



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

HIBER Amel

MEHDI Yasmine

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

Etude d'alimentation en eau potable de la ville d'Allaghene et les trois villages (Ikhervane, Thassergant, Rodha) de la commune de Tazmalt

Soutenu le **24/06 /2023** devant le jury composé de :

- Président : **Mr SAOU**
- Promoteur (s) : **Mr SELLAOUI**
- Examineur (s) : **Mr AMOURA**

Remerciements

*Tout d'abord nous remercions le bon Dieu pour sa
Bénédiction.*

*J'exprime mes vifs remerciements à tous ceux qui nous
ont aidés de près ou de loin à réaliser ce travail, en particulier
monsieur SELLAOUI .A qui a accepté de nous encadrer et
pour ces conseils utiles, critiques fructueuses.*

*Mr OULEBSIR.R l'ingénieur du bureau d'étude
D'ingénierie hydraulique, qui nous a aidés pour mieux
compléter ce travail et nous a donné des conseils.*

*Nous exprimons notre profond respect pour tous les
enseignants de département d'hydraulique qui ont contribué à
notre formation.*

*Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux
membres De jury d'avoir accepté de juger notre travail. Sans
oublier tous nos amis (es).*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à la mémoire de ma mère bien-aimée, Haddab Salwa. Sa présence aimante et son soutien inconditionnel me manqueront énormément, mais je garderai les souvenirs de son amour et de son influence positive sur ma vie pour toujours.

A mon très cher père Hiber Youcef et à ma grand-mère Ghania, qui ont été une source de soutien et de réconfort tout au long de cette période difficile. Leur amour et leur présence ont été inestimables pour moi et je leur en suis éternellement reconnaissante

A mes chères sœurs Imene, Fatima et Nawel

A mes frères Lounes, Adel, Fouad et wassim

A ma tante Linda et mon oncle Akli

A mes cousins et cousines KHadouja, Tinhinane, Anaïs et fares

A mon grand-père bachir

Je souhaite également remercier mes amis, ma binôme

Que cette dédicace soit un hommage à ma mère bien-aimée, ainsi qu'à tous ceux qui m'ont soutenu et aimé tout au long de ma vie, et que leurs souvenirs continuent de m'inspirer et de me guider tout au long de mon parcours.

-Amel

Dédicaces

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

*Ma mère et mon père pour leurs
sacrifices et soutiens afin d'atteindre
mon objectif.*

Ma sœur Mounia, mon frère Abderahmane

A ma grand-mère

*A mes très chères Leïla, Fouzia, Zahia, Lamia, Sonia, Mina, Siham
et Souhila*

A mes Tantes et mes oncles et à mes cousines et mes cousins

A mes amies Houda, Sarah, Assia, Kenza, Hania et Meriem

A ma chère Sabiha qui m'a vraiment aidé

A ma tante Fatima et ses filles

A tous les amis et connaissances qui m'ont soutenue

*Tous les étudiants du département
d'hydraulique en particulier notre*

promo.

*Particulièrement à toute personne ayant contribué à ma réussite
et mon évolution, et à toute personne ayant cru en moi.*

-Mehdi Yasmine-

Sommaire

<u>Introduction générale</u>	1
<u>I. Présentation du site et estimation des besoins</u>	3
I.2 Introduction	4
I.2 Présentation du site	4
I.2.1 La situation géographique de la commune de Tazmalt	5
I.2.2 La situation topographique	6
I.2.3 Situation hydrographique	6
I.2.4 Situation climatique	7
I.2.5 Situation hydraulique	7
I.3 Estimation de la population	8
I.3.1 Démographie	8
I.3.2 Estimation de la population future	8
I.4 Evaluation des besoins en eau de la population	9
I.4.1 Dotation	9
I.4.2 Evaluation de la consommation moyenne journalière	9
I.5 Les différents types de besoins	9
I.5.1 Besoins domestiques	10
I.5.2 Besoins scolaires	10
I.5.3 Besoins socio-culturels	11
I.5.4 Besoins administratifs	11
I.5.5 Les besoins publiques	11
I.5.6 Besoins agricoles	12
I.5.7 Besoins des cheptels	12
I.5.8 La consommation moyenne journalière	13
I.6 Majoration de la consommation moyenne journalière	14
I.7 Etude des variations de la consommation	14
I.7.1 Etude de la variation journalière	14
I.7.2 La consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)	15
I.7.3 La Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)	15
I.7.4 Variation de la consommation horaire	15
I.8 Conclusion	17
<u>II. Dimensionnement des réservoirs</u>	18
II.1 Introduction	19
II.2 Caractéristiques des réservoirs	19
II.3 Classification des réservoirs	19
II.4 Equipements ses réservoirs	20
II.4.1 Conduite d'adduction	21
II.4.2 Conduite de distribution	22
II.4.3 Conduite de trop- plein	22
II.4.4 Conduite de vidange	22
II.4.5 By-pass	23
II.4.6 Ligne pilote	23
II.4.7 Système de matérialisation de la réserve d'incendie	23
II.5 Capacité du réservoir	24
II.5.1 La méthode analytique	25

II.5.2 Méthode graphique	25
II.6 Détermination de la capacité des réservoirs	26
II.6.1 Dimensionnement de la SR1	26
II.6.2 Dimensionnement du réservoir d'Allaghenee	27
II.6.3 Dimensionnement de la station de reprise SR2	28
II.6.4 Dimensionnement du réservoir de Thassergant	29
II.6.5 Dimensionnement de la station de reprise N°3 (Hamimi)	30
II.6.6 Dimensionnement du réservoir Ikhervane	31
II.6.7 Dimensionnement du réservoir de Rodha	32
II.6.8 Le calcul des diamètres	33
II.7. Conclusion	33
<u>III. Adduction</u>	34
III.1 Introduction	35
III.2 Topologie des systèmes d'adduction	35
III.3 Choix de tracé	35
III.4 Choix de type de conduite	36
III.5 Etude technico-économique des conduites	37
III.5.1 Calcul du diamètre avantageux pour les conduites en	37
Refoulement	
III.5.2 Calcul de la vitesse	37
III.5.3 Calcul des pertes de charges	38
III.5.4 Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt)	39
III.5.5- Puissance de pompage	39
III.5.6 Energie consommée par la pompe	39
III.5.7 Calcul des frais d'exploitation	39
III.5.8 Frais d'amortissement	40
III.5.9 Calcul du bilan	40
III.5.10 Calcul du diamètre avantageux pour les conduites	40
Gravitaires	
III.6 Equipement de l'adduction	41
III.6.1 Robinet et vanne	41
III.6.2 Ventouses	41
III.6.3 Vidange	41
III.7 Description de du schéma de l'adduction	41
III.8 Dimensionnement de l'adduction par refoulement	41
III.8.1- Tronçon forage Allaghene-réservoir Allaghene	41
III.8.2 Tronçon SR1-SR2	43
III.8.3 Tronçon SR2-Reservoir Thassergant	44
III.8.4 Tronçon forage Oukil-station de reprise hamimi SR3	45
III.8.5 Tronçon SR3-Reservoir Ikhervane	46
III.9 Dimensionnement de l'adduction gravitaire	48
III.9.1 Tronçon réservoir Allaghene-SR1	48
III.9.2 Tronçon SR2-SR3	49
III.9.3 Tronçon R Ikhervane – R Rodha.....	50
III.10 Conclusion	52
<u>IV Les pompes</u>	53
IV.1 Introduction	54

IV.2 Classification des pompes	54
IV.3 Choix des pompes	55
IV.4 Eléments constitutifs d'une pompe centrifuge	55
IV.5 Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges	55
IV.5.1 Hauteur manométrique (H _{mt})	55
IV.5.2 Le débit (Q)	56
IV.5.3 Le rendement (η)	56
IV.5.4 La vitesse de rotation (N)	56
IV.5.6 La puissance absorbée par la pompe (Pa)	56
IV.6 Les courbes caractéristiques d'une pompe	56
IV.6.1 La courbe débit – hauteur $H = f(Q)$	56
IV.6.2 La courbe rendement – débit $\eta = f(Q)$	56
IV.6.3 La courbe des puissances absorbées - débit $Pa = f(Q)$	56
IV.7 Le point de fonctionnement d'une pompe	57
IV.7.1 Première variante : modification du temps de pompage	57
IV.7.2 Deuxième variante : Régulation par Etouffement	57
IV.7.3 Troisième variante : Rognage de la roue	58
IV.7.4 Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation	58
IV.8 Etude de la cavitation	59
IV.9 Choix du type de pompe	61
IV.9.1 Tronçon Forage Allaghane- R Allaghane	61
IV.9.2 Tronçon SR1-SR2	65
IV.9.3 Tronçon SR2- R Thassergant	66
IV.9.4 Tronçon Forage Oukil-SR3	68
IV.9.5 Tronçon SR3-R Ikherbane	71
IV.10 Conclusion	75
<u>V. Protection des conduites (Coup de bélier)</u>	76
.....	
V.1 Introduction	77
V.2 Objectifs d'une étude anti-bélier	77
V.3 Causes fréquentes du coup de bélier	77
V.4 Risques et dommages conséquents aux coups de bélier	78
V.5 Moyens de protection contre le coup de bélier	78
V.5.1 Le volant d'inertie	78
V.5.2 La soupape de décharge	79
V.5.3 Le réservoir d'air	79
V.5.4 La cheminée d'équilibre	79
V.6 Etude du coup de bélier	80
V.6.1 Valeurs numériques du coup de bélier	80
V.6.2 Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons du refoulement	82
V.7 Conclusion	83
<u>VI. Distribution</u>	84
VI.1 Introduction	85
VI.2 Classification des réseaux de distribution	85
VI.2.1 Réseau ramifié	85
VI.2.2 Réseau maillé	86

VI.2.3 Réseau étagé	86
.....	
VI.3 Conception d'un réseau	87
VI.4 Choix du type des matériaux	87
.....	
VI.5 Equipements et accessoires du réseau de distribution	87
VI.5.1 Canalisations	87
VI.5.2 Organes accessoires	88
VI.5.2.1 Robinets vannes	88
VI.5.2.2 Décharges	88
.....	
VI.5.2.3 Bouches ou poteaux d'incendie	88
VI.5.2.4 Ventouses	88
VI.5.2.5 Régulateurs de pression	88
VI.5.2.6 Pièces spéciales de raccordement	88
VI.6 Exigences d'un réseau de distribution	89
VI.7 Description du réseau de distribution	90
VI.8 Calcul hydraulique du réseau de distribution	90
VI.8.1 Débit de pointe	90
VI.8.2 Débit spécifique	90
VI.8.3 Débit de route	91
VI.8.4 Débit au nœud	91
VI.8.5 Calcul de la pression	91
VI.9 Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds	93
.....	
VI.10 Modélisation du réseau par logiciel Epanet	94
VI.10.1 Présentation du logiciel Epanet	94
VI.10.2 Les étapes suivies sur le logiciel Epanet	95
VI.10.3 La modélisation D'un réseau	95
VI.11 Les résultats	96
VI.12 Conclusion	99
<u>Conclusion générale</u>	100

Liste des tableaux

Tableau (I.1): Les superficies des villages étudiés.....	6
Tableau (I.2): La quantité de pluie moyenne accumulée.....	7
Tableau (I.3) : Estimation de la population à l’horizon futur (2048).....	9
Tableau (I.4) : Besoins domestiques.....	10
Tableau (I.5): Besoins scolaires.....	10
Tableau (I.6) : Besoins socio-culturels.....	11
Tableau (I.7): Besoins administratifs.....	11
Tableau (I.8) : Besoins publiques.....	11
Tableau (I.9) : Besoins agricoles.....	12
Tableau (I.10): Nombre des cheptels.....	12
Tableau (I.11) : Besoins des cheptels.....	12
Tableau (I.12) : Récapitulatif des besoins journaliers pour 2048.....	13
Tableau (I.13) : Majoration de la consommation moyenne journalière en 2048.....	14
Tableau (I.14) : Les consommations minimales et maximales journalières.....	15
Tableau (I.15): Valeurs de Kmax et Kmin en fonction du nombre d’habitant.....	16
Tableau (I.16) : calcul des consommations maximales et minimales horaires.....	16
Tableau (I.17) : Comparaison des besoins futurs en eau aux débits assurés par les forages...	16
Tableau (II.1) : dimensionnement du réservoir d’Allaghene.....	27
Tableau (II.2) : dimensionnement de la station de reprise N°2	28
Tableau (II.3) : dimensionnement du réservoir de Thassergant.....	39
Tableau (II.4) : dimensionnement de la station de reprise Hamimi.....	30
Tableau (II.5) : dimensionnement du réservoir d’Ikhervane.....	31
Tableau (II.6) : dimensionnement du réservoir de Rodha.....	32
Tableau (II.7) : Récapitulation des résultats de dimensionnement des réservoirs.....	33
Tableau (III.1): Calcul de la Hmt du tronçon forage Allaghene- R Allaghene.....	42
Tableau (III. 2): Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement forage Allaghene- R Allaghene.....	42
Tableau (III. 3): Calcul du bilan d’amortissement forage Allaghene- R Allaghene.....	42
Tableau (III.4): Calcul de la Hmt du tronçon SR1-SR2.....	43
Tableau (III.5): Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement.....	43

Tableau (III.9): Calcul du bilan (SR1 –SR2).....	43
Tableau (III.7): Calcul de la Hmt du tronçon SR2-R Thassergant.....	44
Tableau (III.8): Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement.....	44
Tableau (III.9): Calcul du bilan (SR2-R Thassergant).....	45
Tableau (III.10): Calcul de la Hmt du tronçon forage oukil _SR3.....	45
Tableau (III.11): Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement forage oukil-SR3.....	46
Tableau (III.12): Calcul du bilan.....	46
Tableau (III.13): Calcul de la Hmt du tronçon SR3- R Ikhervane.....	47
Tableau III.14: Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement SR3-R Ikhervane.....	47
Tableau (III.15): Calcul du bilan.....	47
Tableau (III. 16): Calcul des pertes de charge totales (R Allaghene- SR1)	48
Tableau (III.17): Calcul des pertes de charge totales du tronçon SR2-SR3.....	49
Tableau (III.18): Calcul des pertes de charge totales R Ikhervane- R Rodha	51
Tableau (III.19): Les diamètres retrouvés et le matériau opté pour chaque conduite.....	52
Tableau (IV.1) : tension de vapeur de l’eau pompée en fonction de la température.....	61
Tableau (V.1) : Caractéristiques des tronçons (refoulement).....	82
Tableau (V.2) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (refoulement).....	82
Tableau (IV.1) : tension de vapeur de l’eau pompée en fonction de la température.....	61
Tableau (V.1) : Caractéristiques des tronçons (refoulement).....	82
Tableau (V.2) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (refoulement).....	82
Tableau (VI.1) : Calcul des débits en route et débits de nœuds.....	93
Tableau (VI.2) : La détermination des pressions.....	97
Tableau (VI.3) : Etat des conduites du réseau.....	98

Liste des figures

<i>Figure (I.1) : Carte de situation de la commune de Tazmalt</i>	5
<i>Figure (I.2) : Carte de situation de la zone d'étude</i>	5
<i>Figure (II-1):Réservoir semi enterré cylindrique</i>	20
<i>Figure (II.2): Adduction par chute libre</i>	21
<i>Figure (II.3): Adduction noyée</i>	21
<i>Figure (II.4) : conduite de distribution</i>	22
<i>Figure (II.5): Trop plein et vidange</i>	23
<i>Figure (II.6): Système by-pass</i>	23
<i>Figure (II.7) : Système à siphon</i>	24
<i>Figure (III.1): Adduction gravitaire</i>	35
<i>Figure (III.2): Adduction par refoulement</i>	35
<i>Figure (IV. 1) : Le point de fonctionnement d'une pompe</i>	57
<i>Figure (IV.2) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression</i>	60
<i>Figure (IV.3) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge</i>	60
<i>Figure (IV.4) : Les courbes caractéristiques de la pompe 1</i>	62
<i>Figure (IV.5) : Les courbes caractéristiques de la pompe 2</i>	66
<i>Figure (IV.6) : Les courbes caractéristiques de la pompe 3</i>	67
<i>Figure (IV.7) : Les courbes caractéristiques de la pompe 4</i>	68
<i>Figure (IV.8): Les courbes caractéristiques de la pompe 5</i>	72
<i>Figure (V.1) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air</i>	79
<i>Figure (V. 2) : cheminée d'équilibre</i>	80
<i>Figure (VI. 1): Schéma d'un réseau ramifié</i>	85
<i>Figure (VI. 2): Schéma d'un réseau maillé</i>	86
<i>Figure (VI.3) : schéma d'un réseau étage</i>	86
<i>Figure (VI. 4) : Schéma d'ossature du réseau de distribution d'Allaghene</i>	89
<i>Figure (VI.5) : Environnement de travail sur Epanet</i>	94
<i>Figure (VI.6) : Résultat de la simulation du modèle du village Allaghene</i>	96

Liste des symboles et abréviations

A: Amortissement annuel.

α : Célérité de l'onde (m/s).

B : Valeur du coup de bélier (m).

BL : Le bilan (DA).

CTP : La côte trop plein.

CR : la côte radié.

D : Diamètre de la conduite (m).

Dr : Diamètre du réservoir (m).

Dext : Diamètre extérieur de la conduite (m).

Dint : Diamètre intérieur de la conduite (m).

Dn : Diamètre nominal du tuyau (m).

Dmin :Diamètre minimal de la conduite(m)

Dmax : Diamètre maximale de la conduite (m).

DBONNIN : Diamètre donné par BONNIN (m).

DBRESS : Diamètre donné par BRESS (m).

E : Énergie consommée par la pompe (KWh).

e : Épaisseur de la conduite (m).

eu : Prix unitaire du KWh fixé par SONEGAS à (4,67 DA).

Fexp : Frais d'exploitation (DA).

Fam : Frais d'amortissement (DA).

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

Ha : La hauteur d'aspiration (m).

Hr : La hauteur du réservoir (m).

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

Hinc : La hauteur d'incendié (m).

Hmt : La hauteur manométrique totale (m).

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

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

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

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

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

i : Le taux d'intérêt.

K : La rugosité absolue de la conduite.

Kc : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

Kmax.h : Coefficient de variation horaire maximale.

Kmax.j : Coefficient de variation journalière maximale.

L : Longueur de la conduite (m).

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

m : Coefficient de rognage.

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

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

Ni : Nombre d'habitants.

NPSHd : La charge minimale disponible à l'aspiration.

NPSHr : La charge nette minimale à l'aspiration.

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

ni : Nombre d'année d'amortissement (n=30ans).

P : La puissance utile (KW).

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

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

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

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

P0 : La population de l'année référence(2020).

PEHD : Polyéthylène haute densité.

PN : La pression nominale.

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

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

Qp : Débit de pointe en (m^3/j).

Q_n : Débit du nœud (l/s).

Q_r : Débit de route (l/s).

Q_s : Débit spécifique (l/s).

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

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

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

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

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

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

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

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

R : Réservoir.

Re : Le nombre de REYNOLDS.

RGPH : recensement général de la population et e l'habitat.

R+max : Résidu maximum positif.

R-max : Résidu maximum négatif.

r : Le pourcentage de rognage (%).

SR : Station de reprise.

Sr : La surface de réservoir (m^2).

Ta : Le taux d'accroissement annuel de la population en %, pris égale à 1.2.

Tp : Le temps de pompage.

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

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

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

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

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

V : La vitesse d'écoulement (m/s).

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

Vmin : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s.

Vmax : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1,5 m/s.

Vinc : Le volume d'incendie (120 m³).

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

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

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

η : Le rendement de la pompe.

ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

λ : Coefficient de frottement de Darcy.

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

ρ : La masse volumique (kg/m³).

Π : 3,14.

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne.

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

ΔH_t : La perte de charge totale (m).

ΔH_l : La perte de charge linéaire (m).

ΔH_s : La perte de charge singulière (m)

L'eau est un élément omniprésent sur terre, nous accompagne tout au long de notre vie. Elle représente l'une des ressources naturelles les plus précieuses, jouant un rôle crucial dans le développement social et économique d'un pays. L'accès à l'eau potable demeurera l'un des besoins fondamentaux de l'humanité. Avec la croissance démographique, l'amélioration du niveau de vie et le développement des communautés, il est essentiel de fournir une eau de qualité en quantité suffisante, disponible à tout moment.

L'accès durable à l'eau potable est une préoccupation majeure pour tous les pays. Malgré l'abondance d'eau sur notre planète, la quantité d'eau douce disponible représente une infime proportion. Plusieurs régions en Algérie souffrent d'une pénurie d'eau potable. Dans le cadre de cette étude de projet, notre attention se porte sur quatre villages, à savoir Allaghane, Thassergant, Ikherbane et Rodha. Situés dans une région montagneuse en Kabylie et précisément à la commune de Tazmalt. Actuellement, Tazmalt dispose d'un réseau d'approvisionnement en eau potable, mais il faut mener une nouvelle étude de projet pour répondre aux besoins futurs de la population après 25 ans, et le redimensionner à nouveau et cela revient à son endommagement.

La méthodologie adoptée consiste d'abord à collecter les données nécessaires grâce à des enquêtes menées auprès des différents services et des visites sur le terrain des ouvrages existants. Ensuite, ces données seront traitées en vue de concevoir un réseau plus performant. Le travail sera articulé autour de six chapitres :

- Le premier chapitre se consacrera à la collecte des données et à la reconnaissance des réseaux et les infrastructures existantes, mettant en lumière le site du projet, sa situation géographique, topographique et climatique, ainsi que l'évaluation des besoins en eau actuels et futurs.
- Le deuxième chapitre sera consacré au dimensionnement des ouvrages de stockages (les réservoirs) et les stations de reprise.
- Le troisième chapitre se concentrera sur les deux chaînes d'adduction, les conduites et le schéma d'adduction, à partir des deux forages, arrivant aux réservoirs.
- Dans le quatrième chapitre, à l'aide d'un logiciel, on fera le choix des pompes adéquates pour les différentes stations de pompage.
- Le chapitre cinq sera consacré à la vérification et la protection de nos chaînes d'adduction vis-à-vis du phénomène du coup de bélier.
- Le sixième chapitre sera dédié à la conception et au dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable pour les quatre villages. Toutefois, en raison de l'ampleur du réseau, les résultats de simulation ne seront présentés que pour un seul village, à savoir Allaghane. Pour ce faire, nous utiliserons le logiciel Epanet pour exploiter les données et effectuer les analyses nécessaires.

Enfin la présente étude s'achèvera par une conclusion générale, qui va résumer les résultats obtenus.

Chapitre I

Présentation du site et estimation des besoins

I.1 Introduction

Avant de commencer un projet d'alimentation en eau potable, il est essentiel de réaliser une étude approfondie du site afin de comprendre les caractéristiques physiques de la zone et les facteurs qui peuvent influencer la conception du projet. Parmi ces facteurs, on retrouve la géologie et la topographie du site, qui seront abordées dans ce premier chapitre.

Pour estimer les besoins en eau d'une agglomération, il est nécessaire d'utiliser des normes standards spécifiques à chaque type de consommateur, car ces besoins varient en fonction de la catégorie de personnes (adulte, enfant, lit, etc.). Ces normes sont établies en calculant le débit quotidien nécessaire par unité de consommation.

Plusieurs facteurs influencent l'estimation des besoins en eau, tels que la croissance démographique, les équipements sanitaires et leurs activités, le mode de consommation des habitants et leur niveau de vie. De plus, ces besoins peuvent varier selon les saisons.

Dans cette étude d'alimentation en eau potable, les données fournies par le service de recensement général de la population et de l'habitat de la commune de Tazmalt seront utilisées. Ces données comprennent des informations sur la population ainsi que les équipements présents dans la région.

L'objectif principal de toute évaluation des besoins en eau d'une agglomération est de satisfaire ces besoins en fonction du développement socio-économique du pays et de garantir la sécurité hydrique.

