalisation on a choisi d'utiliser les conduites en PEHD (Polyéthylène à Haute Densité), pour les différents avantages qu'elles présentent, qu'on a cités précédemment dans la partie Adduction.

VII.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution

VII.6.1. Détermination des débits

VII.6.1.1. Débit spécifique

Pour le calcul, on admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur la longueur du réseau de distribution, on utilise donc la notion de débit spécifique en l/s/ml. Ce débit qui est fonction du linéaire de la conduite, se calcule, se calcule comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max.h}}{\sum L} \quad (VII-1)$$

Avec :

Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s/ml).

$Q_{max.h}$: Débit maximal horaire (l/s).

$\sum L$: Somme des longueurs du réseau en (m).

VII.6.1.2. Débit en route

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

$$Q_{ri} = Q_{sp} \times l_i \quad (VII-2)$$

Avec :

Q_{ri} : Débit en route (l/s).

Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s/ml).

l_i : Longueur du tronçon concerné (m).

VII.6.1.3. Débit aux nœuds (nodaux)

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = Q_{ci} + 0,5 \times \sum Q_{ri} \quad (\text{VII-3})$$

Avec :

Q_{ni} : Débit nodal du nœud concentré en (l/s).

Q_{ci} : Débit concentré au nœud i en (l/s).

$\sum Q_{ri}$: Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud i en (l/s).

VII.7. Méthode de calcul

VII.7.1. Réseau maillé

La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution maillé est celle de **HARDY CROSS** effectuée par le logiciel de simulation EPANET version 2.0 (Build 2.00.10), il utilise l'algorithme **HARDY CROSS** pour déterminer les corrections des débits dans les conduites, cette méthode repose sur deux lois [2] :

1^{er} loi (équation de continuité : 1^{ère} loi de KIRCHOFF) :

En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui y arrive est égale à la somme des débits qui y partent.

2^{ème} loi (loi des mailles) :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes de charge est nulle :

$$\sum \Delta H_{I-K} = \sum (R_{I-K} \times Q_{I-K}^2) = 0 \quad (\text{VII-4})$$

Où :

R_{I-K} : Résistance de la conduit, telle que :

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

Avec :

λ : Coefficient de frottement.

D : Diamètre du tronçon concerné.

Q_{I-K} : Débit du tronçon concerné.

On doit alors vérifier, d'après la deuxième loi, que la somme des pertes de charge (compte tenu des signes dans les mailles) est nulle. Ordinairement, cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup et il est nécessaire de modifier cette répartition d'une valeur Δq à ajouter ou à retrancher selon le signe, cette valeur est donnée par la formule (VII-6) ci-après :

$$\Delta q = \frac{\sum J}{2 \sum \frac{J_i}{Q_i}} \quad (\text{VII-6})$$

Avec : $\sum J$: Somme des pertes de charge dans une maille donnée en (m).

J_i : Pertes de charge du tronçon i en (m).

Q_i : Débit reparti préalablement pour le tronçon i en (l/s).

VII.7.2. Réseau ramifié

Il suffit de lui introduire les débits nodaux au niveau des nœuds qui sont déterminés par la formule (VII-3).

VII.8. Modélisation hydraulique

Le logiciel EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes [8] :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues aux frottements, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chézy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés...etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme les clapets anti-retour, les vannes de contrôle de pression ou de débit, des vannes d'arrêt...etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier la hauteur).
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression.
- Le fonctionnement de la station de pompage peut être piloté par des commandes simples (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou complexes.

VII.8.1. Formules de pertes de charge utilisées

Les formules permettant de déterminer les pertes de charge linéaires et singulières, le coefficient de pertes de charge λ , le nombre de **REYNOLDS** et la viscosité, utilisés par EPANET dans la modélisation ont été données chapitre.

VII.8.2. Diamètres des conduites

Les étapes classiques de l'utilisation du logiciel EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes [8] :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte.
- 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.
- Choisir les diamètres qui donnent des vitesses entre 0.5 et 1 m/s.

VII.9. Calcul des cotes piézométriques et des pressions de service du réseau

VII.9.1. Cas de pointe

Afin que notre réseau soit réalisable, il doit assurer la pression minimale en tous points de la surface à alimenter. En pratique, la pression de service peut être assurée dans une fourchette de 10 à 60 m.c.e, c'est-à-dire de 1 à 6 bars.

Connaissant les cotes des différentes extrémités des différents tronçons du réseau étudié ainsi que leurs pertes de charges, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol telles que [8] :

$$P_{Si} = C_{Pi} - C_{Ti} \quad (\text{VII-7})$$

Avec :

P_{Si} : Pression au sol au point (i).

C_{Pi} : Cote piézométrique au point (i).

C_{Ti} : Cote terrain naturel au point (i).

Remarque :

Il suffit de connaître une seule cote piézométrique (celle du réservoir par exemple) pour déterminer les autres cotes piézométriques des différents points du réseau en retranchant ou en ajoutant les pertes de charge, selon le sens d'écoulement) et cela se fait par plusieurs itérations s'il s'agit d'un travail manuel.

VII.9.2. Cas de pointe plus incendie

Sauf disposition contraire, on prévoit réglementairement que l'extinction d'un incendie moyen nécessite un débit de 60 m³/h, soit 17 l/s pendant une durée de deux heures, qui doit être réservé à l'extinction des incendies. Le débit prévu nécessite des bouches et tuyauteries d'un diamètre minimal égal à 60 mm. Ce débit est ajouté aux nœuds les plus défavorables.

VII.10. Equipement du réseau de distribution

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants [1] :

VII.10.1. Robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent d'isoler les différents tronçons du réseau lors d'une réparation éventuelle sur l'un d'entre eux. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille ». Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible) (voir Annexe (8)).

VII.10.2. Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 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 de deux lances de premier secours. Certaines bouches d'incendie sont équipées aussi pour servir à l'arrosage et lavage des rues (voir Annexe (9)).

VII.10.3. Clapets

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu (Annexe (10)).

VII.10.4. Ventouses

Les ventouses sont des appareils placés aux points les plus hautes du réseau pour chasser l'air contenu dans la conduite qui provoque des problèmes dans les installations hydrauliques (cavitation). Inversement, elle laisse l'air peindre dans la conduite pour faciliter son vidange (Annexe (11)).

VII.10.5. Robinets de vidange

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange. Ils sont posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie (Annexe (12)).

VII.10.6. Réducteur de pression

Le réducteur de pression permet, comme son nom l'indique, de réduire la pression lorsque la pression venant du réseau général est trop importante.

En effet, une pression trop importante peut entraîner des problèmes sur vos canalisations comme les coups de bélier (Annexe (12)).

VII.11.6. Pièces spéciales de raccordement

VII.11.6.1. Les Tés

On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour leur emplacement (voir Annexe (13)).

VII.11.6.2. Les coudes

Ils sont utilisés en cas de cas de changement de direction (voir Annexe (14)).

VII.11.6.3. Les cônes

Ce sont des convergent et divergent, ils permettent le raccordement des conduites de différents diamètres (voir Annexe (15)).

VII.11.6.4. Bouchons d'extrémités

Ce sont des dispositifs placés aux extrémités des conduites de distribution servant comme obturateur final des tronçons (voir Annexe (16)).

VII.11. Dimensionnements des réseaux de distribution

VII.11.1. Réseau existant :

En considérant les besoins actuels de l'agglomération d'AIT SIDI-ALI, et en tenant compte des débits de pointe de dimensionnement, on peut effectuer une vérification totale du réseau de distribution d'AIT SIDI-ALI. Cette vérification est concrétisée par le biais des tableaux récapitulatifs (voir Annexe (7) et (8)).

VII.11.1.1. Réseau de distribution Chef-lieu (Tronçon A, B et C)

En analysant les résultats de ces tableaux (voir Annexe (7)), on peut tirer les conclusions suivantes :

- Le réseau du Chef-lieu d'AIT SIDI souffre des variations brusques des pressions, les conduites à l'aval du tronçon A (TAAZIBT) accusent une forte pression de 104,16 m, contrairement aux faibles pressions rencontrées au niveau du tronçon B1 couvrant la région d'ASSOUEL avec des pressions de service inférieure à la norme requise de 10 m.
- Concernant la localité KHANOUCHE, les habitations se trouvant à l'aval du tronçon F disposent d'une pression très favorable contrairement aux habitations qui se trouvent à l'amont et proches du réservoir de distribution SR3.

VII.11.1.2. Réseau de distribution des Villages TIKHAROUBINE, TAGMA et KHANOUCHE (Tronçon D, E et F) :

- Pour ce qui est du tronçon de TIKHAROUBINE (D), on remarque que les pressions sont très faibles à l'aval contrairement à l'amont du tronçon, ceci est dû à l'augmentation des pertes de charges linéaires.
- Chose tout à fait inverse pour le tronçon de TAGMA qui présente des pressions très élevées à l'aval du tronçon (E), provoquées essentiellement par la forte dénivelée du terrain entre cette localité et le réservoir de distribution SR3 qui est de l'ordre de 150 m.

VII.11.1.3. Réseau de distribution des villages TABIA et LOTA OUGUEMOUNE (Tronçon G, I et H)

Les pressions de services en eau des tronçons G et I, couvrant la localité de TABIA, sont très faibles, ceci est dû principalement au mauvais emplacement du réservoir de distribution.

VII.11.2. Réseau projeté :

VII.11.2.1. Détermination des débits spécifique et des débits aux tronçons :

- *Réseaux de distribution Chef-lieu (Tronçon A, B et C) et des Villages TIKHAROUBINE, TAGMA et KHANOUCHE (Tronçon D, E et F)*

Les résultats de calculs sont regroupés dans les tableaux (VII-1) et (VII-2) ci-dessous :

Tableau (VII-1) : Détermination des débits des tronçons (A, B, C, D, E et F).