I.2 Présentation du site

La zone du projet englobe la ville d'Allaghene, Ikhervane, Rodha, ainsi que le village de Thassergant, faisant partie de la commune de Tazmalt qui se situe géographiquement dans la vallée sahel, qui désigne toutes les plaines du massif du Djurdjura, la commune est située à 170 km au sud-est d'Alger et à 80 km au sud-ouest de la ville de Bejaia. [1]

La zone Allaghene, Ikhervane, Rodha et Thassergant est limitée par :

- Nord : la commune de Beni Mellikeche
- Est : la commune d'Akbou
- Sud : la commune d'Ait Rzin
- Ouest : Le centre de Tazmalt

I.2.1 La situation géographique de la commune de Tazmalt

Elle est présentée dans la figure suivante :

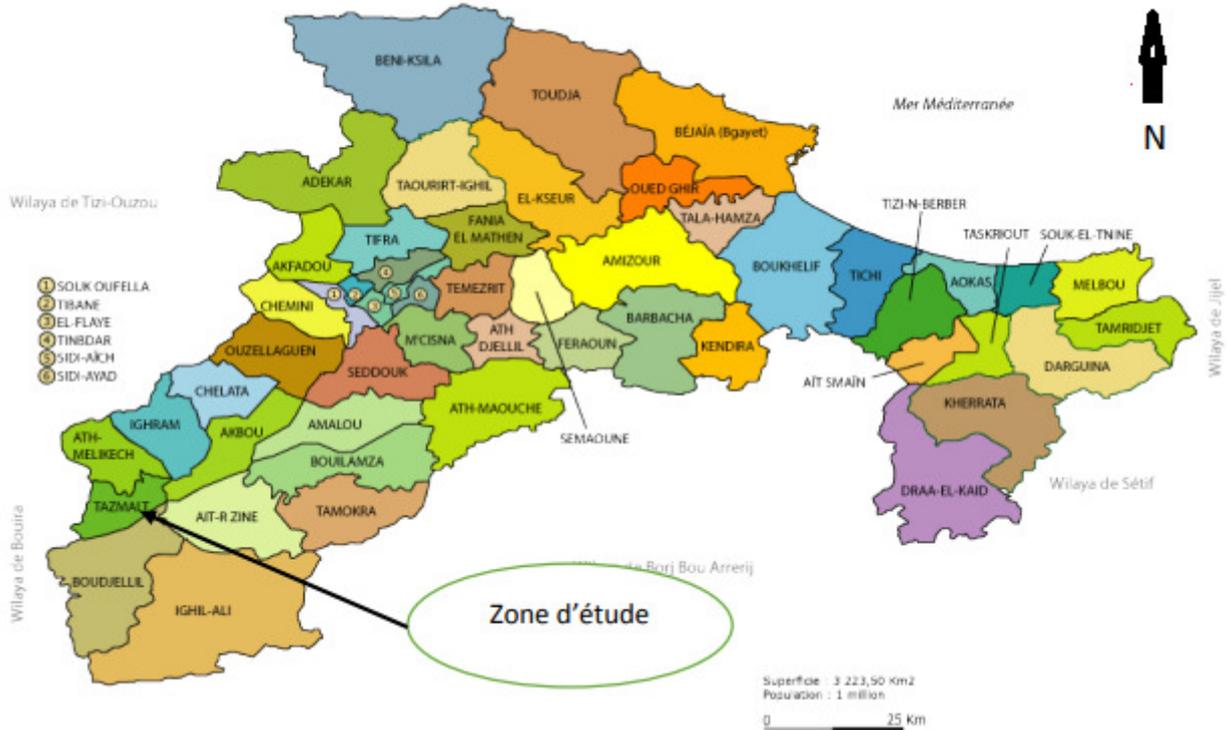


Figure (I.1) : Carte de situation de la commune de Tazmalt par rapport à la wilaya de Béjaia

➤ La délimitation de la zone d'étude en utilisant Google earth

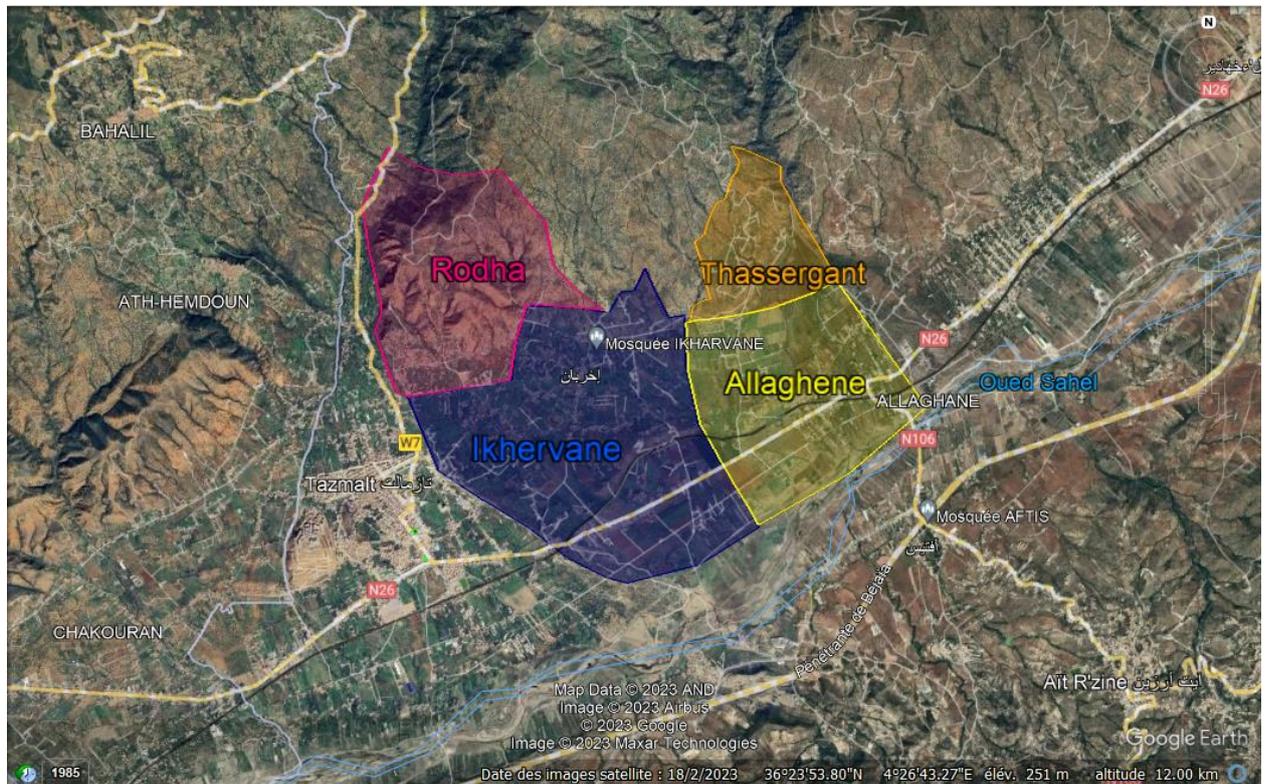


Figure (I.2) : Carte montrant la délimitation des quatre villages étudiés

➤ **Superficie sur Google Earth et pourcentage par rapport à la commune de Tazmalt**

Sachant que la superficie totale de la commune de Tazmalt est estimée à 33.64 km².

Tableau (I.1): Les superficies des villages étudiés

Localité	Superficie (km ²)	Superficie (ha)	Pourcentage (%)
Allaghene	4.77	477	14.17
Ikhervane	4.97	497	14.77
Rodha	3.22	322	9.5
Thassergant	1.31	131	3.89
Total	14.27	1427	42.33

➤ **Les coordonnées géographiques à partir de Google Earth**

- Latitude d'un point : 36°24'12.74"N
- Longitude d'un point : 4°26'6.12"E
- Superficie de la zone : 14.27 km²
- Altitude de la zone : 450m

I.2.2 La situation topographique

Son relief est constitué de deux types morphologiques à savoir : montagneux caractérisé par de fortes pentes et semi-montagneux, caractérisé par de faibles pentes. [1]

I.2.3 Situation hydrographique

La présence de la vallée de la Soummam est la caractéristique des données hydrographiques. Tazmalt se trouve au pied du mont Tafrut sur le versant ouest de l'oued Beni Mellikeche, lequel se jette à 2 Km plus au sud dans l'oued Sahel.

Le réseau hydrographique est marqué par des cours d'eau et ruisseaux dont l'origine résulterait du régime pluvial ce qui expliquerait l'irrégularité de leur débit.

Le sud de la commune est favorisé par la présence de plusieurs oueds notamment l'oued Sahel, l'oued Beni Mellikeche et Beni-Hamadoune qui affluent vers l'oued Soummam. [1]

I.2.4 Situation climatique

La région étudiée a un climat de type méditerranéen avec un été sec. Elle se situe dans une zone bioclimatique qui se rapproche du semi-aride, où la pluviométrie annuelle moyenne est de 380 mm. [4]

➤ Pluviométrie

La durée de la saison des pluies s'étend sur 10 mois, caractérisée par des précipitations d'au moins 13 mm sur une période de 31 jours. Le mois de janvier se distingue comme le mois le plus pluvieux, avec une moyenne de 88 mm de précipitations

La saison sèche s'étend sur une période de 2 mois, où le mois de juillet se démarque comme le mois le moins pluvieux, avec une moyenne de seulement 5 mm de précipitations. [4]

Tableau (I.2): La quantité de pluie moyenne accumulée

Mois	janv	févr	mars	avr	mai	Juin	juil	août	sept	oct	nov	Déc
Pluie (mm)	88,0	76,2	66,2	59,7	44,0	14,9	5,1	11,9	32,6	44,4	68,4	85,6

➤ Humidité

La région connaît des variations saisonnières modérées en ce qui concerne l'humidité perçue.

La période la plus humide de l'année dure 3,3 mois. Le mois ayant le plus grand nombre de jours humides est août, avec 4,8 jours.

Le mois le moins humide de l'année est février, avec un climat humide quasiment inexistant. [4]

I.2.5 Situation hydraulique

Les villages Allaghene et Thassergant sont alimentés à partir du nouveau forage d'Allaghene qui a un débit de 15 (l/s), son niveau d'eau est 215m. Les deux villages Ikhervane et Rodha sont alimentés par le forage Oukil qui a un débit également de 15 (l/s), son niveau d'eau est 224m. [5]

I.3 Estimation de la population

I.3.1 Démographie

D'après les données de 2020, la commune de Tazmalt compte une population de 28 478 personnes, avec un taux d'accroissement de 1,2%. Dans la zone d'étude, le nombre total d'habitants s'élève à 6 034, répartis comme suit : Allaghene (2 100 habitants), Thassergant (416 habitants), Rodha (1 500 habitants) et Ikhervane (2018 habitants). [2]

Étant donné que l'estimation du nombre d'habitants et de sa croissance est essentielle pour le calcul de la consommation en eau potable, elle sera réalisée en deux étapes en fonction de l'aménagement des zones d'alimentation en eau.

➤ **Période envisagé par l'étude :**

L'horizon prévu par cette étude est l'an 2048, soit au bout de 25 ans.

I.3.2 Estimation de la population future

Il est possible de déterminer l'estimation des besoins en eau à différents horizons en se basant sur l'évolution démographique de la population. Cette évolution peut être calculée en utilisant la relation des accroissements géométriques qui prend en compte à la fois le taux de natalité et le taux de mortalité.

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

Avec :

- P_n : Population à l'horizon d'étude.
- P_0 : La population a l'année de référence (2020).
- τ : Le taux d'accroissement de la population en (%). Pris égale au taux d'accroissement Communal égal à 1.2 %.
- n : le nombre d'années à l'horizon considéré.

Les horizons de calcul considérés sont :

- Actuel : 2023 (une durée de 3 ans)

$$P_{2023} = P_{2020} \times (1 + 0.012)^3 = 2176 \text{ Habitants (Exemple Allaghene).}$$

- Long terme : 2048 (une durée de 31 ans)

$$P_{2048} = P_{2023} \times (1 + 0.012)^{25} = 2932 \text{ Habitants.}$$

La répartition et l'évolution démographique pour l'horizon 2048 sont représentées dans le tableau (I.3) ci-dessous :

Tableau (I.3) : Estimation de la population à l'horizon futur (2048)

Horizon		2020	2023	2048
agglomération	Allaghene	2100	2176	2932
	Ikhervane	2018	2091	2818
	Rodha	1500	1554	2094
	Thassergant	416	431	581
Total		6034	6253	8426

I.4 Evaluation des besoins en eau

I.4.1 Dotation

La dotation journalière représente la quantité moyenne d'eau consommée par habitant et par jour, exprimée en litres par jour et par habitant (l/j/hab).

Cette quantité varie en fonction de la situation géographique, du climat et de la population. La dotation domestique correspond à l'eau utilisée pour les usages domestiques courants, tels que la consommation alimentaire, le bain et la préparation des aliments.

Elle peut être divisée en trois catégories :

- La consommation (boire et cuisiner)
- L'hygiène (y compris les besoins de base pour la propreté personnelle et domestique)
- L'agrément (par exemple, le lavage de voiture et l'arrosage de la pelouse).

Pour le dimensionnement du réseau à l'horizon d'étude, une dotation de 150 litres par jour et par habitant sera utilisée comme référence. [5]

I.4.2 Évaluation de la consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière désignée par $Q_{moy.j}$ est donnée par :

$$Q_{moy.j} = \sum(q \times \frac{Ni}{1000}) \quad (I.2)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: Consommation (débit) moyenne journalière en (m^3/j),
- N: nombre consommateurs,
- q: dotation moyenne litre/jour/consommateur.

I.5 Les différents types de besoins

Les informations concernant les équipements principaux déjà en place dans la région étudiée ont été collectées auprès des services de l'APC et de la subdivision d'agriculture [5].

I.5.1 Besoins domestiques

Ces besoins comprennent toutes les consommations d'eau dans les activités ménagères, sur la base d'une dotation de 150 l/j/habitant.

Les besoins domestiques sont représentés dans la table (I.4) ci-après :

Tableau (I.4) : Besoins domestiques

Agglomération	Nombre d'habitant		Dotation (l/j/hab)	Qmoy.j (m3/j)	
	2023	2048		2023	2048
Allaghene	2176	2932	150	326.4	439.81
Ikhervane	2091	2818		313.65	422.63
Rodha	1554	2094		233.1	314.09
Thassergant	431	581		64.65	87.11
total	6253	8426		total	935.25

I.5.5 Besoins scolaires

Les besoins scolaires sont répartis dans la table (I.5) suivante :

Tableau (I.5): Besoins scolaires[1]

Agglomération	établissement	Effectif	Dotation	Q moy.j (m ³ /j)
Allaghene	Primaire	384	20L/j/élève	7.68
	CEM	465	20L/j/élève	9.3
Ikhervane	Primaire	200	20L/j/élève	4
	Primaire	157	20L/j/élève	3.14
Thassergant	Primaire	63	20L/j/élève	1.26
Rodha	Primaire	315	20L/j/élève	6.3
Total	6	1584	/	31.68

I.5.3 Besoins socio-culturels

Les équipements socio-culturels sont nombreux : mosquées, bibliothèques, maison de jeune,...etc. Ils sont répartis comme suit (Tableau I.6) :

Tableau (I.6) : Besoins socio-culturels

Agglomération	établissement	Effectif	Dotation	Qmoy.j (m ³ /j)
Allaghene	Mosquée	200	20L/j/usager	4
Ikhervane	Mosquée	600	20L/j/usager	12
Rodha	Mosquée	400	20L/j/usager	8
Total	3	1200	20L/j/usager	24

I.5.4 Besoins administratifs

Le tableau suivant regroupe les équipements administratifs existants dans les quatre villages :

Tableau (I.7): Besoins administratifs

Agglomération	Etablissement	Effectif	dotation	Qmoy.j (m ³ /j)
Allaghene	Poste	3	20L/j/usager	0.06
	Annexe administrative	10	20L/j/usager	0.2
	Subdivision	6	20L/j/usager	0.12
Total	3	19	20L/j/usager	0.38

I.5.5 Les besoins publics

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (I.8) : Besoins publiques

Agglomérztion	établissement	Effectif	dotation	Qmoy.j (m ³ /j)
Allaghene	Centre de soins	12	20L/j/usager	0.24
ikhervane	Centre de soins	10	20L/j/usager	0.20
Total	2	22	20L/j/usager	0.44

I.5.6 Besoins agricoles

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (I.9) : Besoins agricoles

Agglomération	équipement	Nombre	dotation	Qmoy.j (m ³ /j)
Allaghene	Huillerie	1	1500L/j	1.5
Ikhervane	Huillerie	7	1500L/j	11
Thassergant	Huillerie	1	1500L/j	1.5
Total	/	9	1500L/j	14

I.5.7 Besoins des cheptels

Le nombre de têtes des différents cheptels existants aux villages Allaghene, Thassergant, Ikhervane et Rodha sont représentés dans les tableaux (I.10) et (I.11) Ci-dessous, ainsi que les calculs de leurs besoins :[3]

Tableau (I.10): Nombre des cheptels

Localité	Bovin	Ovin	Caprin	Equins	Volaille
Allaghene	42	493	225	2	18652
Ikhervane	43	513	235	3	19434
Rodha	28	333	152	1	12591
Thassergant	12	135	62	2	5123
Total	125	1474	674	8	55800

Tableau (I.11) : Besoins des cheptels

Espèce	Effectif	Norme de dotation	Qmoy.j (m ³ /j)
Bovin	125	50L/j/tête	6,25
Ovin	1474	10L/j/tête	14,74
Caprin	674	10L/j/tête	6,74
Equin	8	50L/j/tête	0,4
Volaille	55800	5L/j/tête	279
Total	/	/	307,13

I.5.8 La consommation moyenne journalière :

Le tableau ci-dessous regroupe tous les types des besoins.

Tableau (I.12) : Récapitulatif des besoins journaliers pour 2048

Agglomération	Secteur	Besoin (m ³ /j)
Allaghene	Domestique	439.81
	Scolaire	16.98
	Religieux	4
	administratif	0.38
	Public	0.24
	Agricole	1.5
	Cheptels	102.64
Total	565.55	
Ikhervane	Domestique	422.63
	Scolaire	7.14
	Religieux	12
	Public	0.2
	Agricole	11
	Cheptels	106.95
Total	559.92	
Rodha	Domestique	314.09
	Scolaire	6.3
	Religieux	8
	Cheptels	69.255
Total	397.645	
Thassergant	Domestique	87.11
	Scolaire	1.26
	Agricole	1.5
	Cheptels	28.285
Total	118.155	
Total	1641.27	

I.6 Majoration de la consommation moyenne journalière

Afin de prévenir toute carence dans la consommation quotidienne, il est envisagé d'augmenter de 20% les besoins journaliers totaux à l'avenir. Cette mesure vise à compenser les pertes qui sont souvent causées par :

- Une consommation non quantifiée (qui est illégale)
- Des fuites dans le système d'adduction et de distribution, qui dépendent du type de tuyaux, du vieillissement du réseau, des équipements hydrauliques utilisés, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien
- Des fuites chez les consommateurs, notamment les fuites au niveau des robinets.

Tableau (I.13) : Majoration de la consommation moyenne journalière en 2048.

Agglomération	Qmoy.j (m^3/j)	Qmaj.j (m^3/j)
Allaghene	565.55	678.66
Ikhervane	559.92	671.904
Rodha	397.645	477.174
Thassergant	118.155	141.786
Total	1641.27	1969.524

I.7 Etude des variations de la consommation :

I.7.1 Etude de la variation journalière :

La consommation d'eau potable varie en fonction des jours, des semaines et des mois, et ne reste pas constante. Elle présente des fluctuations avec des niveaux maximums et minimums. Cette variation est mesurée par des coefficients d'irrégularité, qui ont des valeurs maximales $K_{max,j}$ et minimales $K_{min,j}$.

I.7.2 La consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

C'est la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année : Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} * Q_{maj,j} \quad (II.3)$$

Avec :

$Q_{maj,j}$: consommation majorée journalière (m^3/j)

$K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max,j} = (1,1 \text{ et } 1,3)$

NB : pour notre étude on prend $K_{max,j} = 1.2$.

I.7.3 La Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :

C'est la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année : Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{maj,j} \quad (I.4)$$

Avec :

$Q_{maj,j}$: consommation majorée journalière (m^3/j),

$K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum ,

$K_{min,j} = (0,7-0,9)$.

NB : pour notre étude on prend $K_{min,j} = 0,8$.

Les consommations minimales et maximales journalières sont illustrées dans le tableau :

Tableau (I.14) : Les consommations minimales et maximales journalières

Localité	$Q_{maj,j}$ (m^3/j)	$Q_{min,j}$ (m^3/j)	$Q_{max,j}$ (m^3/j)
Allaghene	678.66	542.93	814.39
Ikhervane	671.90	537.52	806.28
Rodha	477.17	381.74	572.61
Thassergant	141.79	113.43	170.14
Total	1969.52	1575.62	2363.43

I.7.4 Variation de la consommation horaire :

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

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times (Q_{max,j}/24) \quad (I.5)$$

Avec :

- $Q_{max,h}$: débit maximum horaire (m^3/h);

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier (m^3/h);

- $K_{max,h}$: coefficient de variation maximale horaire.

D'où :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

- α_{max} : Coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération, compris entre 1.2 et 1.3, on prend $\alpha_{max} = 1.3$.

- β_{max} : coefficient qui varie en fonction du nombre d'habitant (Annexe 2)

D'après l'annexe 2, et après l'interpolation, on trouvera les résultats dans tableau suivant

Tableau (I.15): Valeurs de K_{max} et K_{min} en fonction du nombre d'habitant

agglomération	Nombre d'habitant	α_{max}	α_{min}	β_{max}	β_{min}	k_{max}	k_{min}
Allaghene	2932	1.3	0.5	1.57	0.1	2.04	0.05
Ikhervane	2818	1.3	0.5	1.57	0.12	2.04	0.06
Rodha	2094	1.3	0.5	1.68	0.13	2.18	0.07
Thassergant	581	1.3	0.5	2	0.1	2.60	0.05
Total	8426	1.3	0.5	1.34	0.34	1.74	0.17

Les résultats des consommations maximales et minimales horaires sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (I.16) : calcul des consommations maximales et minimales horaires

Localité	$Q_{max.j}(m^3/j)$	$K_{max.h}$	$Q_{max.h}(m^3/j)$	$k_{min.h}$	$Q_{min.h}(m^3/j)$
Allaghene	814.39	2.04	69.22315	0.05	1.696645833
Ikhervane	806.28	2.04	68.5338	0.06	2.0157
Rodha	572.61	2.18	52.012075	0.07	1.6701125
Thassergant	170.14	2.60	18.43183333	0.05	0.354458333
Total	2363.43	1.74	171.348675	0.17	16.7409625

Tableau (I.17) : Comparaison des besoins futurs en eau aux débits assurés par les forages

Localité	$Q_{max.j}(m^3/j)$	Forage	Débit (l/s)	Débit (m^3/j)	Etat	Débit (m^3/j)
Allaghene	814.39	Allaghene	15	1296	Suffisance	311.47
Thassergant	170.14					
Total	984,53					
Ikhervane	806.28	Oukil	15	1296	Déficit	-82.89
Rodha	572.61					
Total	1 378,89					

I.8 Conclusion :

Après avoir évalué différentes demandes en eau, nous avons constaté que les besoins estimés à long terme pour les villages d'Allaghene et Thassergant s'élèvent à 984.53 m³/j, tandis que le forage d'Allaghene fournit un débit de 1296 m³/j, ce qui est suffisant. En revanche, pour les villages d'Ikhervane et Rodha, les besoins en eau s'élèvent à 1378.89 m³/j, ce qui dépasse la capacité du forage Oukil qui fournit seulement 1296 m³/j.