Tronçon	N° Nœud		Longueur	Qsp	Qr	0,5Qr	Qc	Diamètre
			m	(l/s/ml)	(l/s)	(l/s)	l/s	mm
A	1	R_1	660,000	0,003	2,261	1,131	10,024	79,2
	2	1_2	110,150	0,003	0,377	0,189	7,762	63,8
	3	2_3	46,260	0,003	0,158	0,079	6,593	53,6
	4	3_4	178,200	0,003	0,611	0,305	5,994	53,6
	5	4_5	145,390	0,003	0,498	0,249	4,544	53,6
	6	5_6	120,000	0,003	0,411	0,206	4,046	53,6
	7	6_7	210,000	0,003	0,719	0,360	3,635	53,6
	8	7_8	210,000	0,003	0,719	0,360	2,915	42,6
	9	8_9	134,970	0,003	0,462	0,231	2,196	42,6
	10	9_10	165,030	0,003	0,565	0,283	1,149	27,2
	11	10_11	170,470	0,003	0,584	0,292	0,584	21
	12	2_12	90,000	0,003	0,308	0,154	0,792	27,2
	13	12_13	60,000	0,003	0,206	0,103	0,484	21
	14	13_14	81,250	0,003	0,278	0,139	0,278	21
	15	3_15	60,000	0,003	0,206	0,103	0,440	21
	16	15_16	68,400	0,003	0,234	0,117	0,234	21
	17	4_17	60,000	0,003	0,206	0,103	0,358	21

Tableau (VII-1) : Détermination des débits des tronçons (A, B, C, D, E et F).(suite)

	18	17_18	44,560	0,003	0,153	0,076	0,153	21
	19	4_19	60,000	0,003	0,206	0,103	0,481	21
	20	19_20	80,440	0,003	0,276	0,138	0,276	21
	21	9_21	105,840	0,003	0,363	0,181	1,327	27,2
	22	21_22	142,130	0,003	0,487	0,243	0,487	21
	23	21_23	139,490	0,003	0,478	0,239	0,478	21
B	24	R_24	660,000	0,003	2,261	1,131	8,921	53,6
	25	24_25	139,450	0,003	0,478	0,239	6,660	42,6
	26	25_26	100,550	0,003	0,345	0,172	5,096	42,6
	27	26_27	90,000	0,003	0,308	0,154	4,751	42,6
	28	27_28	140,230	0,003	0,480	0,240	4,443	42,6
	29	28_29	129,770	0,003	0,445	0,222	2,718	34
	30	29_30	150,000	0,003	0,514	0,257	2,273	34
	31	30_31	150,000	0,003	0,514	0,257	1,759	27,2
	32	31_32	210,000	0,003	0,719	0,360	1,245	27,2
	33	32_33	153,400	0,003	0,526	0,263	0,526	21
	34	28_34	326,780	0,003	1,120	0,560	1,120	21
	35	25_35	28,620	0,003	0,098	0,049	1,086	21
	36	35_36	112,420	0,003	0,385	0,193	0,385	21
	37	35_37	175,990	0,003	0,603	0,301	0,603	21
C	38	R_38	300,000	0,003	1,028	0,514	3,592	34
	39	38_39	90,000	0,003	0,308	0,154	0,872	27,2
	40	39_40	120,000	0,003	0,411	0,206	0,564	21
	41	40_41	44,560	0,003	0,153	0,076	0,153	21
	42	38_42	19,670	0,003	0,067	0,034	0,973	27,2
	43	42_43	141,000	0,003	0,483	0,242	0,646	21
	44	43_44	47,420	0,003	0,162	0,081	0,162	21
	45	42_45	75,850	0,003	0,260	0,130	0,260	21
D	46	38_46	210,000	0,003	0,719	0,360	0,719	21
	47	R_47	450,000	0,003	1,542	0,771	4,265	43,6
	48	47_48	150,000	0,003	0,514	0,257	2,723	42,6
	49	48_49	180,000	0,003	0,617	0,308	2,209	34
	50	49_50	120,000	0,003	0,411	0,206	1,593	34
	51	50_51	180,000	0,003	0,617	0,308	1,181	27,2
	52	51_52	164,820	0,003	0,565	0,282	0,565	21
E	53	R_53	360,000	0,003	1,233	0,617	4,192	53,6
	54	53_54	120,000	0,003	0,411	0,206	1,526	34
	55	54_55	150,000	0,003	0,514	0,257	1,115	27,2
	56	55_56	175,340	0,003	0,601	0,300	0,601	21
	57	53_57	118,250	0,003	0,405	0,203	0,405	21
	58	53_58	120,000	0,003	0,411	0,206	1,028	27,2
	59	58_59	120,000	0,003	0,411	0,206	0,617	21
	60	59_60	60,000	0,003	0,206	0,103	0,206	21

- Réseau de distribution des villages TABIA et LOTA OUGUEMOUNE (Tronçon F, I, G et H)

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau (VII-3) ci-dessous :

Tableau (VII-3) : Détermination des débits F, I, G et H.

Tronçon		Longueur	Qsp	Qr	0,5Qr	Qc	Diamètre
		m	(l/s/ml)	(l/s)	(l/s)	l/s	mm
F	R_1	150	0,003	0,392	0,196	2,078	42,6
	1_2	150	0,003	0,392	0,196	1,886	34
	2_3	330	0,003	0,862	0,431	1,495	34
	3_4	242,32	0,003	0,633	0,316	0,633	21
I	21_5	330	0,003	0,862	0,431	4,955	53,6
	5_6	209,97	0,003	0,548	0,274	4,093	42,6
	6_7	180	0,003	0,470	0,235	1,231	27,2
	7_8	60	0,003	0,157	0,078	0,761	21
	8_9	138,07	0,003	0,361	0,180	0,361	21
	8_10	93,23	0,003	0,243	0,122	0,243	21
	6_11	270	0,003	0,705	0,353	2,314	34
	11_12	180	0,003	0,470	0,235	1,609	27,2
12_13	436,1	0,003	1,139	0,569	1,139	21	
H	21_14	325,87	0,003	0,851	0,426	2,808	42,6
	14_15	132,75	0,003	0,347	0,173	1,957	34
	15_16	139,96	0,003	0,366	0,183	0,743	27,2
	16_17	90	0,003	0,235	0,118	0,377	27,2
	17_18	54,51	0,003	0,142	0,071	0,142	21
	15_19	180	0,003	0,470	0,235	0,868	21
	19_20	152,25	0,003	0,398	0,199	0,398	21
G	R_21	150	0,003	0,392	0,196	0,838	63,8
	21_22	90	0,003	0,235	0,118	0,446	21
	22_23	80,93	0,003	0,211	0,106	0,211	21

VII.11.2.2. Simulation de réseau

Après la saisie des formations du réseau, la simulation peut être lancée. Dans cette étape, grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans la condition requise et détermine les différentes grandeurs hydrauliques (vitesse, débits, pressions et charge).

VII.11.2.3. Etat du réseau après simulation

Les deux figures (VII-3) et (VII-4) ci-après représentent les résultats de la simulation :

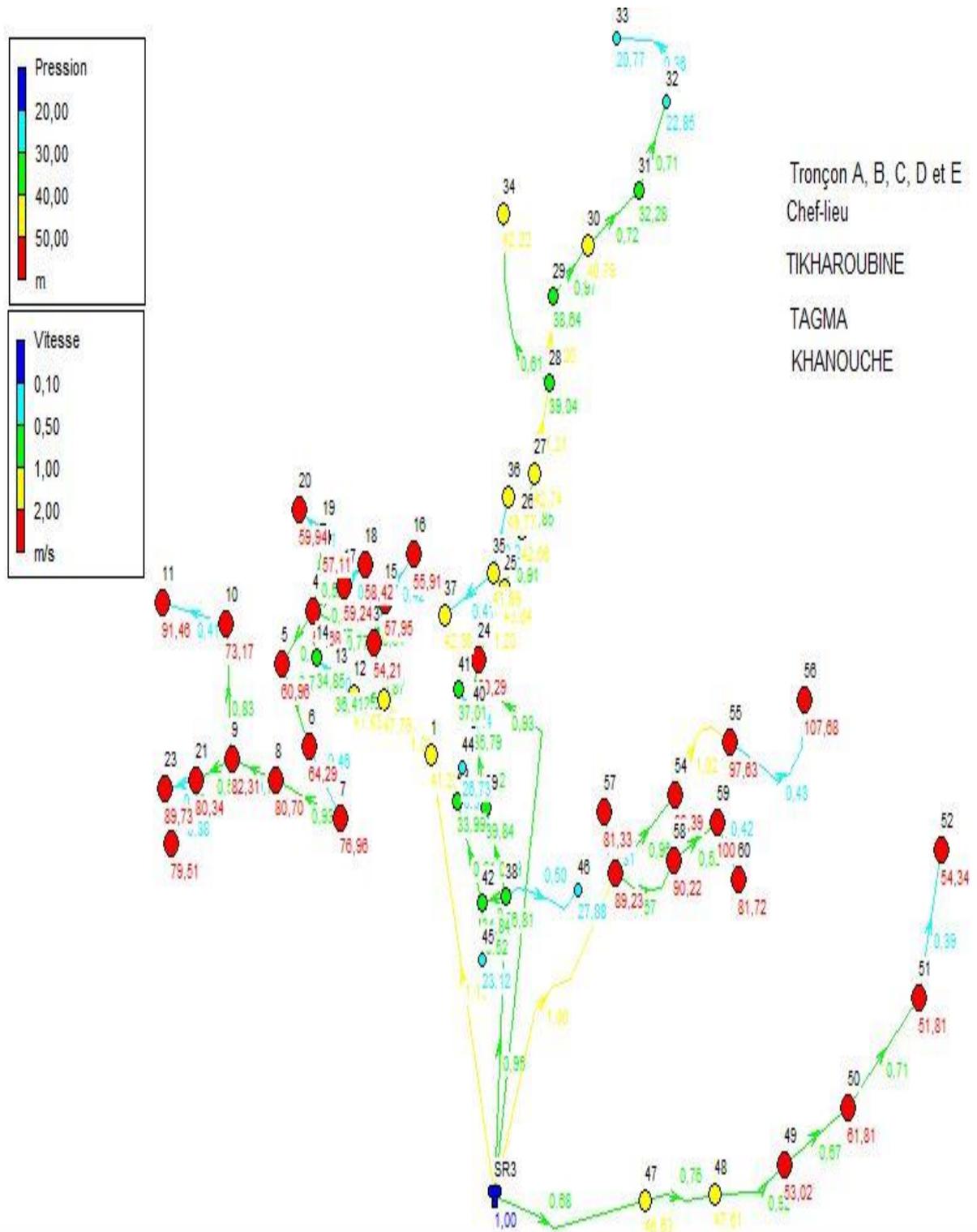


Figure (VII-3) : Résultat de la simulation des tronçons (A, B, C, D et E).