Pour combler ce déficit pour les villages d'Ikhervane et Rodha, nous prévoyons de mettre en place une liaison entre la première et la deuxième chaîne d'adduction (de la station de reprise N°2 à la station de reprise N°3). Cela permettra de fournir un débit supplémentaire de 82.89 m³/j pour répondre à leurs besoins en eau.

Chapitre II

Dimensionnement des réservoirs

II.1 Introduction

Les réservoirs sont principalement utilisés pour répondre aux besoins de la demande et de la production. La demande étant variable, la production doit être équilibrée pour être rentable. Lorsque le débit de production excède celui de la consommation, l'excédent est stocké dans le réservoir. Pour les périodes de pointe, le diamètre des conduites principales est maximal. Dans les réseaux de consommation étendus et denses, les réservoirs permettent d'équilibrer la pression sans nécessiter l'augmentation du diamètre du tuyau principal. Les réservoirs peuvent être construits en hauteur sur des tours gravitaires ou en sous-sol avec un système de pompage. Ces solutions sont considérées comme désirables pour des raisons économiques et esthétiques, tant en termes de coûts initiaux que de coûts de maintenance.

II.2 Caractéristiques des réservoirs

Lors de la construction d'un réservoir, il est essentiel de choisir les matériaux qui garantissent:

- La résistance: Le réservoir doit être capable de supporter tous les efforts auxquels il est soumis.
- L'étanchéité: Les parois doivent être étanches pour éviter toute fuite.
- La durabilité: Le réservoir doit durer longtemps, ce qui signifie que le matériau utilisé pour le construire doit conserver ses propriétés initiales même en contact avec l'eau.

II.3 Classification des réservoirs

Il est possible de classer les réservoirs selon différents critères [6]:

a) Selon leur position par rapport au sol

- Les réservoirs enterrés;
- Les réservoirs semi-enterrés;
- Les réservoirs sur le sol, qui alimentent gravitairement le réseau de distribution;
- Les réservoirs surélevés, où la cuve du réservoir est disposée sur une tour;
- Les réservoirs avec une station de surpression associée, qui alimentent le réseau de distribution.

b) Selon leur forme

- Les réservoirs circulaires;
- Les réservoirs carrés, rectangulaires;
- Les réservoirs de forme quelconque.

c) Selon les matériaux de construction

- Les réservoirs métalliques;
- Les réservoirs en maçonnerie;

- Les réservoirs en béton armé;
- Les réservoirs en plastique.

d) L'usage

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

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

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

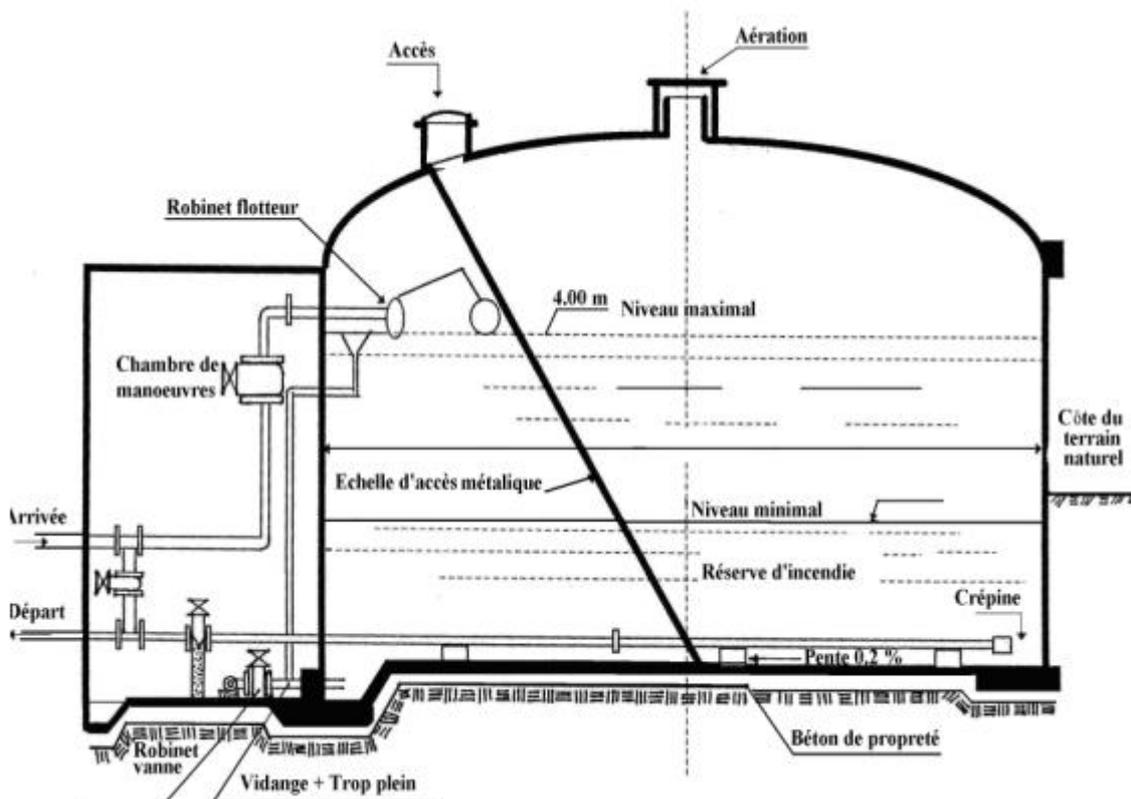


Figure (II.1) : Réservoir semi enterré cylindrique

II.4 Equipements ses réservoirs

Les réservoirs sont équipés des systèmes d'arrivée, de départ, de vidange et de trop plein, ainsi que d'un mécanisme de régulation de niveau d'eau dans la cuve. Ce mécanisme comporte un

capteur servant pour la commande du fonctionnement des pompes qui l'alimentent en eau. Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par un robinet flotteur. [7]

II.4.1 conduite d'adduction

Il y a deux façons d'acheminer l'eau par adduction : soit en utilisant la méthode de surverse avec chute libre (voir Figure II.2), soit en prolongeant la conduite pour maintenir l'extrémité immergée (voir Figure II.3).

Lorsque la conduite d'adduction débouche dans le réservoir, il doit être possible de fermer l'arrivée d'eau dès que le niveau maximum est atteint dans la cuve. Si l'adduction se fait par gravité, cela peut être réalisé à l'aide d'un robinet flotteur, tandis qu'un dispositif doit permettre d'arrêter le moteur si l'adduction se fait par refoulement.

La méthode de surverse en chute libre permet une oxygénation de l'eau à l'arrivée dans le réservoir, ce qui peut être bénéfique pour les eaux souterraines pauvres en oxygène. En revanche, la méthode de prolongation de la conduite permet de maintenir l'extrémité immergée en permanence.

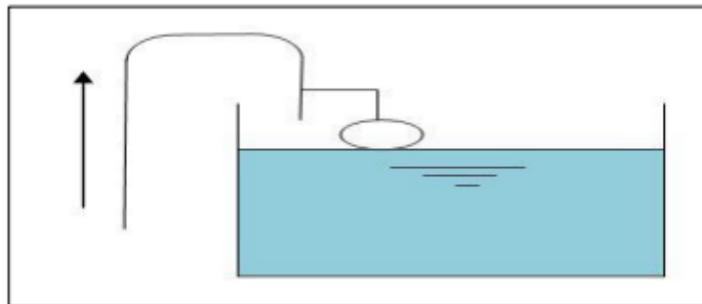


Figure (II.2): Adduction avec chute libre

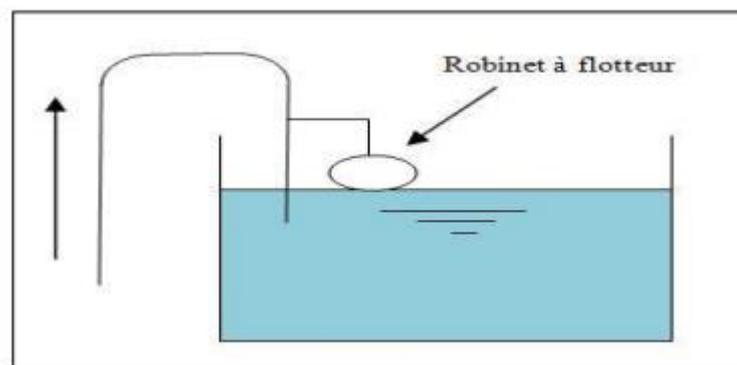


Figure (II.3): Adduction noyée

II.4.2 Conduite de distribution

Pour éviter que des boues ou des sables ne se déposent dans la cuve de distribution, il est recommandé de positionner le départ de la conduite de distribution à une hauteur de 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier. De plus, pour prendre en compte l'abaissement maximal du plan d'eau, il est nécessaire de prévoir un espace de 0,5 m minimum au-dessus de la partie supérieure de la conduite, comme illustré sur la Figure II.4.

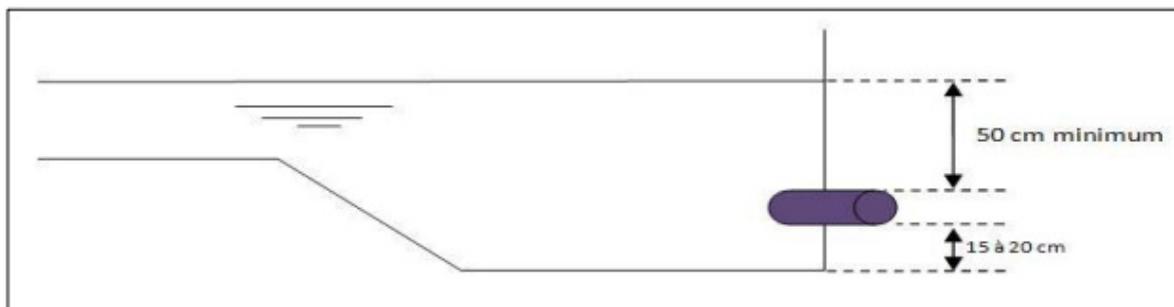


Figure (II.4) : conduite de distribution

Afin de favoriser l'écoulement de l'eau, l'emplacement de départ sera positionné à l'opposé de celui d'arrivée. Si la conduite principale de distribution venait à se rompre et qu'un réservoir de grande capacité est présent, il est important de pouvoir isoler rapidement le réservoir pour éviter des inondations en zone urbaine.

II.4.3 Conduite de trop-plein

Il est nécessaire que ce conduit puisse évacuer tout excès d'eau qui pourrait atteindre le réservoir lorsqu'il est plein à sa capacité maximale, ou en cas de panne du système d'arrêt des pompes. Le surplus d'eau sera évacué vers un exutoire situé à proximité (voir Figure II.5).

II.4.4 Conduite de vidange

La conduite vidange comporte un robinet vanne. Elle est nécessaire pour le nettoyage et l'inspection ainsi que les éventuelles réparations. Elle est placée en bas du réservoir et reliée généralement à la conduite de trop-plein (voir Figure II.5).

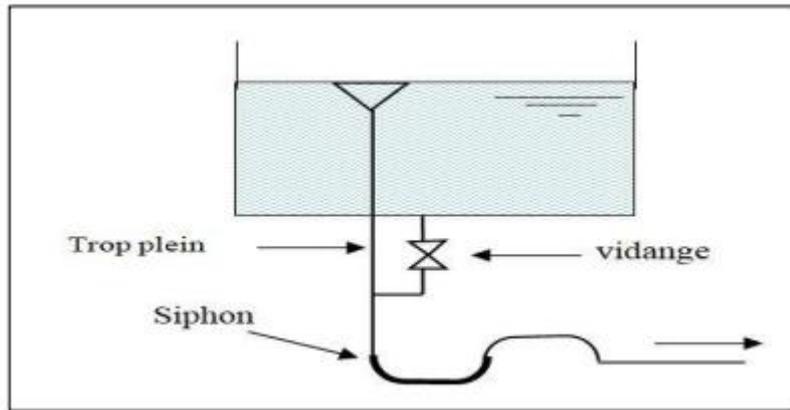


Figure (II.5) : Trop plein et vidange [7]

II.4.5 By-pass

Le by-pass est un équipement qui connecte la conduite d'entrée d'eau à la conduite de sortie, utilisé pour garantir la distribution d'eau pendant la maintenance ou la vidange du réservoir. En conditions normales, les vannes 1 et 3 sont ouvertes et la vanne 2 est fermée. En mode by-pass, les vannes 1 et 3 sont fermées tandis que la vanne 2 est ouverte.

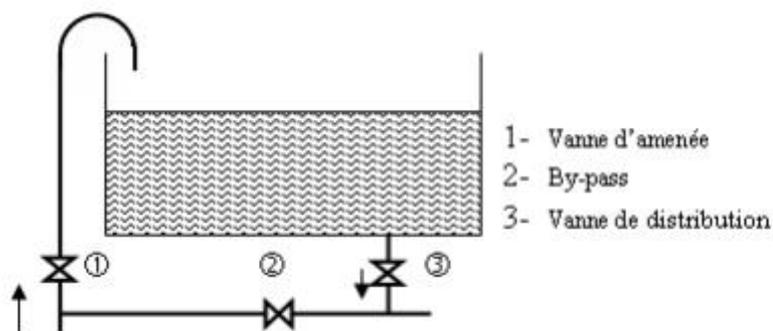


Figure (II.6) : système by-pass

II.4.6 Ligne pilote

Un flotteur sera installé en haut du réservoir pour servir d'interrupteur. Ce flotteur sera connecté au contacteur du moteur de la pompe, qui l'activera lorsque le niveau d'eau sera bas et le désactivera lorsque le niveau sera haut.

II.4.7 Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Afin de garantir une réserve d'eau suffisante pour faire face à un incendie, il est nécessaire d'empêcher son utilisation pour les besoins courants et de la rendre accessible uniquement par l'intermédiaire d'une vanne spéciale en cas de besoin. Pour y parvenir, deux solutions sont généralement envisagées.

A- Système à deux prises :

En situation habituelle, l'ouverture de (2) est réservée aux cas de sinistre tandis que (1) reste fermée. Cependant, cette méthode entraîne la création d'une zone d'eau stagnante, ce qui doit être évité.

B. Système à siphon :

Le mécanisme couramment utilisé implique l'utilisation d'un siphon qui se déconnecte lorsque le niveau d'eau dans le réservoir est atteint. Dans des conditions normales, la vanne (1) est ouverte tandis que la vanne (2) est fermée. Si le niveau de l'eau dans le réservoir descendait à un niveau critique, le siphon se désamorcerait grâce à l'évent ouvert à l'air libre, ce qui empêcherait la diminution de la réserve d'eau. En cas d'urgence, il suffit d'ouvrir la vanne.

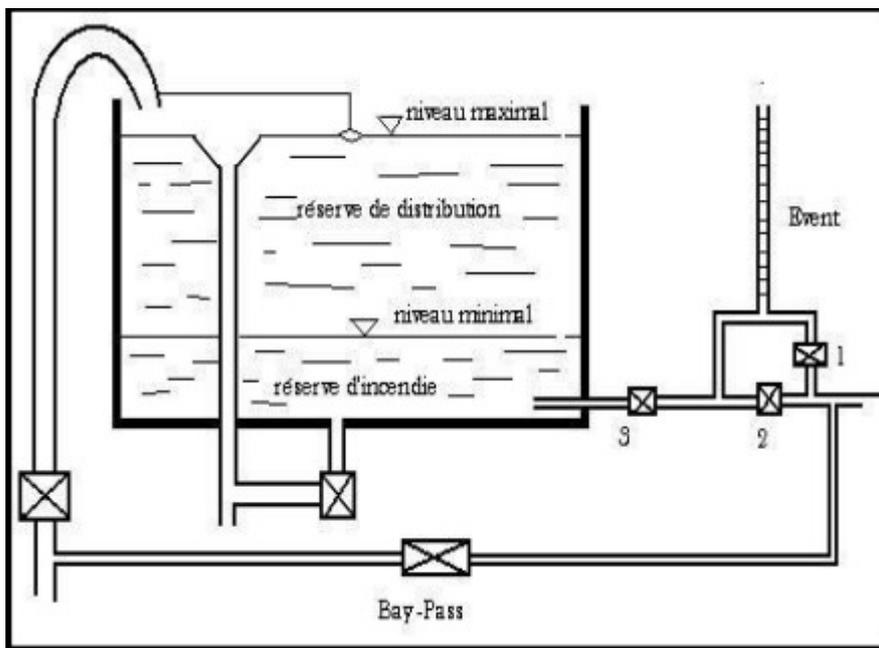


Figure (II.7) : Système à siphon

II.5 Capacité du réservoir :

Afin de remplir efficacement sa fonction, il est crucial que le réservoir dispose d'une capacité de stockage adéquate. Cette capacité est déterminée en prenant en considération une journée de consommation ainsi que la quantité de réserve d'incendie nécessaire. Il est primordial de prendre en compte les fluctuations des débits à l'entrée et à la sortie, qui reflètent le régime d'approvisionnement et de distribution. En conséquence, il existe deux méthodes pour calculer la capacité requise :

- Méthode analytique
- Méthode graphique

II.5.1 La méthode analytique

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

$$V_{\max} = P_{\max} (\%) \times \frac{Q_{\max j}}{100} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- V_{\max} = Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3).
- $Q_{\max j}$ = consommation maximale journalière (m^3/j)
- $P_{\max j}$ = résidu maximal dans le réservoir (%).

➤ Détermination de la valeur de P

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

$$K_{\max} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{II.2})$$

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

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

Avec :

$R_{+\max}$: résidu maximum positif (%).

$R_{-\max}$: résidu minimum négatif (%).

II.5.2 Méthode graphique

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

Le volume maximal de stockage est obtenu en sommant en valeur absolue les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apport.

$$V_{\max} = |\Delta V_{+}| + |\Delta V_{-}| \quad (\text{II.4})$$

Remarque :

Le volume maximal sera déterminé de la même façon que la méthode analytique.

Le volume total du réservoir est de :

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- V_T : volume total du réservoir.
- V_{\max} : volume maximal de stockage.
- V_{inc} : volume d'incendie (120m^3).

II.6 Détermination de la capacité des réservoirs

II.6.1 Dimensionnement de la SR1

La station de reprise est un ouvrage composé d'un réservoir et d'une station de pompage ;

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

$$V_{\text{S.R.}} = \frac{Q_{\max j} * t}{T} \quad (\text{II.6})$$

Avec :

- $V_{\text{S.R.}}$: Volume de la station de reprise.
- $Q_{\max j}$: débit entrant à la station.
- T : temps de pompage (21h)
- t : temps de fermeture des vannes (1/4 h).

$$Q_{\max j} = 253.03 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{\text{S.R.}} = 253.03 \times 0.25 / 21$$

$$V_{\text{S.R.}} = 3.01 \text{ m}^3.$$

On prend une station de capacité standard de 10 m^3 .

II.6.2 Dimensionnement du réservoir d’Allaghene

Le réservoir d’Allaghene est alimenté par le nouveau forage d’Allaghene. Il assure une distribution avec un débit $Q_{max,j} = 814.39 \text{ (m}^3\text{/j)}$

Tableau (III.1) : dimensionnement du réservoir d’Allaghene

Heure	Apports (%)	distribution (%)	adduction (%)	Sorties	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
				(%)			
00 – 01	4.76	0.572	1.129	1.701	3.058		3.058
01 – 02	4.76	0.572	1.129	1.701	3.058		6.117
02 – 03	4.76	0.762	1.129	1.891	2.868		8.985
03 – 04	4.76	0.762	1.129	1.891	2.868		11.853
04 – 05	4.76	2.288	1.129	3.417	1.342		13.196
05 – 06	4.76	4.195	1.129	5.324		-0.564	12.631
06 – 07	4.76	4.195	1.129	5.324		-0.564	12.066
07 – 08	4.76	4.195	1.129	5.324		-0.564	11.501
08 – 09	4.76	2.670	1.129	3.799	0.960		12.462
09 – 10	4.76	2.670	1.129	3.799	0.960		13.423
10 – 11	4.76	4.577	1.129	5.706		-0.946	12.476
11 – 12	4.76	6.484	1.129	7.613		-2.853	9.622
12 – 13	4.76	6.484	1.129	7.613		-2.853	6.769
13 – 14	4.76	4.577	1.129	5.706		-0.946	5.822
14 – 15	4.76	3.814	1.129	4.943		-0.183	5.639
15 – 16	4.76	3.814	1.129	4.943		-0.183	5.455
16 – 17	4.76	2.670	1.129	3.799	0.960		6.416
17 – 18	4.77	2.670	1.129	3.799	0.970		7.387
18 – 19	0	4.577	0	4.577		-4.577	2.810
19 – 20	0	4.577	0	4.577		-4.577	-1.767
20 – 21	0	4.577	0	4.577		-4.577	-6.344
21 – 22	4.77	2.288	1.129	3.417	1.352		-4.992
22 – 23	4.77	1.525	1.129	2.654	2.115		-2.878
23 – 24	4.77	0.762	1.129	1.891	2.878		0.000
Total	100	76.29	23.71	100	23.395	-23.395	

D’où on aura : $p(\%) = 13.42+6.34= 19.76$

$$V_{max}=19.76 \times 1067.42 / 100 = 212.7 \text{ m}^3$$

$$V_{tot}=212.7+120=332.7 \text{ m}^3$$

Conclusion :

On optera pour un réservoir de 400 m³

II.6.3 Dimensionnement de la station de reprise SR2

La deuxième station de reprise de la chaîne d'adduction d'Allaghene reçoit un débit de 170.14 m³/j à partir de la première station de reprise qui le reçoit à son tour du réservoir d'Allaghene, pour le refouler vers le réservoir de Thassergant, et une adduction de 82.89m³/j vers la station de reprise Hamimi.

Tableau (III.2) : dimensionnement de la station de reprise N°2

Heure	Apports (%)	Adduction1 (%)	adduction2 (%)	Sorties	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
				(%)			
00 – 01	4.76	3.201	1.365	4.566	0.194		0.194
01 – 02	4.76	3.201	1.365	4.566	0.194		0.388
02 – 03	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		0.581
03 – 04	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		0.774
04 – 05	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		0.967
05 – 06	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		1.16
06 – 07	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		1.353
07 – 08	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		1.546
08 – 09	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		1.739
09 – 10	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		1.932
10 – 11	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		2.125
11 – 12	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		2.318
12 – 13	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		2.511
13 – 14	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		2.704
14 – 15	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		2.897
15 – 16	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		3.09
16 – 17	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		3.32
17 – 18	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		3.513
18 – 19	0	0	1.365	1.365		-1.365	2.148
19 – 20	0	0	1.365	1.365		-1.365	0.783
20 – 21	0	0	1.365	1.365		-1.365	-0.582
21 – 22	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		-0.386
22 – 23	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		-0.193
23 – 24	4.76	3.202	1.365	4.567	0.193		0.000
Total	100	67.24	32.76	100	4.095	4.095	

D'où on aura : $p(\%) = 3.51 + 0.58 = 4.09$

$$V_{\max} = 4.09 \times 253.03 / 100 = 10.36 m^3$$

Conclusion :

On optera pour une bache à eau de $15 m^3$

II.6.4 Dimensionnement du réservoir de Thassergant

Le réservoir de Thassergant est alimenté par la deuxième station de reprise. Il assure une distribution gravitaire avec un débit $Q_{\max.j} = 170.14 (m^3/j)$

Tableau (III.3) : dimensionnement du réservoir de Thassergant.

heure	Apports (%)	distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 – 01	4,76	0.6	4.16		4.16
01 – 02	4,76	0.6	4.16		8.32
02 – 03	4,76	1.2	3.56		11.88
03 – 04	4,76	2	2.76		14.64
04 – 05	4,76	3.5	1.26		15.9
05 – 06	4,76	3.5	1.26		17.16
06 – 07	4,76	4.5	0.26		17.42
07 – 08	4,76	10.2		-5.44	11.98
08 – 09	4,76	8.8		-4.04	7.94
09 – 10	4,76	6.5		-1.74	6.2
10 – 11	4,76	4.1	0.66		6.86
11 – 12	4,76	4.1	0.66		7.52
12 – 13	4,76	3.5	1.26		8.78
13 – 14	4,76	3.5	1.26		10.04
14 – 15	4,76	4.7	0.06		10.1
15 – 16	4,76	6.2		-1.44	8.66
16 – 17	4,76	10.4		-5.64	3.02
17 – 18	4,77	9.4		-4.63	-1.61
18 – 19	0	7.3		-7.3	-8.91
19 – 20	0	1.6		-1.6	-10.51
20 – 21	0	1.6		-1.6	-12.11
21 – 22	4,77	1	3.77		-8.34
22 – 23	4,77	0.6	4.17		-4.17
23 – 24	4,77	0.6	4.17		0
Total	100	100	33.43	-33.43	

D'où on aura : $p(\%) = 17.42 + 12.11 = 29.53$

$$V_{\max} = 29.53 \times 170.14 / 100 = 50.24 m^3$$

$$V_{\text{tot}}=50.24+120=170.24 \text{ m}^3$$

Conclusion :

On optera pour un réservoir de 200 m^3

II.6.5 Dimensionnement de la station de reprise N°3 (Hamimi)

La troisième station de reprise reçoit un débit de $1296 \text{ m}^3/\text{j}$ à partir du forage Oukil, et une adduction de $82.89 \text{ m}^3/\text{j}$ à partir de la deuxième station de reprise.

Tableau (III.4) : dimensionnement de la station de reprise Hamimi

Heures	Apports1 (%)	Apports2 (%)	Entrées (%)	adduction (%)	Sorties (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 – 01	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.0342
01 – 02	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.0684
02 – 03	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.1026
03 – 04	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.1368
04 – 05	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.171
05 – 06	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.2052
06 – 07	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.2394
07 – 08	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.2736
08 – 09	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.3078
09 – 10	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.342
10 – 11	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.3762
11 – 12	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.4104
12 – 13	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.4446
13 – 14	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.4788
14 – 15	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.513
15 – 16	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.5472
16 – 17	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.5814
17 – 18	4.475	0.2508	4.7258	4.76	5.0108		-0.0342	-0.6156
18 – 19	0	0.2508	0.2508	0	0.2508	0.2508		-0.3648
19 – 20	0	0.2508	0.2508	0	0.2508	0.2508		-0.114
20 – 21	0	0.2508	0.2508	0	0.2508	0.2508		0.1368
21 – 22	4.475	0.2508	4.7258	4.77	5.0208		-0.0442	0.0884
22 – 23	4.475	0.2508	4.7258	4.77	5.0208		-0.0442	0.0442
23 – 24	4.475	0.2508	4.7258	4.77	5.0208		-0.0442	0
Total	93.98	6.02	100	100	100	0.75	0.75	

D'où on aura : $p(\%) = 0.136+0.615= 0.75$

$$V_{max}=0.75 \times 1378.89 / 100 = 10.34 m^3$$

Conclusion

On optera pour une bache à eau de 15 m³

II.6.6 Dimensionnement du réservoir Ikhervane

Le réservoir d'Ikhervan est alimenté par le forage Oukil en passant par la station de reprise Hamimi. Il assure une distribution avec un débit Q_{max.j}= 806.28 (m³/j)

Tableau (III.5) : dimensionnement du réservoir d'Ikhervane

Heures	Apports (%)	distribution (%)	adduction (%)	Sorties (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 – 01	4.76	0.438525	1.9776	2.416125	2.343875		2.343875
01 – 02	4.76	0.438525	1.9776	2.416125	2.343875		4.68775
02 – 03	4.76	0.5847	1.9776	2.5623	2.1977		6.88545
03 – 04	4.76	0.5847	1.9776	2.5623	2.1977		9.08315
04 – 05	4.76	1.7541	1.9776	3.7317	1.0283		10.11145
05 – 06	4.76	3.21585	1.9776	5.19345		-0.43345	9.678
06 – 07	4.76	3.21585	1.9776	5.19345		-0.43345	9.24455
07 – 08	4.76	3.21585	1.9776	5.19345		-0.43345	8.8111
08 – 09	4.76	2.04645	1.9776	4.02405	0.73595		9.54705
09 – 10	4.76	2.04645	1.9776	4.02405	0.73595		9.54705
10 – 11	4.76	3.5082	1.9776	5.4858		-0.7258	8.82125
11 – 12	4.76	4.96995	1.9776	6.94755		-2.18755	6.6337
12 – 13	4.76	4.96995	1.9776	6.94755		-2.18755	4.44615
13 – 14	4.76	3.5082	1.9776	5.4858		-0.7258	3.72035
14 – 15	4.76	2.9235	1.9776	4.9011		-0.1411	3.57925
15 – 16	4.76	2.9235	1.9776	4.9011		-0.1411	3.43815
16 – 17	4.76	2.04645	1.9776	4.02405	0.73595		4.3214
17 – 18	4.77	2.04645	1.9776	4.02405	0.74595		5.06735
18 – 19	0	3.5082	0	3.5082		-3.5082	1.55915
19 – 20	0	3.5082	0	3.5082		-3.5082	-1.94905
20 – 21	0	3.5082	0	3.5082		-3.5082	-5.23515
21 – 22	4.77	1.7541	1.9776	3.7317	1.0283		-4.10685
22 – 23	4.77	1.1694	1.9776	3.147	1.613		-2.2077
23 – 24	4.77	0.5847	1.9776	2.5623	2.2077		0
Total	100	58.47	41.53	100	17.93385	17.93385	

D'où on aura : $p(\%) = 10.11 + 5.23 = 15.34$

$$V_{\max} = 15.34 \times 1378.89 / 100 = 211.52 m^3$$

$$V_{\text{tot}} = 211.52 + 120 = 331.52 m^3$$

Conclusion :

On optera pour un réservoir de $350 m^3$

II.6.7 Dimensionnement du réservoir de Rodha

Le réservoir de Rodha est alimenté par le réservoir d'Ikhervane. Il assure une distribution gravitaire avec un débit $Q_{\max, j} = 572.61 (m^3/j)$

Tableau (III.6) : dimensionnement du réservoir de Rodha

heure	Apports	distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 – 01	4,166	0.6	3.566		3.566
01 – 02	4,166	0.6	3.566		7.132
02 – 03	4,166	1.2	2.966		10.098
03 – 04	4,166	2	2.166		12.264
04 – 05	4,166	3.5	0.666		12.93
05 – 06	4,166	3.5	0.666		13.596
06 – 07	4,166	4.5		-0.334	13.262
07-08	4,166	10.2		-6.034	7.228
08 – 09	4,166	8.8		-4.634	2.594
09 – 10	4,166	6.5		-2.334	0.26
10 – 11	4,166	4.1	0.066		0.326
11 – 12	4,166	4.1	0.066		0.392
12 – 13	4,166	3.5	0.666		1.058
13 – 14	4,166	3.5	0.666		1.724
14 – 15	4,167	4.7		-0.534	1.19
15 – 16	4,167	6.2		-2.034	-0.844
16 – 17	4,167	10.4		-6.234	-7.078
17 – 18	4,167	9.4		-5.234	-12.312
18 – 19	4,167	7.3		-3.134	-15.446
19 – 20	4,167	1.6	2.566		-12.864
20 – 21	4,167	1.6	2.566		-10.298
21 - 22	4,167	1	3.166		-7.132
22 - 23	4,167	0.6	3.566		-3.566
23 - 24	4,167	0.6	3.566		0
Total	0	100	30.50	-30.50	

D'où on aura : $p(\%) = 13.596 + 15.496 = 29.09$

$$V_{\max} = 29.09 \times 572.61 / 100 = 166.6 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{tot}} = 166.6 + 120 = 286.6 \text{ m}^3$$

Conclusion :

On optera pour un réservoir de 300 m^3

II.6.8 Le calcul des diamètres

$$V_T = S_r \times H_r$$

$$D_r = \sqrt{(4 * V_t) / (H * \pi)}$$

Avec :

- V_T : volume total du réservoir (m^3) ;
- S_r : surface du réservoir (m^2) ;
- D_r : diamètre du réservoir (m).

$$D_{r1} = \sqrt{(4 * 400) / (3 * \pi)} = 13.03 \text{ m} \quad D_{r1} = 14 \text{ m}$$

$$D_{r2} = \sqrt{(4 * 200) / (2 * \pi)} = 11.29 \text{ m} \quad D_{r2} = 12 \text{ m}$$

$$D_{r3} = \sqrt{(4 * 350) / (3 * \pi)} = 12.19 \text{ m} \quad D_{r3} = 13 \text{ m}$$

$$D_{r4} = \sqrt{(4 * 300) / (3 * \pi)} = 11.28 \text{ m} \quad D_{r4} = 12 \text{ m}$$

II.7 Conclusion

Le dimensionnement des ouvrages de stockage nous a permis d'établir le tableau qui récapitule les capacités des réservoirs servant à la distribution des quatre villages de la zone étudiée, ainsi que les diamètres de chaque réservoir et les hauteurs nécessaires à la réserve d'incendie.

Tableau (III.7) : Récapitulation des résultats de dimensionnement des réservoirs

Réservoir	Hauteur (m)	Volume (m^3)	Diamètre (m)
Allaghene	3	400	14
Thassergant	2	200	12
Ikhervane	3	350	13
Rodha	3	300	12

Chapitre III

Adduction

III.1 Introduction

Le système d'adduction est conçu pour transporter l'eau depuis sa source de captage jusqu'au réseau de stockage ou de distribution à travers un réseau de conduites. La configuration de ce réseau dépend des caractéristiques du terrain et de sa topographie. L'objectif de ce chapitre est de dimensionner un réseau qui acheminera l'eau vers les quatre villages de la zone d'étude.

III.2 Topologie des systèmes d'adduction

Il y a deux types d'adduction [7]:

- **Adduction gravitaire** : ou l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation ; et se déplace donc grâce à la force de gravitation, d'où son nom Figure (III. 1).
- **Adduction par refoulement** : ou la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage. Dans ce cas, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir Figure (III.2).

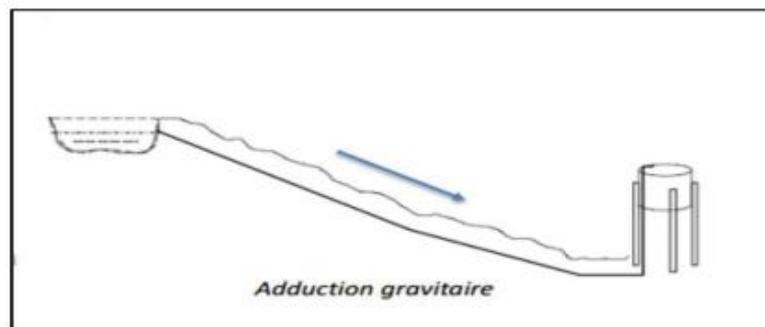


Figure (III.1): adduction gravitaire

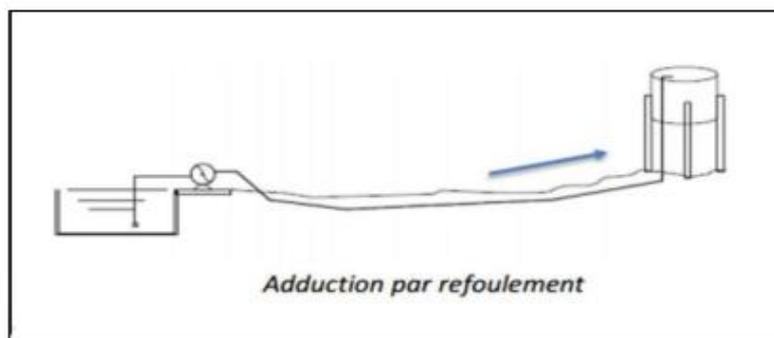


Figure (III.2): adduction par refoulement

III.3 Choix de tracé

Le tracé d'une conduite d'adduction doit être choisi de manière à avoir une trajectoire directe tout en répondant à certaines exigences techniques et économiques [7].

- . Il est important que le profil soit régulier et court autant que possible pour réduire les coûts d'investissement. Cependant, des sur-profondeurs et sous-profondeurs peuvent parfois être inévitables.

- . Le profil doit également être étudié de manière à permettre une évacuation facile de l'air, car la présence d'air peut provoquer la rupture de la veine liquide.
- .Pour les conduites de grande longueur, il est recommandé de prévoir des robinets de sectionnement pour faciliter les réparations éventuelles.
- . Les contre-pentes qui peuvent causer des cantonnements d'air difficiles à évacuer doivent être évitées.
- .Il est également important de concevoir un tracé en plan avec des courbes largement ouvertes afin d'éviter les butées importantes. Dans ce but, le parcours emprunté ne suivra pas nécessairement les accotements de la route.

En général, il est préférable de concevoir le tracé le long des routes et des pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation. Cela permet d'accéder facilement à la conduite pour l'entretien et les réparations, ainsi que de détecter les fuites et les vannes défectueuses.

III.4 Choix de type de conduite

Avec les avancées technologiques récentes dans le domaine, le marché du matériel hydraulique a également évolué. Les conduites sont constituées de tuyaux assemblés, et il existe différents types de conduites en fonction de leur matériau constitutif : acier, fonte, PVC (chlorure de polyvinyle), PEHD (polyéthylène haute densité). Pour notre projet, nous avons opté pour des conduites en fonte et en PEHD en raison de leurs nombreux avantages [7]:

Les conduites en PEHD présentent les avantages suivants :

- Elles sont légères et flexibles, ce qui facilite leur transport et leur installation.
- Le soudage par électro fusion ou bout à bout est facile, offrant un système complètement soudé.
- Elles sont résistantes à la corrosion interne et externe ainsi qu'à la croissance microbologique.
- Elles ont de bonnes propriétés hydrauliques et résistance chimique.
- Elles sont durables et répondent parfaitement aux normes de potabilité.
- Leur élasticité lors des phénomènes transitoires est un atout.
- Le coût des conduites en PEHD est relativement faible.

Les conduites en fonte présentent les avantages suivants :

- Elles ont une longue durée de vie, allant jusqu'à 140 ans.
- Elles supportent de très grandes charges mécaniques, ce qui offre une grande réserve de sécurité.
- Elles peuvent être posées très profondément ou avec un faible recouvrement.
- Elles constituent un ensemble homogène complet.
- Le matériau ne diffuse pas, évitant ainsi toute pollution des eaux transportées et de la nappe phréatique.
- Elles sont protégées à l'intérieur par un ciment spécialement adapté à l'eau potable.

- La déviation angulaire des tubes (y compris pour les emboîtements verrouillés) est possible.
- Leur installation est simple et économique.

III.5 Etude technico-économique des conduites

Le diamètre de la conduite de refoulement doit être choisi en prenant en compte à la fois les coûts d'investissement et les coûts de fonctionnement de l'installation. Ainsi, pour minimiser les coûts totaux, il est nécessaire de sélectionner le diamètre qui permet d'obtenir le coût de revient le plus bas pour l'ensemble de l'installation en exploitation. Cependant, il est important de noter que la vitesse d'écoulement doit se situer entre 0,5 et 1.5 m/s pour assurer un fonctionnement optimal de l'installation. Les principaux paramètres à prendre en compte dans cette étude sont :

- Le débit
- Le diamètre
- La vitesse
- Les pertes de charge

III. 5.1 Calcul du diamètre avantageux pour les conduites en refoulement

Le dimensionnement de la conduite d'adduction dépendra du débit maximal prévu dans les conditions futures, qui est dans ce cas 1067.42 m³/j (chaîne 1) et 1296 m³/j (chaîne 2)

Pour déterminer le diamètre économique de la conduite, nous pouvons utiliser deux formules :

➤ la formule de Bonnin ($D = \sqrt{Q}$) (III.1)

➤ la formule de Bress ($D = 1,5 \times \sqrt{Q}$) (III.2)

- D : Diamètre de la conduite (m).
- Q : Débit transitant dans la conduite (m³/s).

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par la formule de BONNIN et celle de BRESS ; qui est le plus économique.

III.5.2 Calcul de la vitesse

La vitesse se calcul selon la formule suivante [7]:

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

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

D : Diamètre de la conduite (m).

III.5.3 Calcul des pertes de charges :

Les pertes de charge désignent la fraction de l'énergie mécanique de l'eau qui est convertie en chaleur en raison des frottements entre les particules d'eau et les parois des canalisations. Il existe deux types de pertes de charge :

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

A. Les pertes de charge linéaires (ΔH_L) :

En appliquant la formule de Darcy-Weisbach :

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

Avec :

- ΔH_L : pertes de charge linéaires ;
- g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²) ;
- L : longueur de la conduite en (m) ;
- λ : coefficient de frottement de Darcy (m).

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

➤ Régime turbulent rugueux

$$\lambda = \left[1,14 - 0,86 \times \ln \left(\frac{K}{D} \right) \right]^{-2} \quad (\text{III.5})$$

➤ Régime transitoire Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3,71 \times D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{III.6})$$

D'où :

-K : rugosité absolue de la conduite

- Pour les tubes en fonte ductile :

$$K = 0.15 \text{ mm}$$

- Pour les tubes en PEHD :

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

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

-Re: nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

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

Avec :

-V : vitesse de l'eau (m/s) ;

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

B. Les pertes de charge singulières (ΔHS)

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

$$\Delta HS = 0,1 \times \Delta HL \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- ΔHS : pertes de charge singulières (m) ;

Donc :

$$\sum \Delta H = 1,10 \sum \Delta HL \quad (\text{III.9})$$

III.5.4 Calcul de la hauteur manométrique totale (Hmt)

La hauteur manométrique totale sera calculée par la relation suivante :

$$Hmt = Hg + \sum \Delta Ht \quad (\text{III.10})$$

Avec :

- Hg : hauteur géométrique (m).

III.5.5- Puissance de pompage

$$Pa = \frac{\rho \times g \times Q \times Hmt}{\eta} \quad (\text{III.11})$$

- P_A : puissance absorbée par la pompe (kw).

- Hmt : Hauteur manométrique totale (m).

- Q : Débit à transitité (m^3/s).

- η : le rendement de la pompe en %.

III.5.6 Energie consommée par la pompe :

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_A \times t \times 365 \quad (\text{III.12})$$

E : Energie consommée par la pompe (kwh)

P_A : puissance absorbée par la pompe (kw)

t : temps de pompage (h).

III.5.7 Calcul des frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$Fexp = E \times eu \quad (\text{III.13})$$

Avec :

- eu : prix unitaire du KWh, d'après la SONEGAS ce prix est de 4,67 DA

III.5.8 Frais d'amortissement

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (III.14)$$

Avec :

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

P_u : prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml)

L : Longueur de la conduite (m).

A : Amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (III.15)$$

i : Taux d'intérêt annuel (annuité), $i = 8\%$;

n : nombre d'années d'amortissement ($n = 25$ ans).

D'où :

$$A = 0,08 / (1 + 0,08)^{25} - 1 + 0,08$$

$$A = 0.0937.$$

III.5-9 Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$BL = F_{exp} + F_{am}. (DA) \quad (III.16)$$

III.5.10 Calcul du diamètre avantageux pour les conduites gravitaires

Pour les conduites gravitaires, ce diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement qui est comprise entre V_{min} et V_{max} :

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{max} \times \pi}} \quad (III.17)$$

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{V_{min} \times \pi}} \quad (III.18)$$

Avec :

- V_{min} : la vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0,5 m/s ;
- V_{max} : la vitesse maximale de l'écoulement qui est de 1.5 m/s ;
- D_{min} : le diamètre minimal de la conduite (m);
- D_{max} : le diamètre maximal de la conduite (m).

III.6 Equipement de l'adduction

III.6.1 Robinet et vanne

Permet l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres.

III.6.2 Ventouses

Placées aux points les plus hauts, elles permettent l'évacuation des bulles d'air qui s'y accumulent.

III.6.3- Vidange

Placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins.

III.7 Description de du schéma de l'adduction

La zone en question comprend deux chaînes d'adduction distinctes. La première chaîne débute au nouveau forage d'Allaghene, son niveau d'eau est de 215 m. Un pipeline de 758 m est utilisé pour pomper l'eau jusqu'au réservoir d'Allaghene, qui est situé à une altitude de 262 m. De là, l'adduction se poursuit vers la première station de reprise, située à une altitude de 251 m, avec une conduite de 772 m de longueur. À partir de cette station, l'eau est ensuite acheminée vers une deuxième station de reprise, située à une altitude de 362 m, sur une distance de 1043 m. Enfin, l'eau est conduite jusqu'au réservoir final, situé à une altitude de 452 m, à l'aide d'une conduite de 538 m. En ce qui concerne la deuxième chaîne d'adduction, elle débute au forage Oukil, avec un niveau de 224 m. Un pipeline de refoulement de 1366 m est utilisé pour pomper l'eau jusqu'à la station Hamimi, située à une altitude de 286 m. À partir de là, l'eau est refoulée vers le réservoir d'Ikhervane, situé à une altitude de 506 m, via une conduite de 3949 m de longueur. Finalement, l'eau est acheminée vers le réservoir de Rodha, situé à une altitude de 447m, par une conduite de 2591 m.

Pour résoudre le déficit existant dans la deuxième chaîne, il est recommandé d'installer une adduction reliant la deuxième station d'Allaghene à la station Hamimi. Cette nouvelle adduction aurait une longueur de 3904 m.

III.8 Dimensionnement de l'adduction par refoulement

III.8.1- Tronçon forage Allaghene-réservoir Allaghene

Données :

- Débit : $0.0123m^3/s$
- Hauteur géométrique (Hg) = $265-215=50m$.
- Longueur de l'adduction : 758 m.

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on aura :

- $DBONNIN = 0.0123^{1/2} = 0.111 m$
- $DBRESS = 1.5 \times 0.0123^{1/2} = 0.166 m$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 125 mm ,160mm et200 mm

➤ **Calcul de la hauteur manométrique totale**

Les résultats des différents calculs sont représentés dans la table (III.1) suivante :

Tableau (III.1): Calcul de la Hmt du tronçon forage Allaghene- R Allaghene

D ext (m)	Dint (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔHl (m)	ΔHt (m)	Hmt (m)
0.125	0.1022	0.0123	1.5001	153314.97	758	0.01708	14.53	15.98	65.98
0.16	0.1308	0.0123	0.9158	119791.97	758	0.01769	4.38	4.82	54.82
0.2	0.1636	0.0123	0.5854	95774.999	758	0.01835	1.48	1.63	51.63

➤ **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les résultats sont donnés dans le tableau (III.2) ci-dessous :

Tableau (III. 2): Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement forage Allaghene- R Allaghene

D ext (m)	Pa (Kw)	E (Kw h)	F exp DA	Prix ml (da)	L (m)	F am DA
0.125	10.6158571	81370.54461	380000.4433	1084.03	758	76992.79714
0.16	8.82000185	67605.31418	315716.8172	1773.11	758	125934.4285
0.2	8.30710799	63673.98277	297357.4995	2764.71	758	196362.4219

➤ **Calcul du bilan**

Les résultats sont donnés dans le tableau (III.3) ci-dessous :

Tableau (III. 3): Calcul du bilan d'amortissement forage Allaghene- R Allaghene

D ext (m)	F exp DA	F am DA	B _L DA
0.125	380000.4433	76992.79714	456993.24
0.16	315716.8172	125934.4285	441651.246
0.2	297357.4995	196362.4219	493719.921

D'après le tableau (III-3), on constate que le diamètre économique est le 160 mm ; du fait qu'il présente le plus petit bilan, tout en étant le siège d'une vitesse raisonnable de 0.91 m/s, par conséquent, c'est ce diamètre qui sera adopté pour le projet, vu la Hmt de 54.82 m.