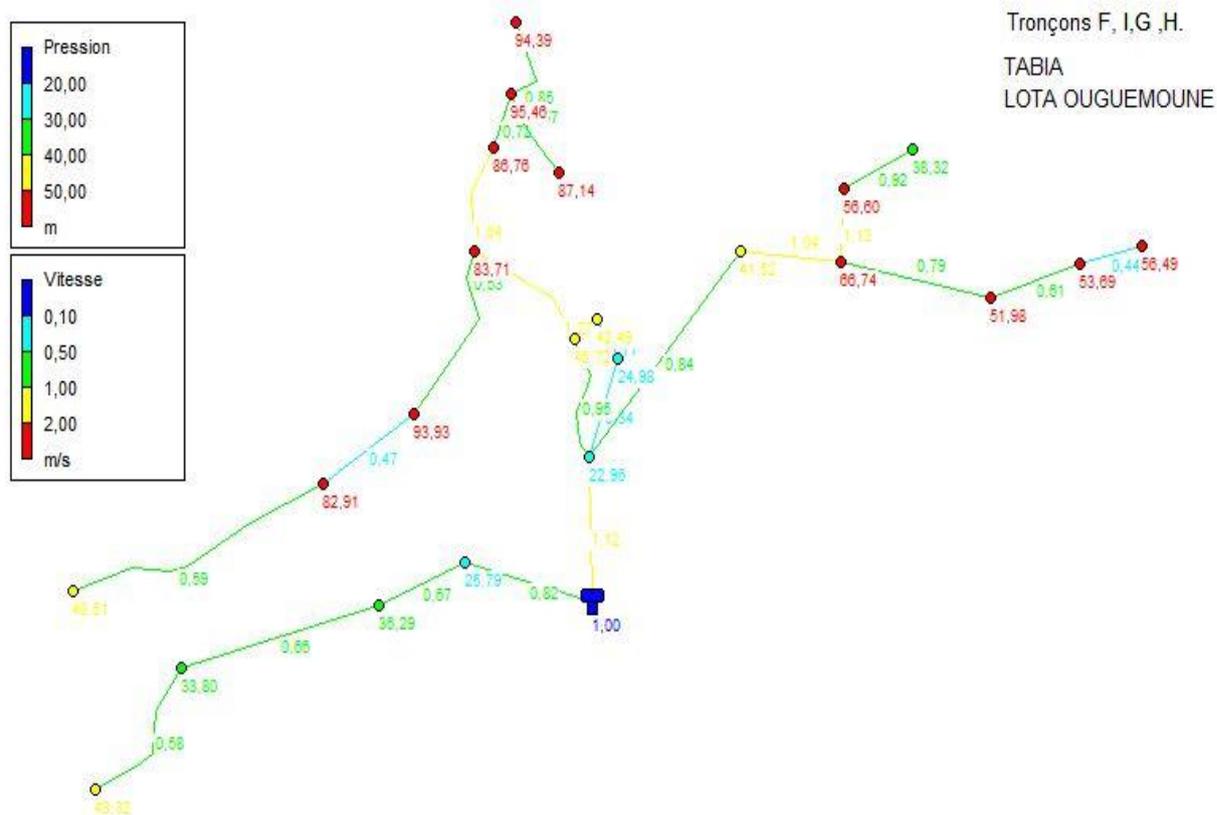


Figure (VII-4) : Résultat de la simulation des tronçons (F, I, G et H).

VII.11.2.4. Etat des nœuds du réseau après simulation

L'état des nœuds après simulation est représenté dans les tableaux (VII-4) (VII-5) et (VII-6).

Tableau (VII-4) : Etat des nœuds du réseau après simulation des tronçons (A, B, C, D et E).

ID Nœud	Demande	Charge	Pression
	l/s	m	m
1	1,32	486,23	41,23
2	0,42	482,95	47,79
3	0,5	482,06	54,21
4	0,76	479,05	55,68
5	0,46	477,54	60,96
6	0,56	475,05	64,29
7	0,72	473,7	76,96
8	0,6	465,06	80,7
9	0,7	461,29	82,31
10	0,3	447,04	73,17
11	0,3	442,97	91,46
12	0,26	474	41,43
13	0,24	471,7	36,41
14	0,14	466,61	34,85
15	0,22	478,42	57,95
16	0,12	475,18	55,91

Tableau (VII-5) : Etat des nœuds du réseau après simulation des tronçons (A, B, C, D et E) (suite).

17	0,16	476,75	59,24
18	0,16	474,48	58,42
19	0,24	476,75	57,11
20	0,14	473,7	59,94
21	0,66	459,11	80,34
22	0,24	455,98	79,51
23	0,24	456,04	89,73
24	1,36	494,66	50,29
25	0,46	488	43,84
26	0,32	485,17	42,66
27	0,4	482,95	42,74
28	1,02	473,9	39,04
29	0,48	463,01	38,64
30	0,52	454,61	40,79
31	0,62	449,82	32,28
32	0,62	440,68	22,85
33	0,26	437,91	20,77
34	0,44	458,46	42,22
35	0,54	481,16	41,89
36	0,2	479,89	49,77
37	0,3	477,05	42,36
38	1,06	496,69	36,81
39	0,36	493,86	39,84
40	0,28	489,53	35,79
41	0,1	487,06	37,01
42	0,4	495,69	34,84
43	0,32	489,03	33,99
44	0,12	487,69	26,73
45	0,12	489,76	23,12
46	0,36	489,84	27,88
47	1,02	501,67	46,63
48	0,56	497,68	47,61
49	0,52	488,53	53,02
50	0,52	485,15	61,81
51	0,6	477,32	51,81
52	0,28	473,92	54,34
53	1,24	490,83	89,23
54	0,46	481,48	99,39
55	0,5	462,72	97,63
56	0,24	457,41	107,68
57	0,2	489	81,33
58	0,42	486,04	90,22
59	0,3	480,84	100,31
60	0,12	478,08	81,72

Tableau (VII-6) : Etat des nœuds du réseau après simulation des tronçons (F, I, G et H).

ID Noeud	Demande	Charge	Pression
	l/s	m	m
1	0,5	610,35	25,79
2	0,81	607,19	36,29
3	0,96	598,17	33,8
4	0,42	587,66	49,32
5	0,7	604,57	45,72
6	1,12	589,68	83,71
7	0,4	573,35	86,76
8	0,5	570,63	95,46
9	0,24	547,8	94,39
10	0,16	563,36	87,14
11	0,76	585,97	93,93
12	0,24	583,36	82,91
13	0,74	569,61	48,51
14	0,56	603,91	41,52
15	0,64	595,32	66,74
16	0,38	585,88	51,98
17	0,24	580,71	53,69
18	0,1	577,69	56,49
19	0,56	567,98	56,6
20	0,26	538,73	38,32
21	1,08	610,34	22,96
22	0,28	609,34	24,98
23	0,14	609,26	43,49

Remarque :

- Les pressions dans la majorité des nœuds sont acceptables, elles varient entre 1 et 6 bars.
- Pour réduire les pressions qui dépassent les 6 bars on installe des réductrices pressions.

VII.11.2.5. Etat des Arcs du réseau après simulation

L'état des arcs après simulation est représenté dans les tableaux (VII-7) (VII-8) et (VII-9)

Tableau (VII-7) : Etat des Arcs du réseau après simulation des tronçons (A, B, C, D et E).

	Débit	Vitesse	Perte de Charge Unit.
ID Arc	l/s	m/s	m/km
Tuyau 1	9,46	1,16	34,5
Tuyau 2	8,14	1,00	29,76
Tuyau 3	7,08	0,87	19,28
Tuyau 4	6,24	0,77	16,88
Tuyau 5	4,78	0,59	10,43
Tuyau 6	4,32	0,75	20,77
Tuyau 7	3,76	0,46	6,42
Tuyau 8	3,04	0,93	41,15
Tuyau 9	2,44	0,75	27,91
Tuyau 10	0,6	0,83	58,35
Tuyau 11	0,3	0,41	23,9
Tuyau 12	0,64	0,88	69,51
Tuyau 13	0,38	0,52	38,38
Tuyau 14	0,14	0,50	62,57
Tuyau 15	0,34	0,61	60,63
Tuyau 16	0,12	0,42	47,46
Tuyau 17	0,32	0,50	38,46
Tuyau 18	0,16	0,47	50,8
Tuyau 19	0,38	0,52	38,38
Tuyau 20	0,14	0,41	37,9
Tuyau 21	1,14	0,54	20,6
Tuyau 22	0,24	0,38	22,01
Tuyau 23	0,24	0,38	22,02
Tuyau 24	7,54	0,93	21,72
Tuyau 25	6,18	1,20	47,79
Tuyau 26	4,68	0,91	28,17
Tuyau 27	4,36	0,85	24,64
Tuyau 28	3,96	1,21	64,55
Tuyau 29	2,5	1,20	83,91
Tuyau 30	2,02	0,97	55,97
Tuyau 31	1,5	0,72	31,96
Tuyau 32	0,88	0,71	43,52
Tuyau 33	0,26	0,36	18,04
Tuyau 34	0,44	0,61	47,24
Tuyau 35	1,04	1,44	78,92
Tuyau 36	0,2	0,28	11,26
Tuyau 37	0,3	0,41	23,38
Tuyau 38	3,12	0,95	41,02
Tuyau 39	0,74	0,59	31,52
Tuyau 40	0,38	0,52	36,04
Tuyau 41	0,1	0,44	55,47
Tuyau 42	0,96	0,77	51,21
Tuyau 43	0,44	0,61	47,24
Tuyau 44	0,12	0,35	28,07
Tuyau 45	0,12	0,52	78,16

Tableau (VII-8) : Etat des Arcs du réseau après simulation des tronçons (A, B, C, D et E) (suite).