III.8.2 Tronçon SR1-SR2

Données :

- Débit : 0.002928m³/s
- Hauteur géométrique (Hg)=363-251=112m
- Longueur de l'adduction : 1043m

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on aura :

- DBONNIN = (0.002928)^{1/2} = 0.054116 m
- DBRESS = 1.5 × (0.002928)^{1/2} = 0.081175 m

➤ Calcul de la hauteur manométrique totale

Les résultats des différents calculs sont représentés dans la table (III.4) suivante :

Tableau III.4: Calcul de la Hmt du tronçon SR1-SR2

Dext (m)	D int (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔHL (m)	ΔHtot (m)	Hmt (m)
0.063	0.0518	0.002928	1.39	72006.49	1043	0.0209	41.45	45.6002	157.60
0.075	0.0614	0.002928	0.98	60748.14	1043	0.0217	18.36	20.1981	132.19
0.09	0.0736	0.002928	0.68	50678.48	1043	0.0226	7.74	8.5144	120.51

➤ Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

Les résultats sont donnés dans le tableau (III.5) suivant :

Tableau III.5: Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

D ext (m)	Pa (Kw)	E (Kw h)	F exp DA	Prix ml (da)	L (m)	F am DA
0,063	6.03581028	46264.4858	216055.1488	277.31	1043	27101.25672
0,075	5.06295456	38807.5467	181231.2431	394.96	1043	38599.08534
0,09	4.61548941	35377.7264	165213.9821	563.03	1043	55024.41517

➤ Calcul du bilan

Les résultats sont donnés dans le tableau (III.6) suivant :

➤ **Tableau (III.6):** Calcul du bilan (SR1 –SR2)

D ext (m)	F exp DA	F am DA	B _L DA
0.063	46264.4858	27101.25672	243156.4055
0.075	38807.5467	38599.08534	219830.3285
0.09	35377.7264	55024.41517	220238.3973

Le diamètre économique est 75 mm, avec une pression nominale de 16 Bars (PN16) et un bilan minimal de 221201.2024 DA et une vitesse de 0.9894 m/s

III.8.3 Tronçon SR2-Reservoir Thassergant

Données :

- Débit : 0.001969m³/s
- Hauteur géométrique (Hg)=454-362=92m
- Longueur de l'adduction : 538m

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on aura :

- DBONNIN = $(0.001969)^{1/2} = 0.0443734$ m
- DBRESS = $1.5 \times (0.001969)^{1/2} = 0.0665601$ m

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabriquant : 50,63 et 75mm

➤ Calcul de la Hmt

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (III.7) suivante :

Tableau (III.7): Calcul de la Hmt du tronçon SR2-R Thassergant

Dext (m)	D int (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔHL (m)	ΔH_{tot} (m)	Hmt (m)
0.05	0.0408	0.001969	1.51	61477.45	538	0.020828	31.78	34.96	126.96
0.063	0.0514	0.001969	0.95	48799.23	538	0.021555	10.36	11.40	103.40
0.075	0.0614	0.001969	0.66	40851.47	538	0.022217	4.39	4.83	96.83

➤ Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement SR2 – R Thassergant

Les résultats sont donnés dans le tableau (III.8) suivant :

Tableau (III.8): Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement

D ext (m)	Pa (Kw)	E (Kw h)	F exp DA	Prix ml (da)	L (m)	F am DA
0.05	3.26980092	25063.0241	117044.3224	184.87	538	9319.407622
0.63	2.6630584	20412.3427	95325.64021	277.31	538	13979.36349
0.075	2.49384701	19115.3374	89268.62551	394.96	538	19910.17058

➤ **Calcul du bilan (SR2-R Thassergant)**

Les résultats sont donnés dans le tableau (III.9) suivant :

Tableau (III.9): Calcul du bilan (SR2-R Thassergant)

Dext (m)	F exp DA	F am DA	B _L DA
0.05	117044.3224	9319.407622	126363.73
0.63	95325.64021	13979.36349	109305.0037
0.075	89268.62551	19910.17058	109178.7961

Le diamètre économique est 75 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16) et un bilan minimal de 109178.7961DA et une vitesse de 0,66m/s.

III.8.4 Tronçon forage Oukil-station de reprise hamimi SR3

Données :

- Débit : 0.015m³/s
- Hauteur géométrique (Hg)=287-224=63m
- Longueur de l'adduction : 1366 m

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on aura :

- DBONNIN = $(0.015)^{1/2} = 0.122475$ m
- DBRESS = $1.5 \times (0.015)^{1/2} = 0.183712$ m

Les diamètres normalisés sont : 125,160 et 200 mm.

➤ **Calcul de la hauteur manométrique**

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (III.10) suivante :

Tableau (III.10): Calcul de la Hmt du tronçon forage oukil _SR3

D ext (m)	D int (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	Hmt (m)
0.125	0.1022	0.015	1.82	186969.47	1366	0.0165	37.6918	41.46	104.46
0.16	0.1308	0.015	1.11	146087.77	1366	0.0171	11.3396	12.47	75.47
0.2	0.1636	0.015	0.71	116798.78	1366	0.0177	3.83504	4.21	67.21

➤ **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement**

Les résultats sont donnés dans le tableau (III.11) suivant :

Tableau (III.11): Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement forage oukil-SR3

D ext (m)	Pa (Kw)	E (Kw h)	F exp DA	Prix ml (da)	L (m)	F am DA
0.125	20.4952482	157096.077	733638.6817	1084.03	1366	138749.553
0.16	14.8079007	113502.559	530056.9499	1773.11	1366	226947.796
0.075	13.1882697	101088.087	472081.3675	2764.71	1366	353866.845

➤ **Calcul du bilan**

Les résultats sont donnés dans le tableau (III.12) suivant :

Tableau (III.12): Calcul du bilan

D ext (m)	F exp DA	F am DA	B _L DA
0.125	733638.6817	138749.553	872388.234
0.16	530056.9499	226947.796	757004.746
0.2	472081.3675	353866.845	825948.212

Le diamètre économique est 160 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16) et un bilan minimal 757004.746DA et une vitesse de 1.117m/s.

III.8.5 Tronçon SR3-Reservoir Ikhervane

Données :

- Débit : 0.0159594 m³/s
- Hauteur géométrique (Hg)=509-286=223 m
- Longueur de l'adduction : 3949 m

En utilisant les formules (III.1) et (III.2), on aura :

- DBONNIN = $(0.0159594)^{1/2} = 0.122475$ m

- DBRESS = $1.5 \times (0.0159594)^{1/2} = 0.183712$ m

On choisit la fonte ductile comme matériau, les diamètres normalisés sont : 125,150et 200 mm avec une pression nominale de 40 Bars.

➤ **Calcul de la hauteur manométrique totale SR3-R Ikhervane**

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (III.13) suivante :

Tableau (III.13): Calcul de la Hmt du tronçon SR3- R Ikhervane

D ext (m)	D int (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔHl (m)	ΔHt (m)	Hmt (m)
0.125	0.1154	0.01595	1.5266	176173.43	3949	0.02226	90.48	99.53	313.48
0.15	0.14	0.01595	1.0373	145217.24	3949	0.02172	33.60	36.97	256.61
0.2	0.1892	0.01595	0.5679	107454.62	3949	0.02127	7.29	8.02	230.29

➤ **Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement SR3-R Ikhervane**

Les résultats sont donnés dans le tableau (III.14) suivant :

Tableau (III.14): Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement SR3-R Ikhervane

D ext (m)	Pa (Kw)	E (Kw h)	F exp DA	Prix ml(da)	L (m)	F am DA
0.125	65.4396352	501594.803	2342447.732	3000	3949	1110063.9
0.16	53.5668905	410590.216	1917456.308	3300	3949	1221070.29
0.075	48.0746473	368492.172	1720858.443	3800	3949	1406080.94

➤ **Calcul du bilan SR3- R Ikhervane**

Les résultats sont donnés dans le tableau (III.15) suivant :

Tableau (III.15): Calcul du bilan

D ext (m)	F exp DA	F am DA	B _L DA
0.125	2342447.732	1110063.9	3452511.63
0.16	1917456.308	1221070.29	3138526.6
0.2	1720858.443	1406080.94	3126939.38

D'après le tableau (III.15), on constate que le diamètre économique est le 200 mm ; du fait qu'il présente le plus petit bilan, tout en étant le siège d'une vitesse raisonnable de 0.57 m/s, par conséquent, c'est ce diamètre qui sera adopté pour le projet.

III.19 Dimensionnement de l'adduction gravitaire

III.9.1 Tronçon réservoir Allaghene-SR1

Données :

- Débit : 0.002928m³/s
- Hauteur géométrique H_g= 262-252=10 m.
- Longueur de l'adduction : 772m.

D'après les formules (III.17) et (III.18) on obtient :

$$- D_{min} = \sqrt{\frac{4 \times 0.002928}{3.14 \times 1.5}} = 0.04986 \text{ m}$$

$$- D_{max} = \sqrt{\frac{4 \times 0.002928}{3.14 \times 0.5}} = 0.08618 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabriquant : 50, 63,75 et 90 mm.

➤ **Calcul des pertes de charge totales (R Allaghene- SR1)**

Les résultats des différents calculs sont représentés dans le tableau (III.16) suivant :

Tableau (III. 16): Calcul des pertes de charge totales (R Allaghene- SR1)

D _{ext} (m)	D _{int} (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔHL (m)	ΔH _{tot} (m)	H _g (m)
0.05	0.0408	0.002928	2.24	91420.01	772	0.01945	94.18	103.60	10
0.063	0.0514	0.002928	1.41	72566.85	772	0.02000	30.52	33.58	10
0.075	0.0614	0.002928	0.99	60748.14	772	0.02054	12.88	14.17	10
0.09	0.0736	0.002928	0.69	50678.48	772	0.02116	5.366	5.90	10

D'après le tableau (III.4) ci-dessus, et pour que l'eau arrive à la station de reprise SR1, il faut que $\Delta H_t \leq H_g$, condition vérifiée pour le diamètre de 90mm avec une perte de charge $\Delta H_t=5.90\text{m}$ et une vitesse de 0,69m/s. Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 90mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne**

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = H_g - \Delta H_t \quad (\text{III.19})$$

D'où : $\Delta H_v = 10-5.90= 4.097$

➤ *Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ*

En appliquant la formule suivante :

$$\Delta H_v = \frac{\xi \times v^2}{2 \times g} \quad (\text{III.18})$$

D'où : $\xi = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2}$

$$4.097 \times (2 \times 9.81) / 0.6885^2 = 169.556352.$$

➤ *Calcul de l'angle de la vanne*

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'Annexe (3). Pour $\xi=169.556352$; l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ sera de 61° .

III.9.2 Tronçon SR2-SR3 (adduction gravitaire)

Données :

- Débit : 0.00096 m³/s
- Hauteur géométrique (Hg)=362-287=75m
- Longueur de l'adduction : 3904 m

D'après les formules (III.17) et (III.18) on obtient :

$$-D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times 0.00096}{3.14 \times 1.5}} = 0.0285 \text{ m}$$

$$-D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times 0.00096}{3.14 \times 0.5}} = 0.04945 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau et les diamètres normalisés sont: 25, 32,40 et 50 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

➤ *Calcul des pertes de charge totales*

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (III.17) suivant :

Tableau (III.17): Calcul des pertes de charge totales du tronçon SR2-SR3

D ext (m)	D int (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	Hg(m)
0.025	0.0204	0.00096	2.93	59947.54	3904	0.0219	1851.86	2037.05	75
0.032	0.026	0.00096	1.80	47035.76	3904	0.0225	563.46	619.80	75
0.04	0.0326	0.00096	1.15	37513.18	3904	0.0232	187.33	206.06	75
0.05	0.0408	0.00096	0.73	29973.77	3904	0.0240	63.25	69.57	75

D'après le tableau (III.11) ci-dessus, et pour que l'eau arrive à la station de reprise SR3, il faut que $\Delta H_t \leq H_g$, condition vérifiée pour le diamètre de 50mm avec une perte de charge $\Delta H_t = 69.58$ m et une vitesse de 0,73m/s. Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 50 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

➤ **Calcul des pertes de charges créées par la vanne ΔH_v**

Le calcul se fait en appliquant la formule suivante:

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

D'où:

$$\Delta H_v = 76 - 69.5771 = 5.4229 \text{ m}$$

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ**

En appliquant la formule suivante :

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

$$\text{D'où : } \xi = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2}$$

$$= 5.4229 \times (2 \times 9.81) / 0.6317^2 = 266.6298$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'Annexe (3). Pour $\xi = 266.6298$; l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ sera de 63° .

III.9.3 Tronçon R Ikhervane – R Rodha

Données :

- Débit 0.0066274 m³/s
- Hauteur géométrique (H_g) = 506 - 450 = 59m
- Longueur de l'adduction : 2591 m

D'après les formules (III.17) et (III.18) on obtient :

$$- D_{min} = \sqrt{\frac{4 \times 0.006627}{3.14 \times 1.5}} = 0.075 \text{ m}$$

$$- D_{max} = \sqrt{\frac{4 \times 0.006627}{3.14 \times 0.5}} = 0.2016 \text{ m}$$

On choisit le PEHD comme matériau, les diamètres normalisés sont : 90, 110, 125 mm avec une pression nominale de 16 Bars (PN16).

➤ **Calcul des pertes de charge totales R Ikhervane – R Rodha**

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau (III.18) suivant :

Tableau (III.18): Calcul des pertes de charge totales R Ikhervane- R Rodha

D ext (m)	D int (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)
0.09	0.0736	0.0066274	1.5585	114709.057	2591	0.01818	79.2515	87.1766	56
0.11	0.09	0.0066274	1.0422	93806.518	2591	0.01870	29.8189	32.8008	56
0.125	0.1022	0.0066274	0.8083	82608.4797	2591	0.01908	16.1120	17.7232	56

D'après le tableau (III.18) ci-dessus, et pour que l'eau arrive au réservoir Rodha, il faut que $\Delta H_t \leq H_g$, condition vérifiée pour les diamètres de 110 et 125 mm, avec une perte de charge $\Delta H_l=32.8\text{m}$, $\Delta H_t=17.72\text{ m}$ et une vitesse de 0.81m/s .

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre de 125 mm, on utilise une vanne afin de créer des pertes de charge singulières.

➤ **Calcul des pertes de charges créées par la vanne ΔH_v**

Le calcul se fait en appliquant la formule suivante:

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

D'où:

$$\Delta H_v = 56 - 17.7232 = 38.2768\text{m}$$

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ**

En appliquant la formule suivante :

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

$$\text{D'où : } \xi = \Delta H_v \times \frac{2 \times g}{v^2}$$

$$= 38.276775 \times (2 \times 9.81) / 0.81^2 = 1144.63$$

➤ **Calcul de l'angle de la vanne**

Le type de vanne sera une vanne à papillon, d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque donné dans l'Annexe (3). Pour $\xi = 1144.63$; l'angle d'ouverture de la vanne papillon θ sera de 76° .

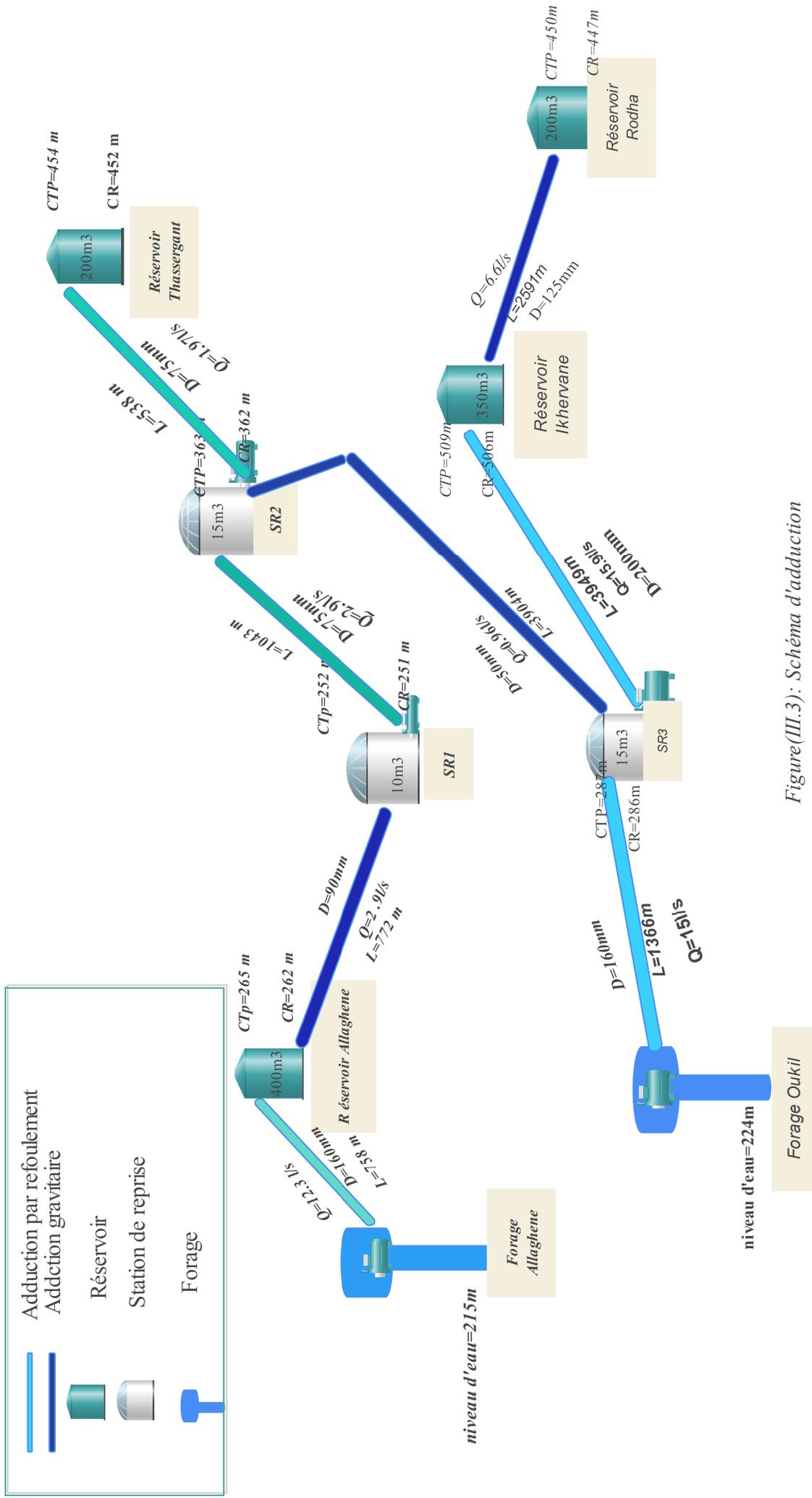
III.10 Conclusion

Ce chapitre présente une étude technico-économique réalisée pour déterminer les dimensions appropriées des conduites d'adduction (refoulement et gravitaire). Les diamètres économiques ont été sélectionnés en fonction des résultats de cette étude, afin de garantir une vitesse et une perte de charge acceptables tout en optimisant les coûts.

Les diamètres retrouvés sont mentionnés dans la table (III.19) suivante :

Tableau (III.19): Les diamètres retrouvés et le matériau opté pour chaque conduite

<i>Tronçon</i>	<i>Type d'adduction</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Pression nominale (bar)</i>	<i>Matériau</i>
Forage Allaghene-Reservoir Allaghene	refoulement	160	16	PEHD
SR1-SR2		75	16	PEHD
SR2-R Thassergant		75	16	PEHD
Forage Oukil-SR3		160	16	PEHD
SR3-R Ikhervane-		200	40	Fonte ductile
R Allaghene- SR1	gravitaire	90	16	PEHD
SR2-SR3		50	16	PEHD
R Ikhervane-R Rodha		125	16	PEHD



Figure(III.3): Schéma d'adduction

Chapitre IV

Les pompes

IV.1 Introduction

Une fois la phase d'adduction terminée, nous passerons à l'étude des pompes, au cours de laquelle nous sélectionnerons et déterminerons les caractéristiques hydrauliques de la pompe en utilisant un catalogue numérique. Indépendamment du type de pompe hydraulique, son rôle principal consiste à aspirer le fluide depuis un point bas à basse pression et à le refouler vers un point à haute pression, permettant ainsi la conversion de l'énergie hydraulique en énergie mécanique.

IV.2 Classification des pompes

Les pompes sont souvent catégorisées en fonction de leur mode de fonctionnement [6] :

- Les pompes volumétriques : l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement.
- Les turbopompes : Dans les turbopompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur.

Et les turbopompes se subdivisent en :

- Pompe centrifuge ;
- Pompe hélice ;
- Pompe hélico-centrifuge.
- Pompe volumétrique ;
- Pompe à piston.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- Suivant la forme de la roue :
 - Pompes centrifuges radiales
 - Pompes centrifuges semi axial.
- Suivant la forme du corps de la pompe :
 - Pompe à volute ou colimaçon ;
 - A diffuseur circulaire ou type burine.
- Suivant le nombre de roue :
 - Monocellulaire : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m d'eau.
 - Multicellulaire : utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaine de mètres.
- Suivant la position de son axe :
 - Pompe à axe horizontal ;
 - Pompe à axe vertical.

IV.3 Choix des pompes :

Les critères qui guideront la sélection des pompes à installer incluent les suivants :

- Le débit à refouler
- La hauteur d'élévation à atteindre
- Le rendement de la pompe, qui doit être élevé pour minimiser les coûts d'exploitation
- Le point d'aspiration.

IV.4 Éléments constitutifs d'une pompe centrifuge

Une pompe centrifuge se compose des éléments suivants [7]:

- **La volute** : Également appelée corps de pompe, elle est profilée en forme de tubulure et sert à réduire la vitesse de l'eau à la sortie de la roue.
- **La roue** : C'est l'organe mobile de la pompe, aussi connu sous le nom de rotor ou d'impulseur. Elle est composée de deux flasques, l'un à l'avant, l'autre à l'arrière, et d'aubes dont la concavité est dirigée en sens opposé au centre de rotation de la machine. Les caractéristiques de la roue sont définies par les angles des aubes, les diamètres, la longueur et la vitesse de rotation requise.
- **La vis de remplissage** : Située sur le corps de la pompe
- **Le presse-étoupe** : Pour éviter toute entrée d'air ou de fluide dans le corps de la pompe, des pressions sont utilisées pour assurer l'étanchéité de la roue.
- **Les flasques** : Ils assurent la connexion entre la pompe et le système de tuyauterie.
- **Le palier** : Il supporte l'arbre de transmission, où se trouvent les différents roulements.
- **L'arbre** : Il est relié à un moteur électrique ou thermique.

IV.5 Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

Les caractéristiques d'une pompe centrifuge sont :

IV.5.1 Hauteur manométrique (Hmt)

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'à la refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \quad (IV.1)$$

Avec :

- ΔH_a : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- ΔH_r : Pertes de charge au refoulement en (m).

IV.5.2 Le débit (Q)

Le débit fourni par une pompe centrifuge est le volume refoulé pendant l'unité de temps, il s'exprime en (l/s).

IV.5.3 Le rendement (η)

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

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (\text{IV.2})$$

IV.5.4 La vitesse de rotation (N)

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps.

IV.5.6 La puissance absorbée par la pompe (P_a)

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW).

IV.6 Les courbes caractéristiques d'une pompe

Les courbes principales qui caractérisent une pompe et qui expriment ses performances sont [7] :

IV.6.1 La courbe débit - hauteur << $H = f(Q)$ >>

Elle exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.

IV.6.2 La courbe rendement – débit << $\eta = f(Q)$ >>

Cette courbe présente les valeurs du rendement en fonction du débit. Elle passe par l'origine puisque pour $Q = 0$, le rendement est nul.

IV.6.3 La courbe des puissances absorbées - débit << $P_a = f(Q)$ >>

Cette courbe présente les valeurs du rendement en fonction du débit. Elle passe par l'origine puisque pour $Q = 0$, le rendement est nul.

IV.7 Le point de fonctionnement d'une pompe

Il est défini comme étant le point d'intersection de la courbe << $H = f(Q)$ >> avec la courbe caractéristique de la conduite << $H_c = f(Q)$ >> Figure (IV.1)

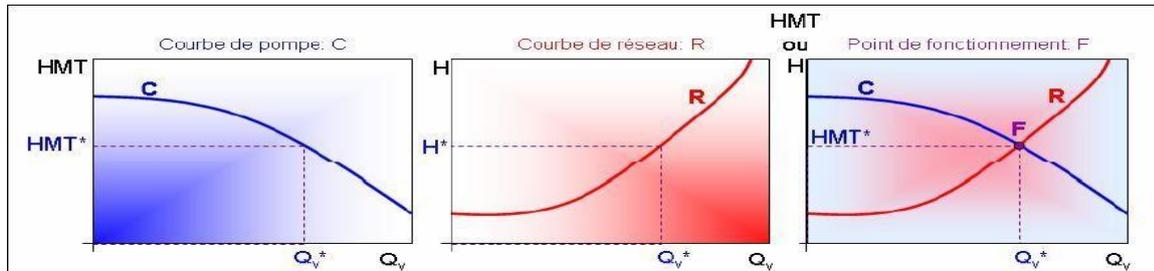


Figure (IV. 1) : Le point de fonctionnement d'une pompe

En particulier, dans le cas où le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter des modifications [7].

IV.7.1 Première variante : modification du temps de pompage

Il suffit de trouver un nouveau temps de pompage à partir de la formule suivante :

$$T_p \times Q = T \times Q_1 \quad (IV.3)$$

D'où :

$$T_p = T \times \frac{Q_1}{Q} \quad (IV.4)$$

Avec :

- T : temps de pompage, égal à 21 h ;
- T_p : nouveau temps de pompage ;
- Q_1 : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage (m³/s).
- Q : : Le débit au point de fonctionnement désiré (m³/s).

IV.7.1 Deuxième variante : Régulation par étouffement

La régulation par étouffement ou bien le vannage, consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q' . La valeur des pertes de charge s'exprime par la relation

suivante [9] :

$$\mathbf{h} = \mathbf{H}' - \mathbf{H1} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

- h : perte de charge engendrée par le vannage (m) ;

- H1 : la hauteur manométrique du point désiré (m) ;

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

Donc, la puissance absorbée par la pompe sera donnée par :

$$\mathbf{Pa} = \frac{\mathbf{g} \times \mathbf{Q}' \times \mathbf{H}'}{\boldsymbol{\eta}} \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- η : rendement de la pompe.

IV.7.3 Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage intervient par la réduction du diamètre extérieur de la roue, ce qui entraîne une

diminution de la hauteur d'élévation mais pour la même vitesse de rotation, on aura alors [9] :

$$\mathbf{m} = \left(\frac{\mathbf{Q}_1}{\mathbf{Q}_2}\right)^{1/2} \times \left(\frac{\mathbf{H}_1}{\mathbf{H}_2}\right)^{1/2} \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

- Le pourcentage de rognage (r) :

$$\mathbf{r} = (\mathbf{1} - \mathbf{m}) \times \mathbf{100\%} \quad (\text{IV.8})$$

- La puissance absorbée par la pompe :

$$\mathbf{Pa} = \frac{\mathbf{g} \times \mathbf{Q1} \times \mathbf{H1}}{\boldsymbol{\eta}} \quad (\text{KW}) \quad (\text{IV.9})$$

IV.7.4 Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

La diminution de la vitesse de rotation entraîne la diminution du débit ainsi que la puissance

absorbée. On trace la courbe iso-rendement ($H = aQ^2$) qui passe par l'origine et par le point P1 (Q_1, H_1) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q_3, H_3) [9].

-La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (IV.10)$$

- La puissance absorbée par la pompe :

$$P_a = \frac{\rho \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (KW) \quad (IV.11)$$

IV.8 Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique qui se produit lorsqu'un liquide est soumis à une baisse soudaine de pression, ce qui entraîne la formation de bulles de vapeur dans le liquide. Ces bulles se forment en raison de l'évaporation de petites quantités de liquide, qui se produisent lorsque la pression chute en dessous de la pression de vapeur du liquide.

La cavitation peut causer des dommages importants aux équipements et aux machines, en particulier dans les systèmes de pompage, les turbines et les hélices. Les bulles de vapeur formées par la cavitation peuvent causer des vibrations, des bruits, des pertes d'efficacité et des dommages à la surface des pièces en contact avec le liquide.

Afin d'éviter la cavitation, il est nécessaire de maintenir une pression suffisante à l'aspiration, également appelée la "charge nette minimale disponible à l'aspiration" (NPSH)_d, qui doit être supérieure à la "charge nette minimale requise à l'aspiration" (NPSH)_r, donnée par le fabricant.

Le NPSH requis (NPSH)_r est la hauteur minimale de liquide nécessaire au-dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation, et cela dépend du :

- type de pompe
- point de fonctionnement

Il est fourni sous la forme d'une courbe par le fabricant, montrant le NPSH requis en fonction du débit. Le NPSH disponible (NPSH)_d est simplement une mesure de la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau de pression le plus bas dans la pompe.

La condition de non cavitation se traduit par variation de la condition suivante :

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r \quad 17$$

➤ *Aspiration en dépression*

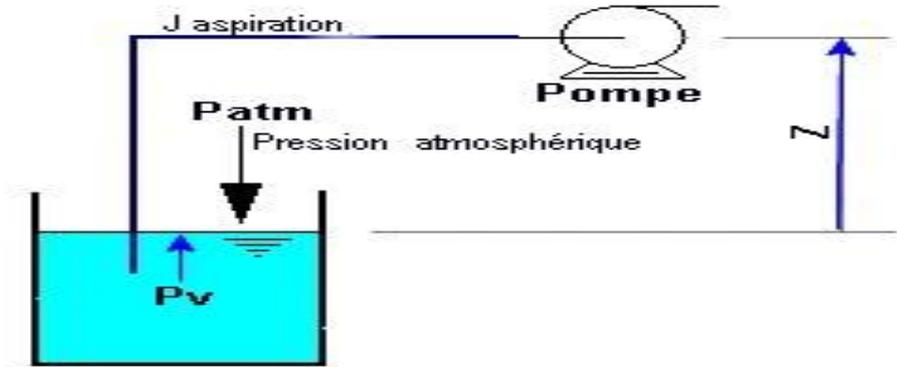


Figure (IV.2) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression

➤ *Aspiration en charge*

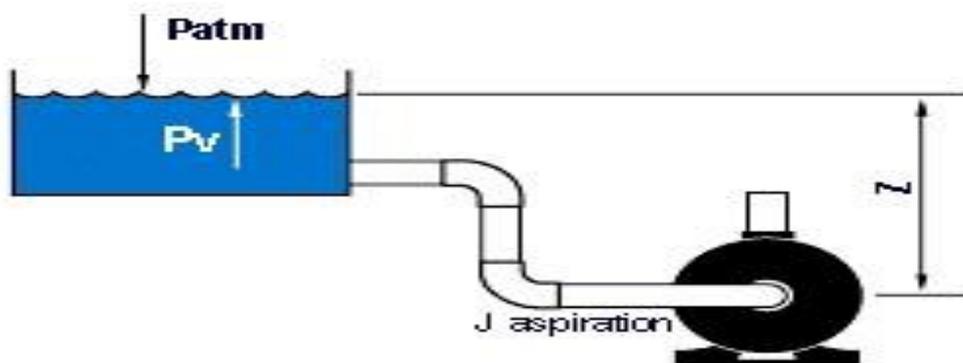


Figure (IV. 3) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge

Où, le NPSH_d : représente la charge nette à l'aspiration dépendant de l'installation.

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\rho} - H_a - (\Delta H + T_v) \quad (\text{Aspiration en dépression})$$

$$NPSH_d = P_0/\rho + H_a - (\Delta H + T_v) \text{ (Aspiration en charge)}$$

OU :

P_0/ρ : pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m.c.e).

H_a : Hauteur d'aspiration en m.

ΔH : Perte de charge à l'aspiration (m.c.e).

Les différentes tensions de vapeur sont données dans le tableau (IV.1) ci-après :

Tableau (IV.1) : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
H _v	0,06	0,083	0,125	0,24	0,23	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

IV.9 choix du type de pompe

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

IV.9.1 Tronçon Forage Allaghane- R Allaghene

➤ *Caractéristique de la conduite*

- Q = 12.3l/s
- H_g = 50 m
- H_{mt} = 54.8m

➤ *Caractéristiques de la pompe*

À partir du catalogue numérique, on opte pour une pompe immergée semi-axiale de type (E8S50/4M + MC615)

- - Q = 14.4 l/s
- - H = 56.6 m
- - P_a = 10.8 Kw
- (NP SH) r = 2.68m
- N = 2900 tr/min
- η = 75 %

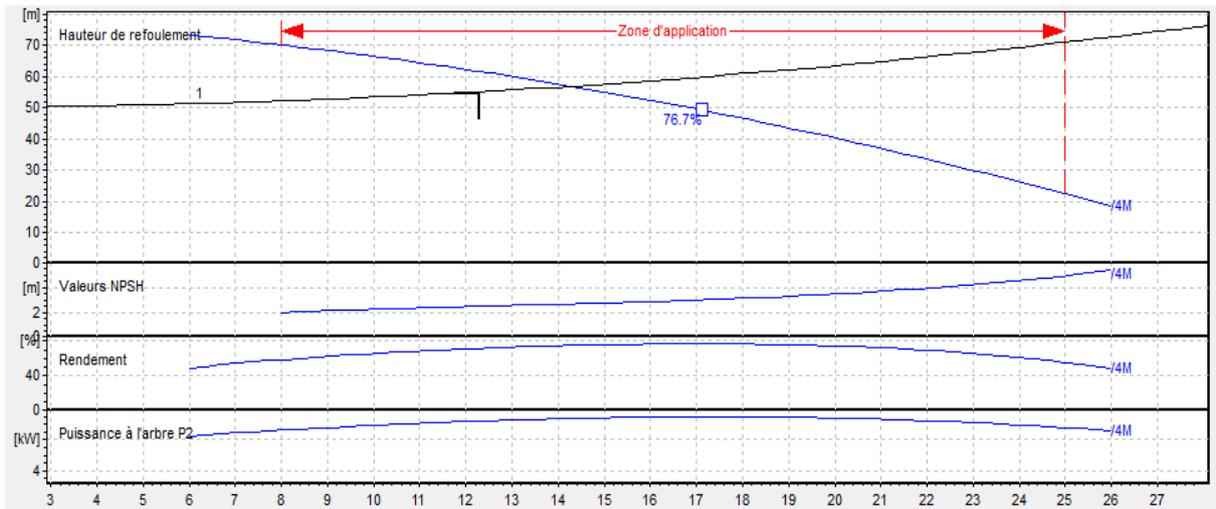


Figure (IV.4) : Les courbes caractéristiques de la pompe 1

D'après la figure (IV.2) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (14.4; 56.6) ne correspond avec le point désiré (12.3; 54.8).

A.1 Modification du temps de pompage

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage et le nouveau temps de pompage sera :

En appliquant la loi (IV.3) On trouve :

$$T' = 21 * \frac{12.3}{14.3}$$

$$= 18.06 \text{ h}$$

La puissance absorbée :

$$Pa = \frac{g \times Q \times H}{\eta}$$

$$Pa = \frac{9.81 \times 0.0144 \times 56.6}{0.75}$$

$$Pa = 10.66 \text{ Kw}$$

➤ calcul des frais d'exploitation

En appliquant les lois (III.12) et (III.13) du chapitre précédent on trouve :

$$Fexp = E * e = Pa * T * 365 * e$$

$$Fexp = 10.67 * 18.06 * 365 * 4.67$$

$$Fexp = 328\,159.2842 \text{ DA}$$

A.2 Régulation par étouffement (le vannage)

En appliquant la loi (IV.5) on trouve La perte de charge créée par la vanne d'étouffement.

$$D'o\grave{u} : \quad h = H' - H1 = 56.6 - 54.8 = 1.8 m$$

La puissance absorbée :

$$Pa = \frac{g \cdot Q \cdot H}{\eta}$$

$$pa = \frac{9.81 \cdot 0.0144 \cdot 54.8}{0.75}$$

$$= 10.32 \text{ Kw}$$

➤ calcul des frais d'exploitation

En appliquant les lois (3.12) et (3.13) du chapitre précédent on trouve :

$$Fexp = E \cdot e = Pa \cdot T \cdot 365 \cdot e$$

$$Fexp = 10.33 \cdot 21 \cdot 365 \cdot 4.67$$

$$Fexp = 369470.5562 \text{ DA}$$

A.3 Rognage de la roue :

Cette méthode est très difficile à réaliser, elle nécessite une très grande précision.

A.4 Modification de la vitesse de rotation de la pompe

En appliquant la loi (IV.10).

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \cdot \frac{Q1}{Q3} = 2900 \cdot \frac{12.3}{Q3}$$

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

$$H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \quad \longrightarrow \quad H_3 = 0.362 \times Q^2$$

L'équation de la pompe est donnée comme suit :

$$H' = a \times Q^2 + b$$

Pour :

$$\begin{array}{l} Q = 0 \text{ l/s,} \\ \\ Q = 14.4 \text{ l/s} \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} H' = 73.1 \text{ m} \\ \\ H' = 56.6 \text{ m} \end{array} \right.$$

D'où :

$$56.6 = a \times 14.4^2 + 73.1$$

Donc :

$$a = -0.07957$$

On pose : $H' = H_3 \quad \longrightarrow \quad -0.079957 \times Q^2 + 73.1 = 0,362 \times Q^2$

On trouve : $Q_3 = 12.87 \text{ l/s,} \quad H_3 = 59.92 \text{ m,} \quad P_3 (12.87; 59.92)$ Alors :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} = 2900 \times \frac{12.3}{12.87} = 2771.56 \text{ tr/min}$$

➤ **La puissance absorbée de la pompe :**

$$Pa = \frac{g \times Q_p \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0144 \times 59.92}{0.75}$$

$$= 11.286 \text{ kw}$$

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

En appliquant les lois (III.12) et (III.13) du chapitre précédent on trouve :

$$\begin{aligned} F_{exp} &= E \times e = Pa \times T \times 365 \times e \\ F_{exp} &= 11.286 \times 21 \times 365 \times 4.67 = 403990.4329 \end{aligned}$$

Du côté économique, notre choix se portera sur la modification du temps de pompage qui présente la variante la plus économique avec des frais d'exploitation de 328159.284 DA.

➤ **Etude de la cavitation**

On fixe $H_a = 1 \text{ m}$; $\Delta H_a = 0 \text{ m}$.

(NP SH) $r = 2.68 \text{ m}$

En appliquant la relation (4.11) ci-dessus, on aura :

(NP SH) $d = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09 \text{ m}$

D'où :

(NP SH) $d > (\text{NP SH})_r$, donc la pompe ne cavite pas.

IV.9.2 Tronçon SR1-SR2

➤ *Caractéristique de la conduite*

- $Q = 2.928 \text{ l/s}$
- $H_g = 112 \text{ m}$
- $H_{mt} = 132.19 \text{ m}$

➤ *Caractéristiques de la pompe*

À partir du catalogue numérique, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal de type (HMU40-1/ 7E).

- $Q = 3.26 \text{ l/s}$
- $H = 137 \text{ m}$
- $P_a = 6.93 \text{ Kw}$
- $(\text{NP SH})_r = 2.4 \text{ m}$
- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 62.9 \%$

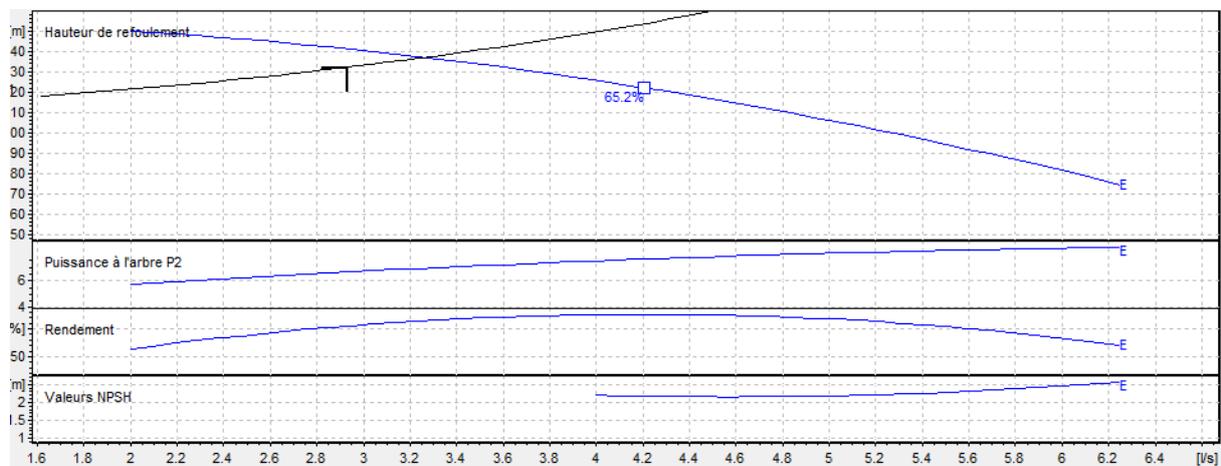


Figure (IV.5) : Les courbes caractéristiques de la pompe 2

D'après la figure (IV.3) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (3.26; 137) ne correspond pas avec le point désiré (2.93.; 132).

➤ **Modification du temps de pompage**

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage et le nouveau temps de pompage sera :

En appliquant la loi (IV.3) On trouve :

$$T' = 21 * \frac{2.93}{3.26}$$

$$= 18.87 \text{ h}$$

La puissance absorbée :

$$Pa = \frac{g \times Q \times H}{\eta}$$

$$Pa = \frac{9.81 \times 0.00293 \times 137}{0.629}$$

$$Pa = 6.26 \text{ Kw}$$

➤ **calcul des frais d'exploitation**

En appliquant les lois (III.12) et (III.13) du chapitre précédent on trouve :

$$F_{exp} = E * e = Pa * T * 365 * e$$

$$F_{exp} = 6.26 * 18.87 * 365 * 4.67$$

$$F_{exp} = 201\,366.951 \text{ DA}$$

➤ **Etude de la cavitation**

On fixe $H_a = 1 \text{ m}$; $\Delta H_a = 0 \text{ m}$.

$$(NP \text{ SH})_r = 2.4 \text{ m}$$

En appliquant la relation (IV.11) ci-dessus, on aura :

$$(NP \text{ SH})_d = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09 \text{ m}$$

D'où :

$(NP \text{ SH})_d > (NP \text{ SH})_r$, donc la pompe ne cavite pas.

IV.9.3 Tronçon SR2- R Thassergant

➤ Caractéristique de la conduite

- $Q = 1.9691/s$
- $H_g = 92 \text{ m}$
- $H_{mt} = 96.83 \text{ m}$

➤ Caractéristiques de la pompe

À partir du catalogue numérique, on opte pour une pompe immergée radiale de type (E4XFS /21+ MCH44)

- $Q = 1.95 \text{ l/s}$
- $H = 96.7 \text{ m}$
- $P_a = 2.77 \text{ Kw}$
- $(NP SH)_r = 2.46\text{m}$
- $N = 2800 \text{ tr/min}$
- $\eta = 66.4 \%$



Figure (IV.6) : Les courbes caractéristiques de la pompe 3

D'après la figure (IV.4) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (1.95; 97.7) correspond presque avec le point désiré (1.96; 97.8).

➤ Etude de la cavitation

On fixe $H_a = 1 \text{ m}$; $\Delta H_a = 0 \text{ m}$.

$$(NP SH)_r = 2.46 \text{ m}$$

En appliquant la relation (IV.11) ci-dessus, on aura :

$$(NP SH)_d = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09 \text{ m}$$

D'où :

$(NP SH)_d > (NP SH)_r$, donc la pompe ne cavite pas.

IV.9.4 Tronçon Forage Oukil-SR3

➤ Caractéristique de la conduite

- $Q = 15 \text{ l/s}$
- $H_g = 63 \text{ m}$
- $H_{mt} = 75.4735 \text{ m}$

➤ Caractéristiques de la pompe

À partir du catalogue numérique, on opte pour une pompe immergée de type (P7L/3/20/9D)

- - $Q = 15.8 \text{ l/s}$
- - $H = 76.8 \text{ m}$
- - $P_a = 15.5 \text{ Kw}$
- $(NP SH)_r = 2.86 \text{ m}$
- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 76.6 \%$

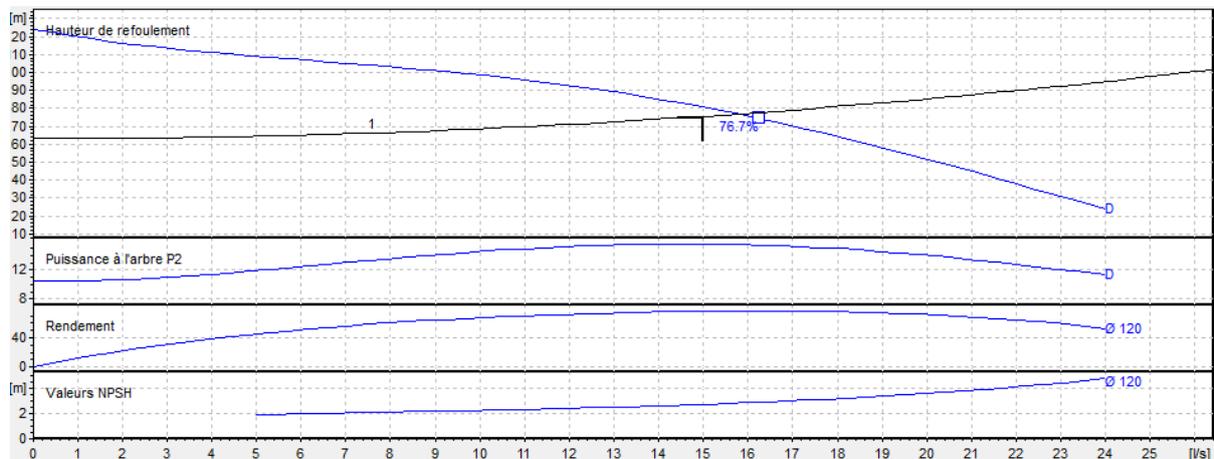


Figure (IV.7) : Les courbes caractéristiques de la pompe 4

D'après la figure (IV.5) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (15.8 ; 76.8) ne correspond pas avec le point désiré (15 ; 75.47).

A.1 Modification du temps de pompage

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage et le nouveau temps de pompage sera :

En appliquant la loi (IV.3) On trouve :

$$T' = 21 * \frac{15}{15.8}$$

$$= 19.94 \text{ h}$$

La puissance absorbée :

$$Pa = \frac{g*Q*H}{\eta}$$

$$= 14.75 \text{ Kw}$$

➤ **calcul des frais d'exploitation**

En appliquant les lois (III.12) et (III.13) du chapitre précédent on trouve :

$$Fexp = E * e = Pa * T * 365 * e$$

$$Fexp = 10.67 * 19.94 * 365 * 4.67$$

$$Fexp = 501\,333.723 \text{ DA}$$

A.2 Régulation par étouffement (le vannage)

En appliquant la loi (IV.5) on trouve La perte de charge créée par la vanne d'étouffement.