Tuyau 46	0,36	0,5	32,63
Tuyau 47	3,5	0,68	16,3
Tuyau 48	2,48	0,76	26,6
Tuyau 49	1,92	0,92	50,84
Tuyau 50	1,4	0,67	28,09
Tuyau 51	0,88	0,71	43,52
Tuyau 52	0,28	0,39	20,63
Tuyau 53	3,48	1,06	50,47
Tuyau 54	1,2	0,96	77,94
Tuyau 55	0,74	1,02	85,04
Tuyau 56	0,24	0,43	30,3
Tuyau 57	0,2	0,31	15,48
Tuyau 58	0,84	0,67	39,9
Tuyau 59	0,42	0,58	43,34
Tuyau 60	0,12	0,42	46,11

Tableau (VII-9) : Etat des Arcs du réseau après simulation des tronçons (F, I, G et H).

ID Arc	Débit	Vitesse	Perte de Charge Unit.
	l/s	m/s	m/km
Tuyau 1	2,69	0,82	31
Tuyau 2	2,19	0,67	21,07
Tuyau 3	1,38	0,66	27,34
Tuyau 4	0,42	0,58	43,34
Tuyau 5	4,86	0,95	30,26
Tuyau 6	4,16	1,27	70,92
Tuyau 7	1,3	1,04	90,69
Tuyau 8	0,9	0,72	45,38
Tuyau 9	0,24	0,85	165,34
Tuyau 10	0,16	0,57	77,94
Tuyau 11	1,74	0,53	13,73
Tuyau 12	0,98	0,47	14,5
Tuyau 13	0,74	0,59	31,52
Tuyau 14	2,74	0,84	32,09
Tuyau 15	2,18	1,04	64,67
Tuyau 16	0,72	0,79	67,47
Tuyau 17	0,34	0,61	57,44
Tuyau 18	0,1	0,44	55,47
Tuyau 19	0,82	1,13	91,89
Tuyau 20	0,26	0,92	99,11
Tuyau 21	9,1	1,12	31,06
Tuyau 22	0,42	0,34	11,17
Tuyau 23	0,14	0,11	0,9

Remarque :

La majorité des vitesses dans les tuyaux sont comprises entre 0,5 et 1,5 m/s.

Il y'a quelques vitesses inférieures à 0,5 m/s, ceci est dû aux faibles débits dans les tronçons concernés.

Pour le réserve d'incendie, une conduite à part sera réalisée.

VII.11. Conclusion

Construire un réseau de distribution d'eau est une tâche importante. Il doit répondre aux besoins pendant des périodes relativement longues avec un minimum de colmatage et de fuites. Le réseau de distribution doit fournir de l'eau en quantité suffisante et à des pressions appropriées aux besoins.

Chapitre (VIII) :

Protection et Pose des conduites

VIII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier

VIII.1.1. Définition

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées [2].

Les principales causes de ce phénomène sont les suivantes :

- Arrêt brutal des groupes alimentant les conduites ;
- Fermeture rapide d'une vanne ;
- Démarrage des pompes alimentaires [1].

Pour diminuer l'intensité du coup de bélier et amoindrir ses conséquences néfastes, on peut chercher à ralentir, à étaler dans le temps le processus perturbateur qui est à l'origine des trains d'ondes de pression.

VIII.1.2. Les dispositifs de protection

Il est impossible de supprimer complètement les effets du coup de bélier mais du moins on peut limiter ses conséquences, en cherchant à limiter sa valeur à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les dispositifs de protection contre ce phénomène sont les suivants :

VIII.1.2.1. Cheminée d'équilibre

C'est un réservoir débouchant à l'air libre, permettant de protéger la conduite contre la surpression et la dépression à la fois. Ce dispositif est envisageable dans le cas où les conditions topographiques et les hauteurs géométriques le permettent.

VIII.1.2.2. Soupape de décharge

C'est un appareil font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui par compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximal et libre, le cas échéant, le débit de rouleur de la conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible [1].

VIII.1.2.3. Réservoir d'air comprimé

Un réservoir à air comprimé est appelé aussi réservoir anti-bélier, a pour but d'assurer une alimentation continue de la veine liquide après la disjonction de la pompe, une réserve d'eau accumulée sous pression dans le réservoir métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement, immédiatement à l'aval du clapet.

Ce dispositif contient de l'eau et de l'air ; en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

Principe : A la disjonction, on aura une dépression, une partie de l'eau de la cloche sera chassée dans la conduite. Après diminution progressive puis l'annulation de débit dans la conduite, l'eau remonte dans la cloche (réservoir) (voir Figure).

La dissipation d'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement dispose à la base de la cloche. Cet étranglement peut être un diaphragme, une tuyère ou un clapet à battant percé (voir Figure (VI.1)) [1].

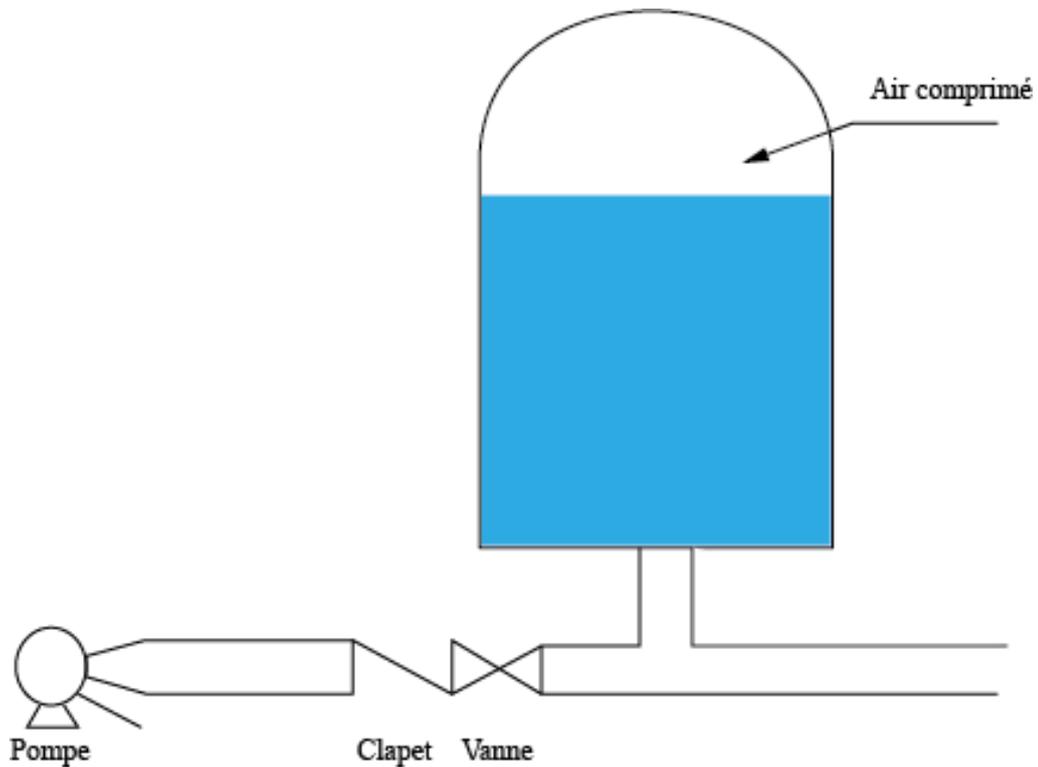


Figure (VIII-1) : Schéma d'un réservoir d'air.

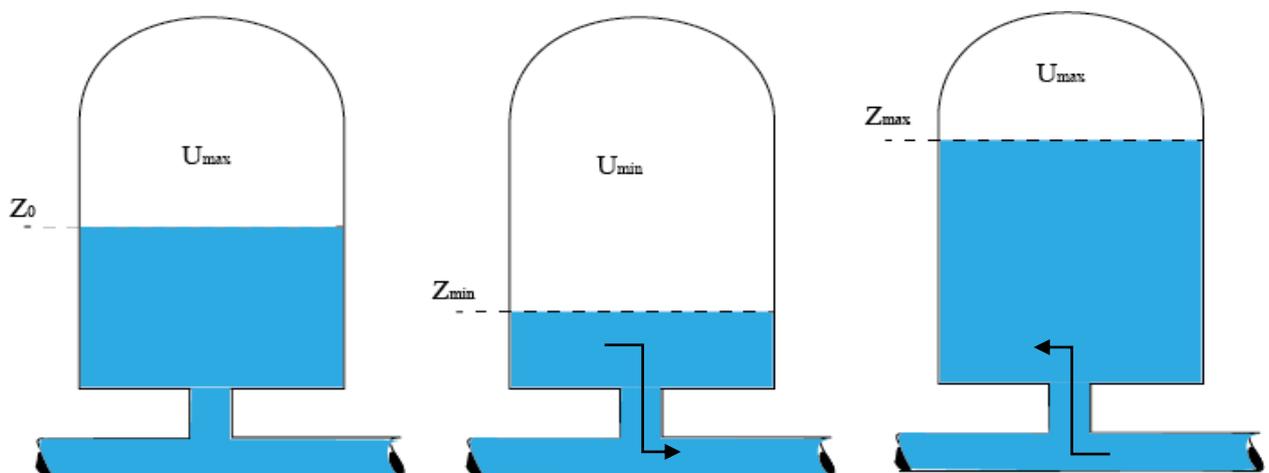


Figure (VIII-2) : Variation de volume d'air au cours des phases de fonctionnement de réservoir d'air.