D'où : $h = H' - H1 = 76.8 - 75.47 = 1.33 \text{ m}$

La puissance absorbée :

$$Pa = \frac{g*Q*H}{\eta}$$

$$pa = \frac{9.81 * 0.0158 * 75.47}{0.766}$$

$$= 15.27 \text{ Kw}$$

➤ **calcul des frais d'exploitation**

En appliquant les lois (III.12) et (III.13) du chapitre précédent on trouve :

$$Fexp = E * e = Pa * T * 365 * e$$

$$Fexp = 15.27 * 21 * 365 * 4.67$$

$$Fexp = 546\,598.0485 \text{ DA}$$

A.3 Rognage de la roue :

Cette méthode est très difficile à réaliser, elle nécessite une très grande précision.

A.4 Modification de la vitesse de rotation de la pompe

En appliquant la loi (IV.10).

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N * \frac{Q1}{Q3} = 2900 * \frac{15}{Q3}$$

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

$$H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \longrightarrow H_3 = 0.3354 \times Q^2$$

L'équation de la pompe est donnée comme suit :

$$H' = a \times Q^2 + b$$

Pour :

$$Q = 0 \text{ l/s,}$$

$$Q = 15.8 \text{ l/s}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H' = 124 \text{ m} \\ H' = 76.8 \text{ m} \end{array} \right.$$

D'où :

$$76.8 = a \times 15.8^2 + 124$$

Donc :

$$a = -0.189072$$

On pose : $H' = H_3 \longrightarrow -0.189072 \times Q^2 + 124 = 0.3354 \times Q^2$

On trouve : $Q_3 = 15.38 \text{ l/s, } H_3 = 79.28 \text{ m, } P_3 (15.38; 79.28)$ Alors :

$$N' = N \times \frac{Q1}{Q3} = 2900 \times \frac{15}{15.38} = 2828.35 \text{ tr/min}$$

➤ **La puissance absorbée de la pompe :**

$$Pa = \frac{g \times Qp \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.058 \times 79.28}{0.766}$$

$$= 16.13 \text{ kw}$$

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

En appliquant les lois (III.12) et (III.13) du chapitre précédent on trouve :

$$Fexp = E \times e = Pa \times T \times 365 \times e$$

$$Fexp = 16.13 \times 21 \times 365 \times 4.67 = 577\,249.81742 \text{ DA}$$

Du côté économique, notre choix se portera sur la modification du temps de pompage qui présente la variante la plus économique avec des frais d'exploitation de 501 333.723 DA

➤ **Etude de la cavitation**

On fixe $H_a = 1 \text{ m}$; $\Delta H_a = 0 \text{ m}$.

$$(NP\ SH)_r = 2.86 \text{ m}$$

En appliquant la relation (IV.11) ci-dessus, on aura :

$$(NP\ SH)_d = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09 \text{ m}$$

D'où :

$(NP\ SH)_d > (NP\ SH)_r$, donc la pompe ne cavite pas.

IV.9.5 Tronçon SR3-R Ikhervane :

➤ **Caractéristique de la conduite**

$$- Q = 15.96 \text{ l/s}$$

$$- H_g = 223 \text{ m}$$

- **Hmt** = 230.299m

➤ **Caractéristiques de la pompe**

À partir du catalogue numérique, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de type (PM 80/ 6 C).

- - **Q** 20.1 l/s
- - **H** = 235 m
- - **Pa** = 62.6 Kw
- - **(NP SH)_r** = 3.02m
- - **N** = 2900 tr/min
- - **η** = 74.2 %

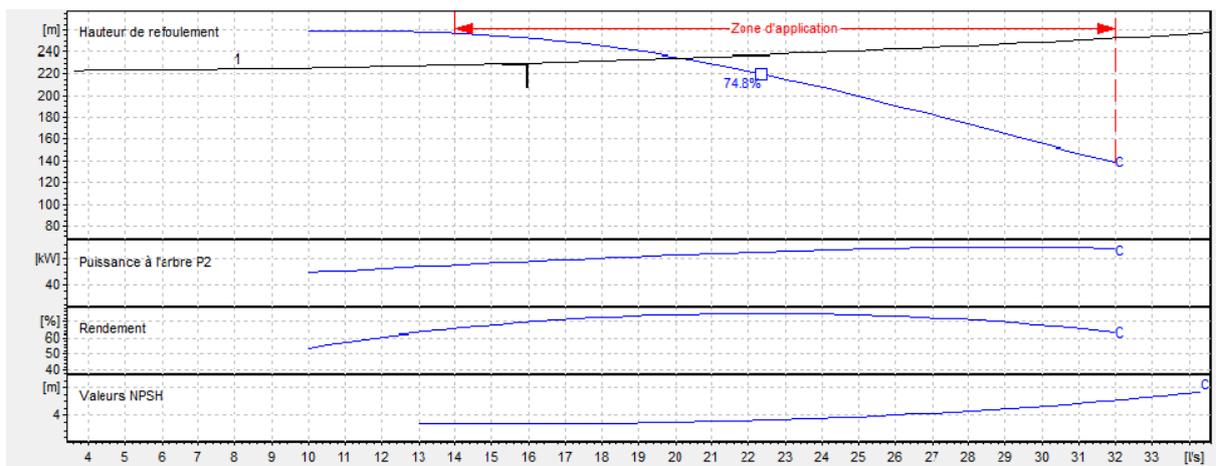


Figure (IV.8): Les courbes caractéristiques de la pompe 5

D'après la figure (IV.6) ci-dessus, on remarque que le point de fonctionnement (20.1; 235) ne correspond pas avec le point désiré (15.96; 230).

A.1 Modification du temps de pompage

Afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées, il y a lieu de varier le temps de pompage et le nouveau temps de pompage sera :

En appliquant la loi (IV.3) On trouve :

$$T' = 21 * \frac{15.96}{20.1}$$

$$= 16.67 \text{ h}$$

La puissance absorbée :

$$Pa = \frac{g * Q * H}{\eta}$$

$$= 62.44 \text{ Kw}$$

➤ **calcul des frais d'exploitation**

En appliquant les lois (III.12) et (III.13) du chapitre précédent on trouve :

$$F_{exp} = E * e = Pa * T * 365 * e$$

$$F_{exp} = 62.44 * 16.67 * 365 * 4.67$$

$$F_{exp} = 1\,774\,493.311\text{DA}$$

A.2 Régulation par étouffement (le vannage)

En appliquant la loi (IV.5) on trouve La perte de charge créée par la vanne d'étouffement.

D'où :
$$h = H' - H_1 = 235 - 230 = 5\text{ m}$$

La puissance absorbée :

$$Pa = \frac{g * Q * H}{\eta}$$

$$pa = \frac{9.81 * 0.0201 * 230.29}{0.742}$$

$$= 61.2\text{ Kw}$$

➤ calcul des frais d'exploitation

En appliquant les lois (III.12) et (III.13) du chapitre précédent on trouve :

$$F_{exp} = E * e = Pa * T * 365 * e$$

$$F_{exp} = 61.2 * 21 * 365 * 4.67$$

$$F_{exp} = 2\,190\,687.66\text{ DA}$$

A.3 Rognage de la roue :

Cette méthode est très difficile à réaliser, elle nécessite une très grande précision.

A.4 Modification de la vitesse de rotation de la pompe

En appliquant la loi (IV.10).

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N * \frac{Q_1}{Q_3} = 2900 * \frac{15.96}{Q_3}$$

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

$$H_3 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2 \quad \longrightarrow \quad H_3 = 0.904 \times Q^2$$

L'équation de la pompe est donnée comme suit :

$$H' = a \times Q^2 + b$$

Pour :

$$Q = 0 \text{ l/s,}$$

$$Q = 20.1 \text{ l/s}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H' = 259 \text{ m} \\ H' = 235 \text{ m} \end{array} \right.$$

D'où :

$$235 = a \times 20.1^2 + 259$$

Donc :

$$a = -0.05940447$$

On pose : $H' = H_3$ \longrightarrow $-0.05940447 \times Q^2 + 259 = 0.904 \times Q^2$

On trouve : $Q_3 = 16.4 \text{ l/s, } H_3 = 243.14 \text{ m, } P_3 (16.074; 232.12)$

Alors :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} = 2900 \times \frac{15.96}{16.4} = 2774.45 \text{ tr/min}$$

➤ **La puissance absorbée de la pompe :**

$$Pa = \frac{g \times Qp \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.0201 \times 243.14}{0.742}$$

$$= 64.61 \text{ kw}$$

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

En appliquant les lois (III.12) et (III.13) du chapitre précédent on trouve :

$$F_{exp} = E \times e = Pa \times T \times 365 \times e$$

$$F_{exp} = 64.61 \times 21 \times 365 \times 4.67 = 2\,312\,750.4855 \text{ DA}$$

Du côté économique, notre choix se portera sur la modification du temps de pompage qui présente la variante la plus économique avec des frais d'exploitation de 1 774 493.311DA

➤ **Etude de la cavitation**

On fixe $H_a = 1$ m ; $\Delta H_a = 0$ m.

$$(NP\ SH)_r = 3.02\text{ m}$$

En appliquant la relation (IV.11) ci-dessus, on aura :

$$(NP\ SH)_d = 10.33 + 1 - (0 + 0.24) = 11.09\text{ m}$$

D'où :

$(NP\ SH)_d > (NP\ SH)_r$, donc la pompe ne cavite pas.

IV.10 Conclusion

Dans cette partie, nous avons identifié les caractéristiques des pompes adaptées à notre projet, sans faire la promotion d'une marque ou d'un fabricant particulier. Pour les forages, il est recommandé l'utilisation de pompes immergées. Il est important de souligner que les choix proposés ne sont pas définitifs et peuvent être modifiés en fonction de nos exigences particulières.

Chapitre V

Protection des conduites (coup du bélier)

V.1 Introduction :

Un coup de bélier est une surpression subite qui crée une onde de choc dans les tuyauteries ou les échangeurs de chaleur, souvent causant des dommages mécaniques et des ruptures. Cette surpression se produit lorsqu'un flux d'eau en mouvement est brusquement arrêté par la fermeture d'une vanne, créant une forte poussée de pression qui se propage à travers le système, provoquant des vibrations et des bruits. Les variations de débit peuvent également perturber la pression et créer une onde élastique de surpression ou de dépression dans la conduite. Les coups de bélier peuvent être évités en installant des dispositifs d'atténuation, tels que des amortisseurs hydrauliques ou des soupapes de décharge de pression.

V.2 Objectifs d'une étude anti-bélier :

L'étude anti-coup de bélier doit être menée soigneusement avec différents paramètres entrant en jeu, par exemple le type de réseau à sécuriser et la nature de fluide qui s'écoule dans la conduite avant tout choix utile de sécurisation.[10]

Il faut déterminer les caractéristiques suivantes :

- Déterminer les pressions minimales et maximales pouvant survenir sur un réseau d'eau, à la suite d'une manœuvre ou d'un événement exceptionnel (coupure ou rupture de l'alimentation électrique par exemple),
- Définir les éléments à mettre en place afin que les pressions restent dans les limites des pressions minimales et maximales admissibles au niveau des canalisations et des différents organes qui composent le réseau.

V.3 Causes fréquentes du coup de bélier :

En ingénierie d'hydraulique, les causes fréquentes occasionnant des coups de bélier sont :

- l'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites gravitaires en charge
- la mise en marche ou l'arrêt des pompes sur des conduites de refoulement ;
- vidange ou remplissage inadéquat de la conduite en charge ;
- implosion des poches d'air suite à une cavitation ;
- modification de la vitesse angulaire d'une pompe ;
- coupure électrique inopinée dans une station de pompage qui est la cause la plus fréquente du coup de bélier en hydraulique urbaine ;
- la mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine ;
- variation d'un plan d'eau relié à un réseau en charge ;
- vibration des accessoires de contrôle comme les vannes.

Cette liste n'est pas exhaustive et de nombreuses autres situations complexes peuvent également entraîner ce phénomène.

V.4 Risques et dommages conséquents aux coups de bélier :

Le coup de bélier peut engendrer des conséquences néfastes pour les installations hydrauliques. Les risques et dommages causés par ce phénomène transitoire sont multiples. Parmi eux, on peut citer:

- a) Surpressions excessives : En cas de coup de bélier, des surpressions peuvent provoquer des déformations permanentes, la rupture des conduites, des fuites massives et des désordres d'infrastructures. Tout cela peut arriver si la pression totale dépasse la pression maximale admissible des canalisations.
- b) Très basses pressions : Les conduites et les joints peuvent être aplatis et contaminés si la pression dans la conduite atteint le vide barométrique, ce qui peut provoquer une cavitation et une séparation de la veine liquide. Si le profil de la conduite est tourmenté, la poche de vapeur peut se résorber lors de la phase de surpression, entraînant une pression quatre fois supérieure à la pression de service. Il est donc important d'éviter ce risque à tout prix.
- c) Inversion de l'écoulement : Lorsqu'il y a inversion du sens d'écoulement dans une pompe sans clapet de retenue, cela peut entraîner un fonctionnement en dévirage, endommageant ainsi le groupe motopompe. Dans certains cas, cela peut également provoquer la vidange des réservoirs de stockage et d'accumulation.
- d) Mouvements et vibrations des conduites : Les vibrations excessives d'une conduite peuvent surcharger les points d'ancrage et les butées, ce qui peut entraîner leur rupture et endommager la conduite elle-même. Cela se produit souvent lorsque la conduite entre en résonance.

V.5 Moyens de protection contre le coup de bélier

- Volant d'inertie ;
- Soupape de décharges ;
- Les ventouses ;
- Clapet by-pass,
- Cheminée d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Vanne de fermeture

Des mesures de prévention contre le phénomène du coup de bélier incluent l'utilisation de dispositifs de protection qui visent à limiter à la fois la dépression et la surpression. Les dispositifs les plus couramment utilisés comprennent [10]:

V.5.1 Le volant d'inertie :

Un dispositif mécanique qui permet de stocker de l'énergie cinétique sous forme de mouvement rotatif. Dans le contexte de la protection contre le coup de bélier, il est utilisé pour limiter les dépressions en prolongeant le temps d'arrêt du moteur. En effet, lorsqu'un fluide est en mouvement

dans une conduite, il possède de l'énergie cinétique qui peut causer des variations de pression brusques en cas d'arrêt brusque du flux, par exemple lors de la fermeture rapide d'une vanne. Le volant d'inertie permet de maintenir un certain mouvement rotatif dans la conduite après l'arrêt du moteur, ce qui réduit l'effet de la dépression due à l'arrêt brusque du flux et donc diminue le risque de coup de bélier.

V.5.2 La soupape de décharge :

Est un dispositif de protection utilisé pour limiter les surpressions dans une conduite. Elle est généralement constituée d'un corps de vanne, d'un siège, d'un ressort et d'un obturateur. Lorsque la pression dans la conduite dépasse une valeur prédéfinie, la soupape s'ouvre pour permettre au fluide de s'échapper et de revenir à une pression normale. Cela permet de protéger les équipements en aval de la conduite contre les surpressions qui peuvent causer des dommages. Cependant, il est important de noter que la soupape de décharge ne protège pas contre les dépressions, qui peuvent également causer des dommages aux équipements en aval. De plus, avec le temps, le ressort peut devenir raide et perdre de son efficacité, ce qui diminue la capacité de la soupape à protéger contre les surpressions.

V.5.3 Le réservoir d'air :

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression dans une cuve métallique disposée dans la station de pompage et raccordée à l'aval du clapet de côté refoulement. A la disjonction on aura dépression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. Après diminution progressive puis annulation du débit dans la conduite, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche.

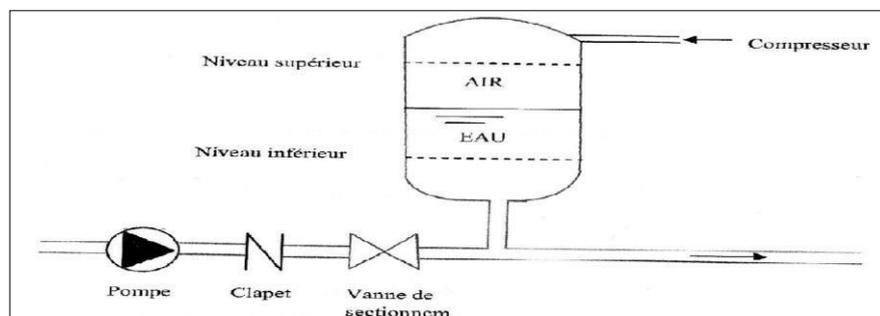


Figure (V.1) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air

V.5.4 La cheminée d'équilibre

C'est une alternative aux réservoirs d'air pour réduire les surpressions produites par le coup de bélier dans les conduites forcées. Elle se compose d'un réservoir cylindrique à l'air libre, placé en dérivation à la jonction d'une galerie d'aménée en charge et d'une conduite forcée. Les cheminées d'équilibre sont utilisées sur les tracés de refoulement comportant des points hauts ou sujets à la cavitation en régime transitoire. Ils sont pratiques car ils ne nécessitent aucun entretien et protègent les parties difficiles d'accès du parcours. Les dimensions des cheminées d'équilibre peuvent être importantes pour les hauteurs de refoulement moyennes ou grandes.

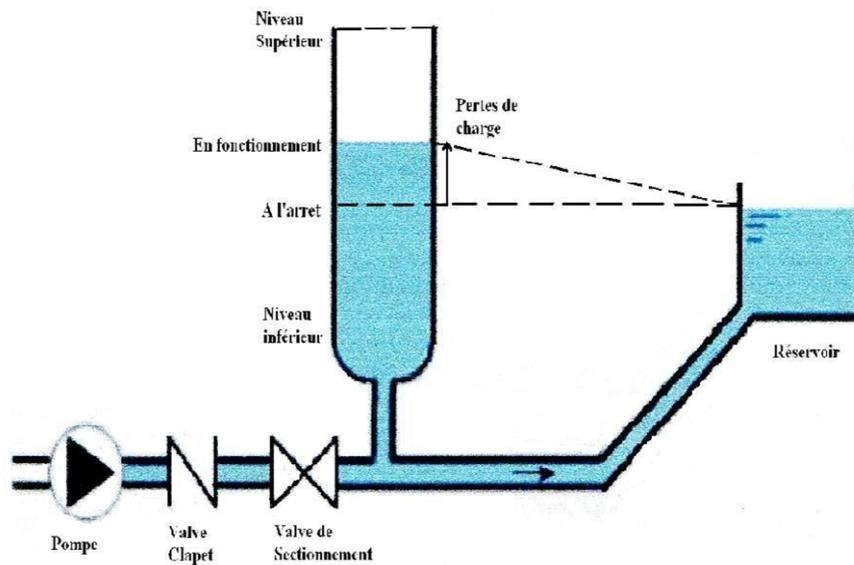


Figure (V. 2) : cheminée d'équilibre

V.6 Etude du coup de bélier

L'objectif de cette étude est de déterminer les surpressions et les dépressions dans les différentes sections, et s'assurer que ces valeurs restent inférieures à la pression de service requise.

V.6.1 Valeurs numériques du coup de bélier

La célérité de l'onde (a) est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K_C \times D_{int}}{e}}} \quad (V.1)$$

Avec :

- a : la célérité de l'onde (m/s) ;
- D_{int} : diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- K : coefficient dépendant de la nature de la conduite (83 pour le PEHD et 0.6 pour la Fonte) ;
- e : épaisseur de la conduite (mm).

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

➤ **Cas d'une fermeture brusque**

Une fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture (T_f), tel que :

$$T_f < \frac{2 \times l}{a} \quad (\text{V.2})$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{V.3})$$

Avec :

- B : valeur du coup de bélier (m) ;
- V_0 : vitesse de l'eau dans la conduite en régime permanent initial (m/s) ;
- g : accélération de la pesanteur (m/s²).
- La valeur maximale de la pression – surpression :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{V.4})$$

- La valeur minimale de la pression – dépression :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{V.5})$$

Avec :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{V.6})$$

D'où :

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

➤ **Cas d'une fermeture lente**

Une fermeture lente est caractérisée par un temps (T_f), tel que :

$$T_f > \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{V.7})$$

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

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T_f} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

- L : la longueur de la conduite (m) ;

- T_f : le temps de fermeture de la vanne (s).

V.6.2 Calcul de la valeur du coup de bélier pour les différents tronçons du refoulement

A - Caractéristiques des tronçons

Les caractéristiques des différents tronçons sont données dans la table (V.1) ci-après :

Tableau (V.1) : Caractéristiques des tronçons (refoulement)

Tronçon	D_{ext} (mm)	e (mm)	V (m/s)	L (m)
Forage Allaghene_R Allaghene	160	14.6	0.9158	758
SR1-SR2	75	6.8	0.989	1043
SR2-R Thassergant	75	6.8	0.665	538
Forage Oukil- SR3	160	14.6	1.1169	1366
SR3-R Ikhervane	200	5.4	0.5679	3949

Les valeurs du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau (V.2) ci-après :

Tableau (V.2) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (refoulement)

Tronçon	H_g (m)	H_0 (m)	a (m/s)	B (m)	H_s (m)	H_d (m)	PNS (bar)	matériaux
Forage Allaghene_R Allaghene	50	60	351.8058	32.8424	92.8424	27.1576	16	PEHD
SR1-SR2	112	122	350.5130	35.3371	157.3371	86.6629	16	PEHD
SR2-R Thassergant	92	102	350.5130	23.7606	125.7606	78.2394	16	PEHD
Forage Oukil- SR3	63	73	351.8058	40.0542	113.0542	32.9458	16	PEHD
SR3-R Ikhervane	223	233	1 189.0468	68.8338	301.8338	164.1662	40	Fonte

B- Interprétation des résultats

En se référant au tableau (V.2) fournie, il est observé le long de la chaîne de refoulement que les dépressions présentent des valeurs acceptables qui ne posent aucun risque pour les conduites. De plus, les valeurs des surpressions ne dépassent pas les pressions nominales spécifiées (PN16 et PN40).

Remarque

La conduite admet généralement un coefficient de sécurité allant de 10 à 20 % et parfois même 30 % pour certains types de conduites comme la fonte. Si on prend un coefficient de sécurité de 10 % (une valeur minimale

V.7 Conclusion

Ce chapitre s'est concentré sur le phénomène du coup de bélier et a examiné les valeurs de dépressions et de surpressions dans les conduites de refoulement. Il est important de noter que ces valeurs restent largement acceptables et ne dépassent pas les pressions nominales. Par conséquent, il n'est pas nécessaire de mettre en place des dispositifs de protection contre le coup de bélier dans ces conduites.

Cependant, pour les conduites gravitaires, il est recommandé d'installer des vannes à fermeture lente.

Chapitre VI

Distribution

VI.1 Introduction

Un réseau de distribution d'eau est un système de canalisations et d'infrastructures conçu pour acheminer l'eau potable depuis sa source jusqu'aux consommateurs. Il s'agit d'un élément crucial de l'infrastructure urbaine, permettant d'approvisionner les habitants en eau potable pour leurs besoins domestiques, industriels et commerciaux.

VI.2 Classification des réseaux de distribution

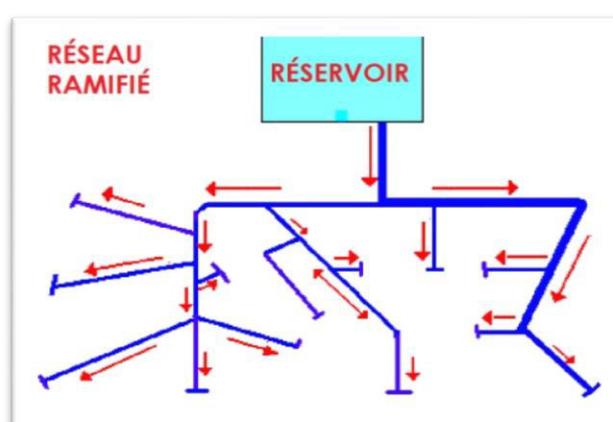
Le réseau dépend de la configuration de l'agglomération. On distingue trois types de réseaux de distribution [7] :

- Réseau ramifié
- Réseau maillé
- Réseau étage

VI.2.1 Réseau ramifié

Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Il est économique, mais il manque de sécurité et de souplesse, une rupture sur la conduite principale prive tous les abonnés à l'aval d'eau [7].