VIII.1.3. Analyse physique du coup de bélier

Soit une conduite de refoulement de longueur « L », dont le débit se trouve brusquement arrêté à la suite d'une disjonction du groupe électropompe. Quatre phases peuvent être envisagées :

1^{ère} phase : au moment de l'arrêt brusque du pompage ($t=0$), la colonne liquide va poursuivre son cheminement ascendant par suite de son inertie, mais n'étant plus alimentée, il résultera derrière elle une dépression. Les tranches d'eau se contractent par diminution du diamètre, une onde de dépression prend naissance et se propage du départ de la pompe jusqu'au réservoir avec une célérité « a » au bout d'un temps $T = L/a$ l'eau immobile et la conduite est en dépression.

2^{ème} phase : a un temps $T = 2 L/a$ depuis l'origine, par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial d'une manière successive à partir du réservoir ; l'eau descend alors dans la conduite est arrêté par le clapet anti-routeur de la pompe qui entre temps se ferme.

3^{ème} phase : les tranches d'eau qui arrivent successivement vers la pompe vont entraîner une dilatation progressive dans le sens pompe-réservoir de la conduite par la suite de la compression d'eau. Au bout d'un temps $T = 3L/a$ de l'origine, toute la conduite sera dilatée avec eau surpressée et immobile.

4^{ème} phase : grâce à l'élasticité de la conduite, cette dernière reprend successivement son diamètre initial dans le sens réservoir-pompe, l'eau se propulse vers le réservoir et à $T = 4L/a$, la conduite revient à son état initial.

NB :

Dans le cas d'une conduite gravitaire, le phénomène apparaît à la fermeture brusque de la vanne placée à l'aval de la conduite, avec l'apparition d'une surpression à la première phase et une dépression à la troisième phase.

VIII.1.4. Valeur numérique du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI [1] :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K' \frac{D_{int}}{e}}} \text{ (m/s)} \quad \text{(VIII-1)}$$

Avec : K' : Coefficient qui dépend de la nature de la conduit ($K' = 83$ pour le PEHD) ;

D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;

e : Epaisseur de la conduite (mm).

1^{er} cas : fermeture brusque

Elle est caractérisée par un temps de fermeture : $T_f < \frac{2L}{a}$.

La valeur maximale de coup de bélier «B» est calculée par la formule de JOUKOWSKI suivante [1] :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad \text{(VIII-2)}$$

2^{ème} cas : fermeture lente

Elle est caractérisée par un temps de fermeture : $T_f < \frac{2L}{a}$.

La valeur maximale de coup de bélier «B» est calculée par la formule de **MICHAUD** suivante [1] :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T_f} \quad (\text{VIII-3})$$

Avec : T_f : Temps de fermeture de la vanne (m/s).

L : Longueur de la conduite (m).

B : Valeur du coup de bélier (m).

a : Célérité des ondes (m/s).

V_0 : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s).

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

Après avoir calculé la valeur du coup de bélier «B», la surpression maximale « H_{sur} » dans la conduite est donnée par :

$$H_{sur} = Z_0 + B \quad (\text{VIII-4})$$

La valeur de la dépression maximale « H_d » est donnée par :

$$H_d = Z_0 - B \quad (\text{VIII-5})$$

$$\text{Telle que : } Z_0 = H_g + 10 \quad (\text{VIII-6})$$

Avec : Z_0 : Pression absolue dans la conduite en (m.c.e).

H_g : Hauteur géométrique en (m).

10 : Pression atmosphérique en (m.c.e).

NB :

La valeur maximale du coup de bélier lors d'une fermeture lente est moins importante que celle de la fermeture brusque. Donc on va s'intéresser au cas de la fermeture brusque, pour effectuer les calculs.

Dans le cas de notre étude on a utilisé des conduites en (PEHD) des pressions de service de 25 bars.

VIII.1.5. Calcul des valeurs de coup de bélier dans les conduites d'adduction

Les valeurs sont illustrées dans le tableau (VIII-1) suivant :

Tableau (VIII-1) : Les valeurs du coup de bélier des différents tronçons.

Adduction	Tronçon	Caractéristiques des conduites					La pression absolue	La célérité de l'onde	Valeur de coup de bélier	Surpression maximale	Dépression minimale	Pression de service de la conduite
		L (m)	D (m)	e (m)	V ₀ (m/s)	Hg (m)	Z ₀ (m)	a (m/s)	B(m)	H _{sur} (m)	H _d (m)	P _s (m)
Par Refoulement	Forage_SR1 (PEHD PN25)	1048,56	0,11	0,01	0,95	140,60	150,60	352,098	34,025	184,625	116,575	250
	SR1_SR2 (PEHD PN25)	918,10	0,13	0,01	0,91	126,80	136,80	352,366	32,794	169,594	104,006	250
	SR2_SR3 (PEHD PN25)	1129,24	0,13	0,01	0,84	110,30	120,30	352,366	30,172	150,472	90,128	250
	SR3_R TABIA (PEHD PN25)	681,39	0,06	0,09	0,53	106,00	116,00	947,803	50,820	166,820	65,180	250
Gravitaire	Captage_SR 1	2372,00	0,75	0,01	1,36	140,60	150,60	126,840	17,571	168,171	133,029	250

VIII.1.6. Conclusion

D'après le Tableau (VIII-1) précédent, la valeur de la surpression maximale pour chaque conduite est inférieure à la pression nominale de celle-ci qui de 250 m (PN25). Donc, il n'est pas nécessaire de prévoir un anti-bélier.

Pour la conduite gravitaire la disposition d'une vanne à fermeture lente est la meilleure façon pour la protéger contre le coup de bélier.

VIII.2. Pose des conduites

Une conduite a comme rôle le transport des eaux avec le débit souhaité en résistant aux pressions et aux surpressions éventuelles, aux flexions longitudinales, aux efforts d'ovalisations (dus à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terres et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité du sol.

Le rôle de l'ingénieur ou du technicien est de concevoir d'une manière précise les dimensions de la fouille que ce soit pendant la pose des conduites, pour la sécurité des ouvriers, ou après le remblai pour le bien fonctionnement du réseau.

VIII.2.1. Pose en tranchées

Elle s'effectuera dans une tranchée de largeur suffisante, avec un établissement de niche (élargissement) aux endroits des joints pour faciliter leur exécution (0,6 m au maximum).

La profondeur de la tranchée est déterminée de telle sorte à avoir une distance de 0,6 à 1,2 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite, le fond de la fouille est recouvert d'un lit de pose dont l'épaisseur varie entre 0,15 et 0,20 m (voir Figure (VIII-3)) [7].



Figure (VIII-3) : Pose de la conduite en tranchée.

VIII.2.2. Traversée des points spéciaux

Au cours de la réalisation des travaux de terrassement on se trouve dans pas mal de cas obligé de traverser des points spéciaux telle que : les routes, les chemins de fer...etc.

VIII.2.2.1. Traversée des routes

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite et à la route, la conduite sera introduite à l'intérieur d'une gaine

(buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), ce qui la préservera des vibrations qui pourraient être les causes des ruptures (Voir Figure (VIII-4)) [11].

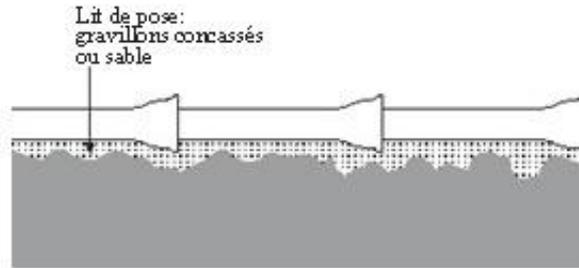


Figure (VIII-4) : Protection pour la traversée des routes.

VIII.2.2.2. Traversée d'oueds

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de la conduite à la traversée d'un oued demande certains travaux confortatifs.

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas : l'existence d'un pont route servira également se supporter la conduite.

2^{ème} cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée alors sur des ouvrages spéciaux (les tasseaux par exemple), et pour la protéger, on utilise des conduites de diamètre supérieur, ou des gabions sur les deux côtés de la conduite (voir Figure) [6].

VIII.2.3. Les butées

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduites aux poussées dues à la pression de l'eau au niveau des coudes et des branchements, qui peut engendrer des déboîtements des joints ou des ruptures des soudures, on prévoit la construction des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboîtements et aux ruptures par leur poids [2, 11]. On peut distinguer :

- Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique.
- Butée sur un branchement.
- Butée sur un coude horizontal (Figure (VIII-5)).
- Butée sur un coude vertical (Figure (VIII-6)).

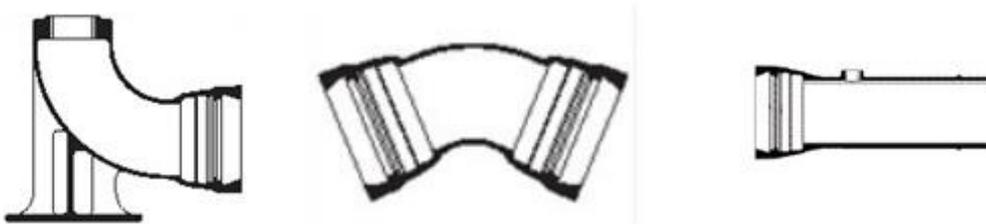


Figure (VIII-5) : Butée sur coude horizontal.

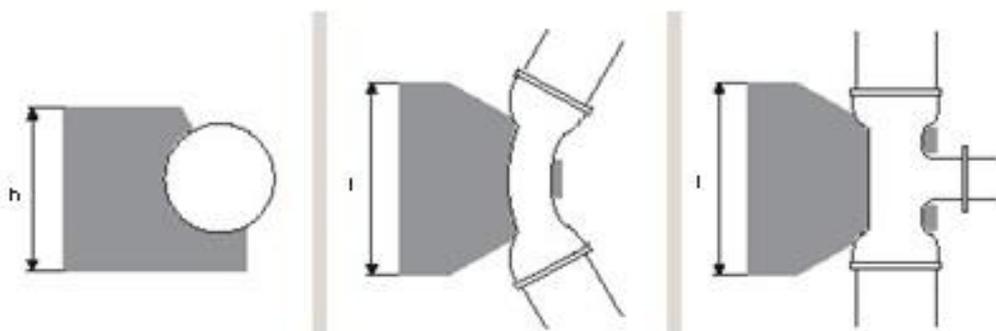


Figure (VIII-6) : Butée sur coude vertical.

VIII.2.4. Essai de pression

Après la pose de la canalisation et avant le remblaiement de la tranchée, des essais à la pression d'épreuve sont effectués par tronçon pour vérifier l'étanchéité des joints.

Pour cela, on effectue des essais sur des tronçons de 200m de longueur au maximum, avec une pression d'essai égale à la pression statique majorée de 50% pendant un temps d'épreuve de 30mn.

Afin de réaliser cet essai, l'aval de la conduite est obturé avec une plaque d'extrémité qui est parfaitement butée, sur laquelle une pompe d'épreuve est branchée. Il est impératif de vérifier tous les joints (soudure et boulonnage) et de les réparer s'ils ne sont pas étanches [6].

VIII.2.5. Le remblayage

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le milieu dans lequel il s'expose en contact direct avec la conduite, pour cela il doit être bien soigné, bien fait et bien choisi. Un remblai bien fait augmente la résistance aux charges extérieures de la conduite.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierres, très fortement damée par petites couches jusqu'à 30cm au-dessus de la génératrice supérieure. Cette façon d'opérer évite tous tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

VIII.2.6. Désinfection des conduites

Une fois les travaux d'installation des conduites sont achevés, il y'a lieu de procéder à une désinfection de tout le réseau ; celle si peut s'effectuer, soit au permanganate de potassium, ce liquide de désinfection doit atteindre les extrémités du réseau.

VIII.2.7. Conclusion

La pose des conduites est une opération faite d'une manière à assurer l'équilibre des tuyaux et l'étanchéité des joints pour donner une stabilité importante du réseau et diminuer les frais d'entretien.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au long de cette étude on a constaté que :

L'alimentation en eau potable de la région d'AIT SIDI-ALI de la commune de BARBACHA est dépourvue du strict minimum de contrôle et de gestion. Grâce aux plusieurs visites de terrain effectuées, on a pu cerner tous les problèmes dont souffre le système d'alimentation par le quel est assuré l'approvisionnement de cette zone.

Après avoir estimé les différents besoins en eau actuel est futurs, on constate que les ressources en eau disponible sont largement satisfaites, où on enregistre une consommation de 984,41 m³/j à l'horizon 2040 alors que la quantité d'eau fournie par nos sources est de 1296 m³/j.

D'après le diagnostic physique élaboré sur la base de plusieurs visites de terrain et les calculs hydraulique effectués, on peut tirer les recommandations suivantes :

- les conduites d'adduction existantes sont surdimensionnées, ajoutant à cela la corrosion, l'apparaît à même le sol et les fuites importantes enregistrées, ce qui nous amène à les redimensionnées.
- Concernant les réservoirs, il est nécessaire de prévoir un réservoir R1p de 150 m³ et deux autres réservoir R2p et R3p de 100 m³ à jumeler avec d'autres existants SR1, SR2 et SR3. Remplacer le réservoir de TABIA (R_TABIA) par un autre de 200 m³ dans un endroit plus élevé par rapport à l'existant.
- En ce qui concerne l'amortissement de pompage, nous avons doté les trois stations de nouvelles adaptées aux nouveaux débits nécessaires. Ces dernières ont des performances considérables sélectionnées à l'aide de logiciel CAPRARI, qui nous a facilité la tâche comparativement aux méthodes classiques qui se limitent à la consultation des catalogues.
- l'état et les caractéristiques de l'ensemble des conduites de distributions nous incitent à procéder au changement de la structure de celui-ci, autrement dit proposer carrément un réseau neuf qui viendra palier aux insuffisances de l'actuel.

La vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite, et d'après les résultats trouves notre chaîne d'adduction ne présente aucun risque, donc il n'est pas nécessaire de prévoir un anti-bélier.

En finalité, on souhaite que cette étude sert d'avant-projet pour l'élaboration d'une étude du diagnostic et réhabilitation de réseau d'alimentation en eau potable de la région d'AIT SIDI-ALI commune de BARBACHA.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : **A. DUPONT**, « Hydraulique Urbaine : Ouvrages de transport, Elévation et distribution des eaux », TOME II, édition Eyrolles 1979.
- [2] : **J. BONNIN**, « hydraulique Urbaine Appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance », édition Eyrolles, 1977.
- [3] : **François G. Brière**, « Distribution et collecte des eaux », édition Presses internationales Polytechnique.
- [4] : **LYONNAISE DES EAUX**, « Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement », Tome I, Ed Tec et Doc-Lavoisier, Paris, 1986.
- [5] : **BARKOU .F**, Mémoire fin d'étude « Dimensionnement des réseaux d'eau potable et d'assainissement des eaux usées de l'agglomération d'AIT-SIDI ALI commune de Barbacha (W) de Bejaia », Université A-MIRA Bejaia, Promotion 2007/2008.
- [6]: **BOUALI .K et MERABET .A**, Mémoire fin d'études, « Diagnostic et réhabilitation du réseau d'AEP de la zone Oust de la commune de FENAIA », Université A-MIRA Bejaia, Promotion 1999.
- [7] : **GHERNAIA .F**, Mémoire fin d'études « Etude du diagnostic et du renforcement de la première chaine d'adduction de la commune d'AIT R'ZINE », Université A-MIRA Bejaia, Promotion 2000/2001.
- [8] : **HAMANI. S et YAHIAOUL. S**, Mémoire fin d'études « Etude d'alimentation en eau potable de la ville d'El Ouricia (Wilaya de Setif) », Université de Bejaia, Promotion 2011.
- [9] : Site web : www.xpair.com
- [10] : **Catalogue de STPM CHIALI**, DHW BEJAIA.
- [11] : **Catalogue PAM** « Adduction d'eau : Canalisation pour l'eau potable et l'irrigation tuyaux et raccordement », Saint-Gobain, 447 pages, 2004.

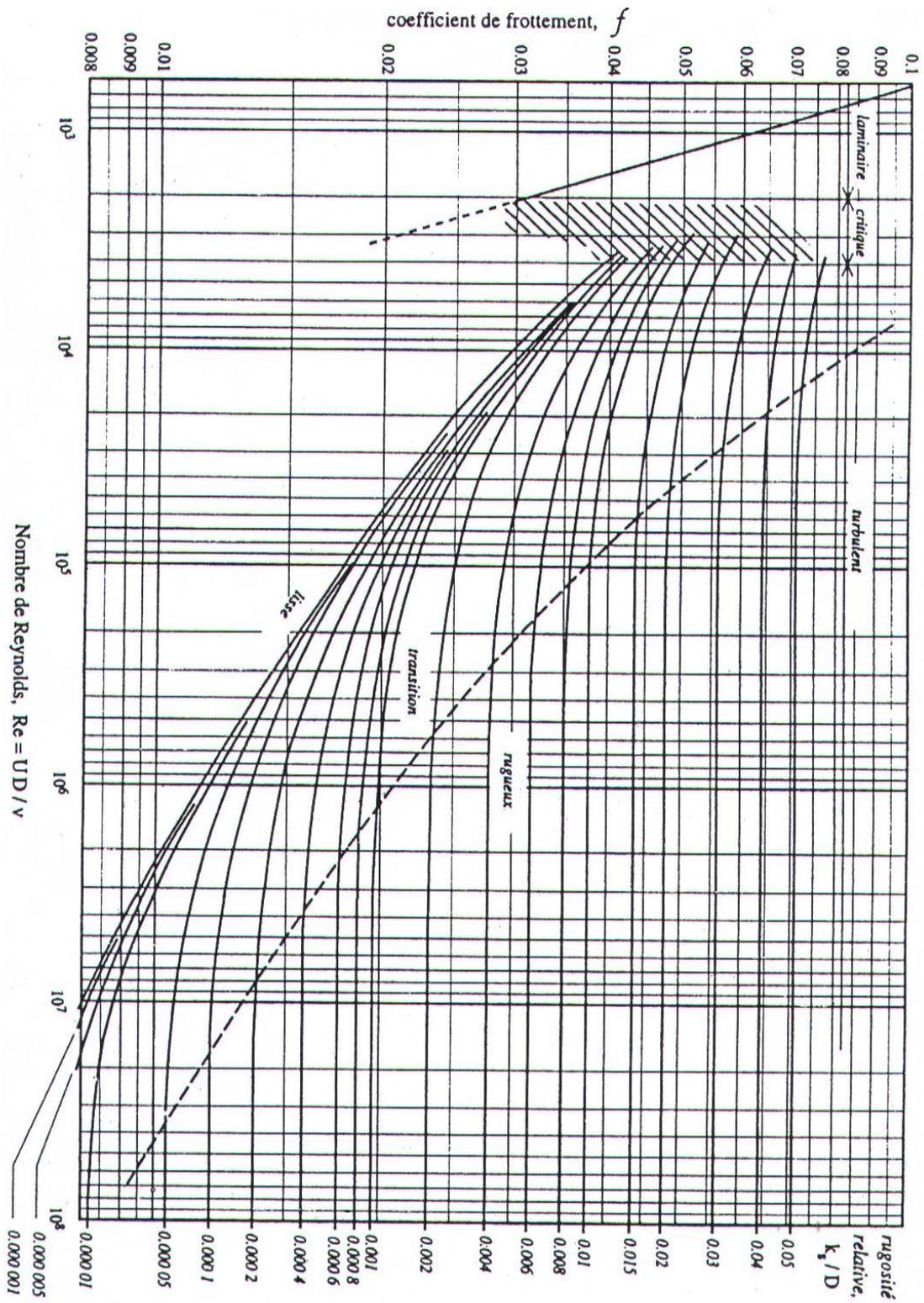
ANNEXE

ANNEXES

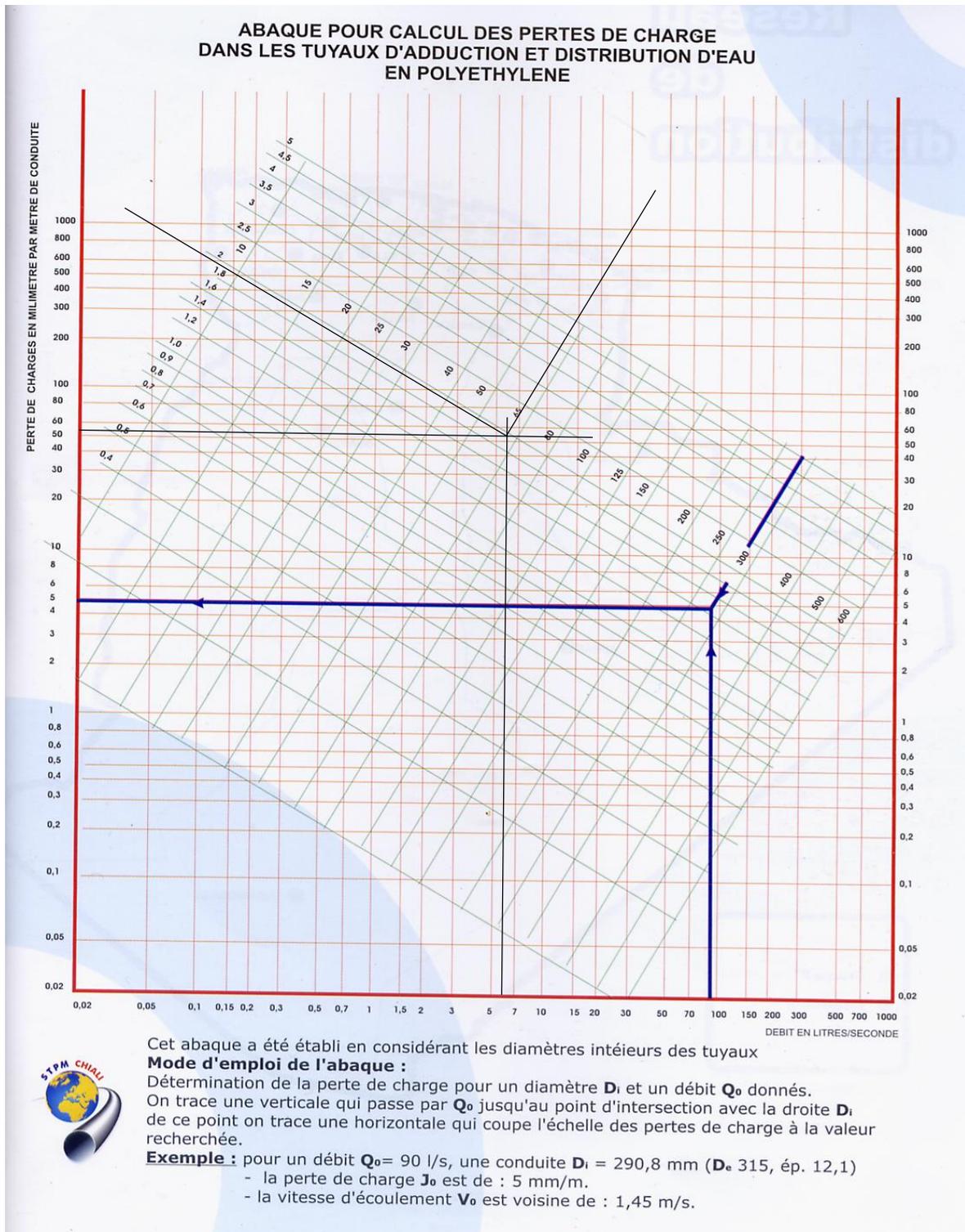
Annexe (I) : Régime de la consommation des agglomérations

Régime de la consommation des agglomérations												
Heure du jour	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0 - 1	3.50	3.35	3.20	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	5.50	6.50	5.50	4.50	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) : Diagramme de MOODY



Annexe (3) : Abaque des pertes de charge pour les conduites en PEHD



Annexe (4) : Caractéristiques de la pompe SR1.



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 80/ 12 A	
Caractéristiques requises	
Débit	11,2 l/s
Hauteur de refoulement	139 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

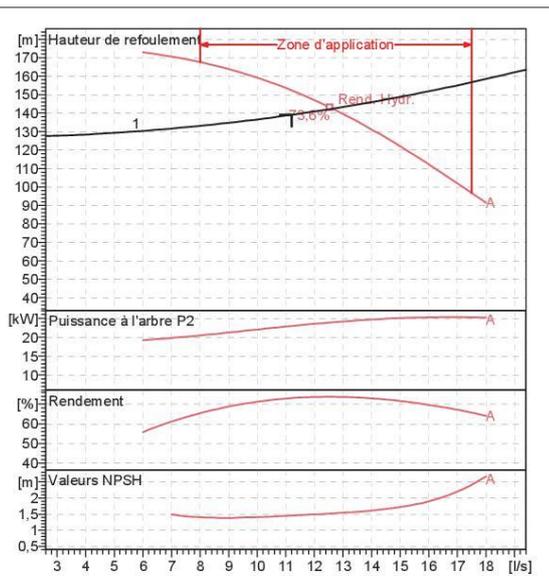
Caractéristiques de la pompe	
Débit	12,6 l/s
Hauteur de refoulement	142 m
Puissance absorbée	23,9 kW
Rendement	73,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	185 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	30 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales	
Poids	632 kg

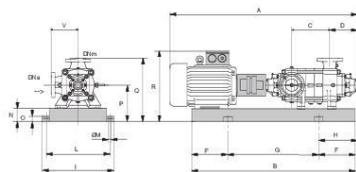
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement				
UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 2216
- B = 1941
- C = 870
- D = 274
- DNa = 100
- DNm = 80
- E = 195
- F = 300
- G = 1341
- H = 495
- I = 600
- L = 550
- M = 20
- N = 100
- O = 42
- P = 300
- Q = 545
- R = 550
- V = 245



Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
07/06/2015	1		

Annexe (5) : Caractéristiques de la pompe SR2.

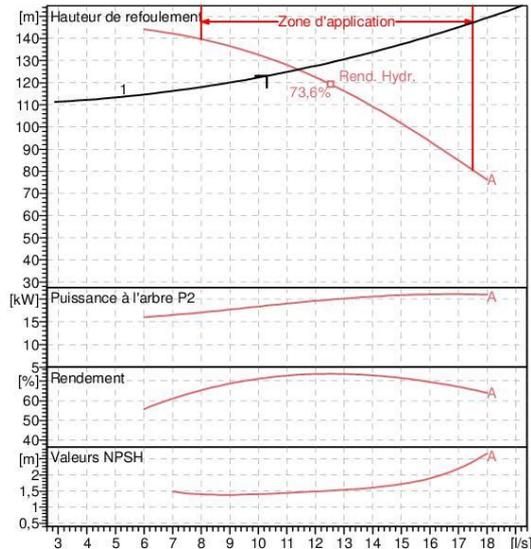
caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 80/ 10 A	
Caractéristiques requises	
Débit	10,3 l/s
Hauteur de refoulement	123 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	11,4 l/s
Hauteur de refoulement	126 m
Puissance absorbée	19,2 kW
Rendement	73,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	154 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	22 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	556 kg

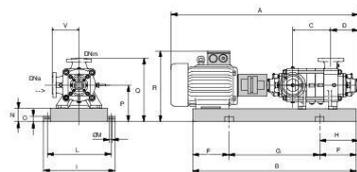
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement				
UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 2030
- B = 1763
- C = 730
- D = 274
- DNa = 100
- DNm = 80
- E = 195
- F = 300
- G = 1163
- H = 495
- I = 600
- L = 550
- M = 20
- N = 100
- O = 42
- P = 300
- Q = 545
- R = 553
- V = 245



Notes:			
Date 09.06.2015	Page 1	Offre n°	Pos.N°

Annexe (6) : Caractéristiques de la pompe SR3.

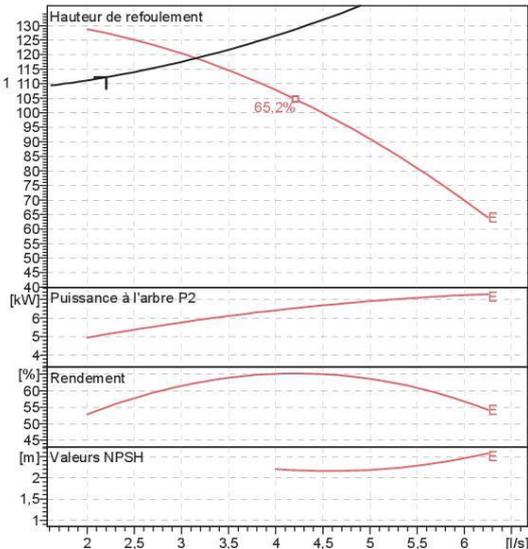
caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

HMU40-1/ 6E	
Caractéristiques requises	
Débit	2,2 l/s
Hauteur de refoulement	112 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	3,15 l/s
Hauteur de refoulement	119 m
Puissance absorbée	5,86 kW
Rendement	62,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	133 m
Orif. de refoulement	40 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	9 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	189 kg

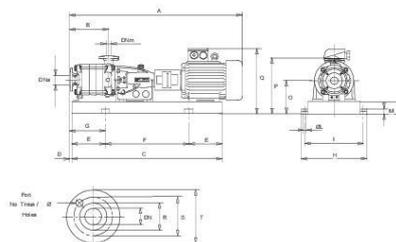
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Fonte
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement					UNI/ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]	

Dimensions mm

- A = 1300
- B = 402
- C = 1199
- D = 13
- E = 200
- F = 799
- G = 213
- H = 380
- I = 340
- L = 16
- M = 38
- N = 80
- O = 240
- P = 415
- Q = 440



Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
08.06.2015	1		

Annexe (7) : Réseau de distribution existant (Tronçons A, B, C, D et E).

Agglomération	Tronçon	Nœud amont	Nœud aval	Longueurs (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qn (l/s)	Diamètres (mm)	Vitesses (m/s)	Pertes de charge	CTN aval (m)	Cote Piez aval (m)	Cote piez amont (m)	Pression (m)
Chef-lieu TAAZIBT	A	R	1	280,51	0,0021	0,60	0,30	8,56	80	1,70	19,69	462.27	507.00	487.31	25.04
		1	2	323,39	0,0021	0,69	0,34	7,92	80	1,58	22,7	445.21	487.31	464.60	19.39
		2	3	373,93	0,0021	0,79	0,40	2,77	80	0,55	1,83	412.75	464.60	462.77	50.02
		3	4	181,02	0,0021	0,38	0,19	1,25	80	0,25	0,32	379.32	462.77	462.45	83.13
		4	5	28,74	0,0021	0,06	0,03	1,03	40	0,82	2,2	378.58	462.45	460.25	81.67
		5	6	335,53	0,0021	0,71	0,36	0,36	40	0,28	4,58	351.51	460.25	455.67	104.16
	A1	3	8	211,53	0,0021	0,45	0,22	0,71	33	0,83	11,62	399.52	462.77	451.15	51.63
		8	9	228,37	0,0021	0,48	0,24	0,24	33	0,28	3,45	385.7	451.15	447.70	62.00
	A2	5	7	132,95	0,0021	0,28	0,14	0,14	40	0,11	3,35	380.31	460.25	456.90	76.59
Chef-lieu	B	2	10	147,15	0,0021	0,31	0,16	3,53	80	0,70	2,49	444.1	464.60	462.12	18.02
		10	11	481,6	0,0021	1,02	0,51	1,88	80	0,37	2,37	422.8	462.12	459.75	36.95
		11	12	642,44	0,0021	1,36	0,68	0,68	80	0,14	0,91	417.01	459.75	458.84	41.83
	B1	10	13	247,8	0,0021	0,53	0,26	0,73	40	0,58	23,25	428.02	462.12	438.87	10.85
		13	14	217,63	0,0021	0,46	0,23	0,23	40	0,18	7,81	422.98	438.87	431.05	8.07
Chef-lieu	C	2	15	219,96	0,0021	0,47	0,23	0,48	40	0,38	11,9	432.6	464.60	452.71	20.11
		15	16	117,66	0,0021	0,25	0,12	0,13	40	0,10	0,76	432.78	452.71	451.94	19.16
TIKHAROUBINE	D	R	18	420,94	0,0021	0,89	0,45	2,32	40	1,84	34,77	454.34	507.00	472.23	17.89
		18	19	453,28	0,0021	0,96	0,48	1,09	40	0,86	37,44	426.74	472.23	434.79	8.05
		19	20	284,7	0,0021	0,60	0,30	0,32	40	0,26	7,32	419.76	434.79	427.47	7.71
TAGMA	E	R	21	175,34	0,0021	0,37	0,19	0,89	33	1,04	20,96	400.2	507.00	486.04	85.84
		21	22	150	0,0021	0,32	0,16	0,41	33	0,48	3,2	374.05	486.04	482.84	108.79
		22	23	120	0,0021	0,25	0,13	0,13	33	0,15	0,28	349.73	482.84	482.56	132.83

Annexe (7) : Réseau de distribution existant (Tronçons A, B, C, D et E) (suite).

Agglomération	Tronçon	Nœud amont	Nœud aval	Longueurs (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	0,5Qr (l/s)	Qn (l/s)	Diamètres (mm)	Vitesses (m/s)	Pertes de charge	CTN aval (m)	Cote Piez aval (m)	Cote piez amont (m)	Pression (m)
KHANOUCHE	F	R	26	195,66	0,0038	0,75	0,38	0,38	40	0,8	12.44	477.18	507.00	494.56	17.38
LOTA OUGUEMOUNE	H	R	30	502,43	0,0038	1,93	0,96	0,96	40	0,64	20.44	527.51	591.50	571.06	43.55
TABIA	G	R	28	174,34	0,0038	0,67	0,33	0,33	33	0,51	6.15	580.24	591.50	585.35	5.11
	I	R	34	544,8	0,0038	2,09	1,05	1,05	33	0,42	12.87	539.8	591.50	578.63	38.83

Annexe (8) : Robinets vannes.



Annexe (8) : Bouches ou poteau d'incendie.



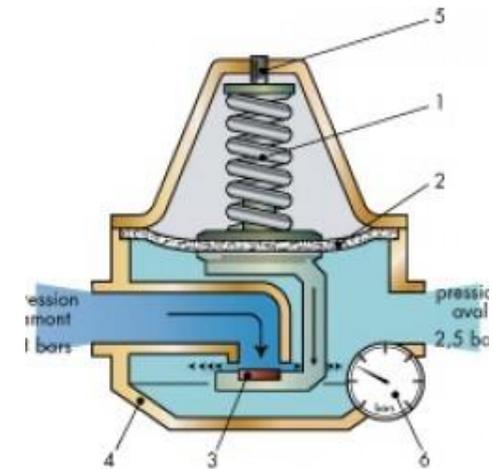
Annexe (10) : Clapets anti-retour



Annexe (11) : Ventouses.



Annexe (12) : Réducteur de pression



Annexe (13) : Le Té égal et le Té réduit

Té égal



Té réduit



Annexe (14) : Les coudes.

Coude à 45°



Coudes à 90°



Annexe (15) : Les cônes.



Annexe (16) : Les bouchons d'extrémité.



Résumé

Ce présent travail consiste à établir une étude de diagnostic et de réhabilitation du réseau d'alimentation en eau du village d'AIT SIDI-ALI commune de Barbacha (wilaya de Béjaia). Après avoir récolté les données concernant le site et le système d'alimentation existant, on a procédé à l'estimation des besoins actuels et futurs, ensuite le diagnostic physique dont on a fait sortir toute les insuffisances et le dysfonctionnement du réseau, ce qui nous a permis de dimensionner les réservoirs et les conduites d'adduction. Par la suite on a remplacé les pompes des stations de pompage avec celle qu'on a choisi. Le dimensionnement du réseau de distribution a été fait afin d'intégrer les endroits qui souffrent d'un manque d'eau. A la fin, on a procédé à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier et la pose des conduites.

Mots clé : Diagnostic physique, Réhabilitation, Calcul hydraulique, Adduction, pompe, Distribution, station de reprise, coup de bélier.

Abstract

This work is to prepare a study of the diagnosis and rehabilitation of the water supply network in the village of AIT Sidi-Ali common of Barbacha (wilaya of Bejaia). After harvest the data concerning the site and the existing system, we have proceeded with the estimation of the current and future needs, then physical diagnosis, which were taken out all the shortcomings and malfunction of our system, which allowed us to size reservoirs and intake pipes. As a result, we chose the pumps for pumping stations. The dimensioning of the distribution network was made to incorporate the places that has deficiency of water. In the and, we proceeded to the verification of the emergence of phenomenon of the coup of Aries and the poses of the pipes.

Keywords: Physical Diagnosis, Rehabilitation, hydraulic calculation, water supply, pump, distribution, rework station, coup of Aries.

ملخص

ان هذا العمل عبارة عن دراسة تشخيص وتأهيل لشبكة مياه قرية أية سيد أعلي بلدية برباشة (ولاية بجاية). بعدما قمنا بجمع كل المعلومات اللازمة الخاصة بالموقع ونظام التوزيع الحالي. تطرقنا الى الدراسة التقديرية للاحتياجات الحالية والمستقبلية. وبعد ذلك قمنا بإجراء تشخيص جسدي الذي بفضلنا تمكننا من الكشف على كل قصور وخلل الشبكة، وهذا ما سمحت لنا بتحجيم الخزانات وأنابيب السحب. ثم قمنا باستبدال مضخات محطات الضخ. من أجل دمج الأماكن التي تعاني من نقص في المياه تم إعادة تحجيم شبكة التوزيع. وفي الأخير، تم التحقق من ظاهرة المطرقة المائية وكيفية وضع الأنابيب.

الكلمات المفاتيح: التشخيص البدني وإعادة التأهيل، الحساب الهيدروليكي، وإمدادات المياه، مضخة، التوزيع، محطة إعادة الضخ، المطرقة المائية.