La Figure (VI.1) ci-après représente un schéma d'un réseau ramifié.



Figure(VI.1): Schéma d'un réseau ramifié

VI.2.2 Réseau maillé :

Un réseau étage ou, autrement dit, combiné est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillé. Conseillé dans le cas d'agglomération présentant des différences de niveaux importantes, il évite les problèmes énormes posés par les fortes pressions pour assurer une pression de service acceptable ; par contre la maintenance des équipements de sectionnement est fréquente [7].

La Figure (VI.2) ci-après représente un schéma du réseau étage.

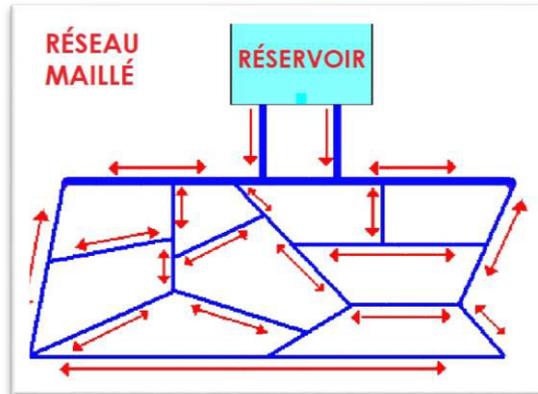


Figure (VI. 2): Schéma d'un réseau maillé

VI.2.3 Réseau étagé :

Un réseau étage ou, autrement dit, combiné est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillé. Conseillé dans le cas d'agglomération présentant des différences de niveaux importantes, il évite les problèmes énormes posés par les fortes pressions pour assurer une pression de service acceptable ; par contre la maintenance des équipements de sectionnement est fréquente.

La Figure (VI.3) ci-après représente un schéma du réseau étage.

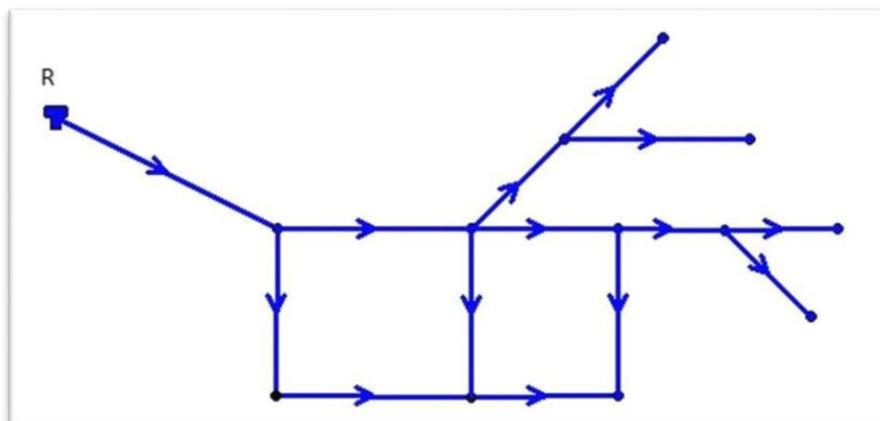


Figure (VI.3) : schéma d'un réseau étage

VI.3 Conception d'un réseau :

La conception d'un réseau de distribution nécessite la prise en compte de divers facteurs susceptibles d'influencer le réseau, parmi lesquels :

- L'emplacement des quartiers ;
- L'emplacement des consommateurs ;
- Le relief ;
- La volonté de fournir un service souple et précis.

Il est important de prendre en considération ces éléments lors de la planification d'un réseau de distribution.

VI.4 Choix du type des matériaux :

Dans cette étude, nous avons choisi d'utiliser des conduites en PEHD. Les éléments suivants doivent être pris en compte :

- Le diamètre de la conduite.
- La pression de service que le matériau doit supporter.
- Les conditions dans lesquelles la conduite sera installée.
- Le prix et la durée de vie du matériau.
- La disponibilité du diamètre sur le marché.

VI.5 Equipements et accessoires du réseau de distribution :

VI.5.1 Canalisations

Le réseau de distribution comprend les éléments suivants [14] :

- Les conduites principales, qui partent d'un réservoir ou d'une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.
- Les conduites secondaires, qui relient les conduites principales aux branchements.

VI.5.2 Organes accessoires :

Les principaux organes accessoires sont les suivants [7]:

VI.5.2.1 Robinets vannes :

Ces robinets sont situés à chaque nœud du réseau et permettent d'isoler les différentes sections du réseau lors de travaux de répartition. Ils permettent également de réguler les débits et sont manipulés depuis le sol à l'aide d'une clé appelée "béquille"

VI.5.2.2 Décharges:

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution, permettant la vidange dans un regard en maçonnerie.

VI.5.2.3 Bouches ou poteaux d'incendie:

Les bouches ou poteaux d'incendie doivent être raccordés aux conduites capables de fournir un débit de 16.66 l/s avec une pression de 10 m.

VI.5.2.4 Ventouses:

Les ventouses permettent d'évacuer l'air des conduites de manière permanente. Elles évacuent l'air à grand débit lors du remplissage initial de la canalisation et permettent l'entrée d'air à grand débit lors de la vidange de la canalisation.

VI.5.2.5 Régulateurs de pression :

Ce sont des dispositifs qui permettent de réguler la pression de manière à fournir au réseau de distribution les pressions souhaitées.

VI.5.2.6 Pièces spéciales de raccordement :

- Coudes : Utilisés pour changer la direction de la canalisation.
- Tés : Utilisés pour raccorder la canalisation secondaire à la canalisation principale.
- Cônes : Utilisés pour joindre des conduites de diamètres différents.
- Bouchons d'extrémités : Ce sont des dispositifs placés aux extrémités des conduites de distribution pour servir de fermeture finale des tronçons.

VI.6 Exigences d'un réseau de distribution Pour qu'un réseau soit performant, les critères suivants doivent être respectés :

- La pression doit être supérieure à 1 bar.
- La pression maximale sur l'ensemble du réseau ne doit jamais dépasser 6 bars (60 mce) pour éviter les problèmes. Dans certains cas, une distribution étagée ou l'installation de réducteurs de pression peuvent être envisagés.
- Les vitesses d'écoulement doivent être comprises entre 0,5 et 1,5 m/s.
- Les diamètres des conduites doivent permettre le passage des débits de pointe.

La détermination des débits dans un réseau de distribution se fait selon les étapes suivantes :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
- On détermine le débit spécifique, puis les débits en route.
- Avec les débits en route, on détermine les débits présumés aux nœuds.

La Figure (VI.4) ci-après représente le schéma d'ossature du réseau de distribution du village Allaghene

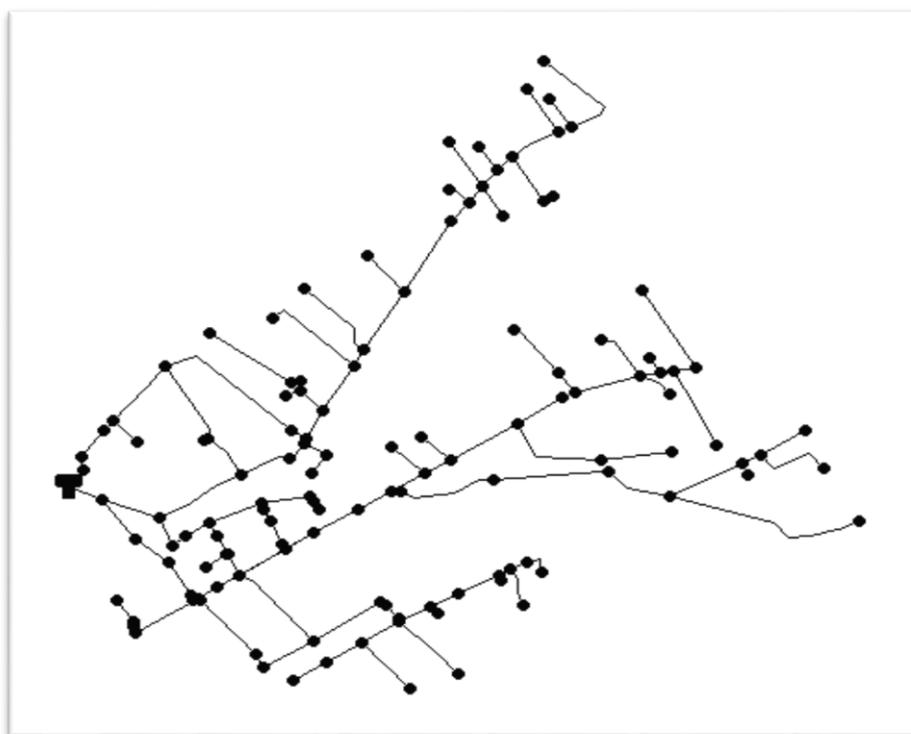


Figure (VI.4) : Schéma d'ossature du réseau de distribution du village Allaghene

VI.7 Description du réseau de distribution :

Dans cette étude, nous avons choisi de réaliser la distribution pour le village d'Allaghene avec un débit maximum journalier de 814.39 m³/j. Cette distribution est assurée par un réservoir semi-enterré de 400 m³ dont la côte radiée est de 262 m. Le réseau sera constitué d'un linéaire de 6905.22 m. Le schéma du réseau sur Epanet est illustré dans la figure (VI.3) ci-dessous.

VI.8 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Le système de distribution avec un réservoir en amont se divise en deux cas :

- Le cas de pointe.
- Le cas de pointe plus incendie. Étant donné les caractéristiques de la zone d'étude et la valeur du débit de pointe, nous allons procéder au calcul pour le cas de pointe.

VI.8.1 Débit de pointe :

La consommation la plus élevée est enregistrée pendant la journée, et c'est ce débit qui est utilisé pour dimensionner le réseau de distribution.

$$Q_p = 814.39 \times 0,085 = 69.22 \text{ m}^3/h = 19.22 \text{ l/s}$$

VI.8.2 Débit spécifique :

C'est la quantité d'eau consommée par un mètre linéaire de conduites pendant une seconde, il est donné par la relation suivante :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

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

VI.8.3 Débit de route :

Il se définit comme étant le débit répartis uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$Q_r = Q_s \times L_{ij} \quad (VI.2)$$

Avec :

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

VI.8.4 Débit au nœud :

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

$$Q_n = 0,5 \times \sum Q_r + \sum Q_c \quad (VI.3)$$

Avec :

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

VI.8.5 Calcul de la pression :

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

$$P_{aval} = CP_{aval} - CTN_{aval} \quad (VI.4)$$

Avec :

- P_{aval} : Pression au sol du nœud aval (m)
- CP_{aval} : Cote piézométrique du nœud aval (m) ;
- CTN_{aval} : Cote du terrain naturel du nœud aval (m). La cote piézométrique d'un nœud se détermine par la relation suivante :

$$CP_{aval} = CP_{amont} - \Delta H_t \quad (VI.5)$$

Avec :

- CPaval : Côte piézométrique du nœud aval (m) ;
- CPamont : Côte piézométrique du nœud amont (m) ;
- ΔH_t : Pertes de charge totales (m)

VI.9 Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds :

La récapitulation des différents résultats des débits est donnée dans le tableau (VI.1) suivant et les tableaux restants se trouvent dans l'annexe 6 :

Tableau (VI.1) : Calcul des débits en route et débits de nœuds

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
R	P-8	63.258	0.00278	0.176	0.224
	P-124	15.261	0.00278	0.042	
2	P-66	177.460	0.00278	0.493	0.296
	P-67	33.461	0.00278	0.093	
3	P-1	16.632	0.00278	0.046	0.272
	P-66	177.460	0.00278	0.493	
4	P-1	16.632	0.00278	0.046	0.041
	P-2	11.294	0.00278	0.031	
5	P-2	11.294	0.00278	0.031	0.144
	P-3	90.310	0.00278	0.251	
6	P-3	90.310	0.00278	0.251	0.247
	P-4	85.699	0.00278	0.238	
7	P-4	85.699	0.00278	0.238	0.261
	P-127	100.258	0.00278	0.279	
8	P-5	44.248	0.00278	0.123	0.152
	P-8	63.258	0.00278	0.176	
9	P-5	44.248	0.00278	0.123	0.110
	P-104	33.265	0.00278	0.092	
10	P-126	16.265	0.00278	0.045	0.187
	P-127	100.258	0.00278	0.279	
	P-124	15.261	0.00278	0.042	
11	P-126	16.265	0.00278	0.045	0.169
	P-110	32.259	0.00278	0.089	
	P-64	70.222	0.00278	0.195	
12	P-115	53.215	0.00278	0.148	0.209
	P-62	60.758	0.00278	0.169	
	P-6	33.606	0.00278	0.093	
13	P-6	33.606	0.00278	0.093	0.113
	P-129	46.258	0.00278	0.128	
14	P-7	55.933	0.00278	0.155	0.153
	P-12	4.776	0.00278	0.013	
	P-129	46.258	0.00278	0.128	
15	P-100	23.251	0.00278	0.064	0.352
	P-51	57.945	0.00278	0.161	
	P-8	112.262	0.00278	0.312	
	P-7	55.933	0.00278	0.155	

VI.10 Modélisation du réseau par logiciel Epanet :

Epanet est un programme informatique utilisé pour étudier les systèmes de distribution d'eau potable. Son objectif principal est de simuler le comportement hydraulique et qualitatif de l'eau à travers les réseaux de distribution sous pression sur de longues durées [11].

VI.10.1 Présentation du logiciel Epanet :

Epanet est un logiciel qui permet de simuler le comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux sous pression sur de longues périodes. Un réseau se compose de tuyaux, de nœuds (points de jonction entre les tuyaux), de pompes, de vannes, de réservoirs et de bâches. Epanet effectue des calculs pour déterminer le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau d'eau dans les réservoirs et la concentration de substances chimiques dans différentes parties du réseau [11].

Au cours d'une durée de la simulation, le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

L'environnement de travail sur Epanet est illustré dans la figure 5.4 ci-après

La Figure (VI.5) ci-après représente l'environnement de travail sur Epanet

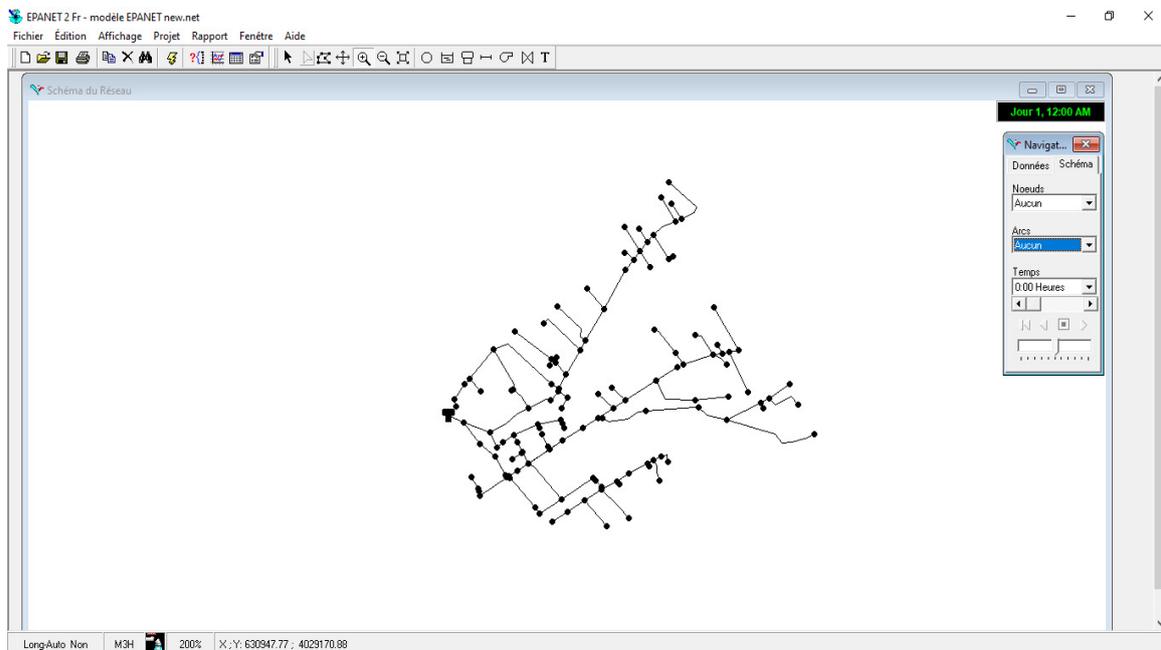


Figure (VI.5) : Environnement de travail sur Epanet

VI.10.2 Les étapes suivies sur le logiciel Epanet :

Les étapes typiques pour utiliser Epanet afin de modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes [11]:

- Créer un schéma du réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau depuis un fichier au format texte méta-fichier.
- Entrer les propriétés des différents éléments du réseau.
- Définir le fonctionnement du système.
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité.
- Visualiser les résultats obtenus à partir de la simulation.

VI.10.3 La modélisation D'un réseau :

Epanet utilise une modélisation où un système de distribution d'eau est représenté comme un ensemble de connexions entre des nœuds. Les connexions sont des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle, tandis que les nœuds représentent les points de demande et les réservoirs.

Dans cette étude, la modélisation implique l'introduction de différentes données relatives au réseau.

- Pour les nœuds, les données saisies comprennent :
 - L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence.
 - Le débit prélevé sur le réseau.
- Pour les connexions, les données saisies comprennent :
 - Les nœuds de départ et d'arrivée de la connexion.
 - Le diamètre de la connexion.
 - La longueur de la connexion.
 - Le coefficient de rugosité (utilisé pour estimer les pertes de charge).
- Pour les réservoirs, les données saisies comprennent :
 - L'altitude de la base du réservoir.
 - Le diamètre du réservoir.

VI.11 Les résultats

Une fois que toutes les données mentionnées ci-dessus ont été saisies, nous pouvons demander à Epanet d'effectuer la simulation du réseau afin d'obtenir des vitesses comprises dans l'intervalle de 0,5 m/s à 1,5 m/s pour chaque conduite, ainsi que des pressions aux nœuds qui ne dépassent pas 100 m.c.e (10 bars). Dans cette étude, des conduites en PEHD PN10 ont été choisies.

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN10 sont fournis dans l'annexe.

La Figure (VI.6) ci-après représente Les résultat de simulation du modèle du village Allaghene

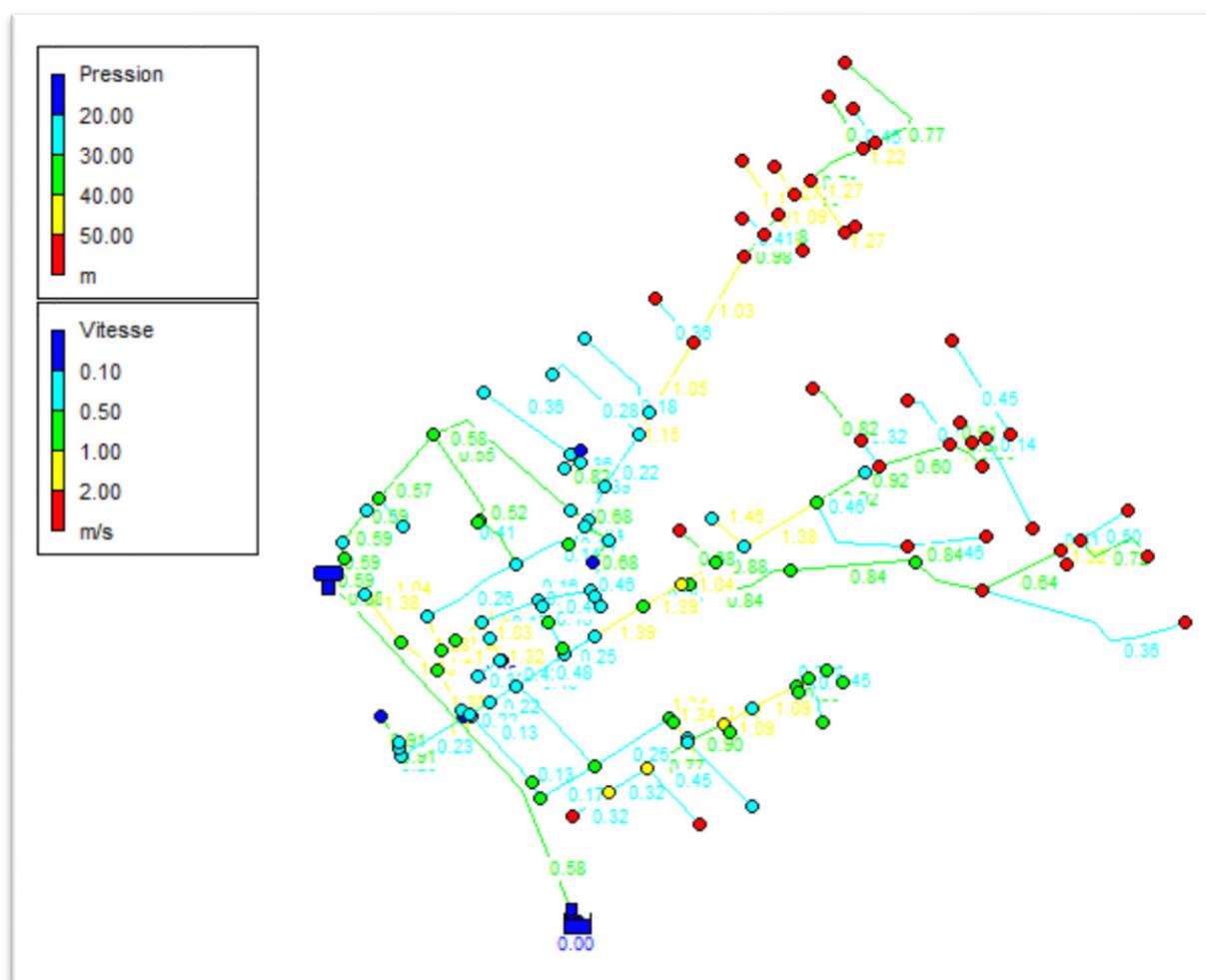


Figure (VI.6) : Les résultats de simulation du modèle du village Allaghene

Le tableau (VI.2) ci-après représente les nœuds, leurs altitudes ainsi que leurs pressions.

Tableau (VI.2) : La détermination des pressions

ID Noeud (m)	Altitude (m)	Demande (m)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud N11	247.905	0.12	276.74	58.83
Noeud N19	233.842	0.1	266.43	52.58
Noeud N20	246.359	0.46	276.88	30.52
Noeud N23	266.676	0.1	277.48	10.81
Noeud N25	234.596	0.2	268.19	33.59
Noeud N26	223.403	0.01	266.88	53.48
Noeud N27	226.005	0.77	266.75	40.74
Noeud N33	221.622	0.08	266.69	55.06
Noeud N34	220.535	0.11	266.69	46.15
Noeud N36	224.034	0.29	266.65	42.61
Noeud N46	225.846	0.12	265.97	40.13
Noeud N48	230.146	0.28	266.22	56.07
Noeud N51	225.005	0.05	266.63	51.63
Noeud N53	218.700	0.1	266.62	47.92
Noeud N54	222.600	0.11	266.62	44.02
Noeud N56	226.504	0.1	265.86	59.36
Noeud N58	225.375	0.17	265.83	50.45
Noeud N64	234.359	0.4	271.49	37.13
Noeud N66	238.99	0.28	271.57	32.58
Noeud N67	220.727	0.38	265.87	45.14
Noeud N68	235.173	0.16	266.37	31.19
Noeud N69	235.489	0.09	266.34	30.85
Noeud N70	254.106	0.05	276.16	52.06
Noeud N81	266.589	0.02	276.3	9.71
Noeud N82	264.022	0.11	276.4	12.38
Noeud N83	257.086	0.17	276.43	19.35
Noeud N86	256.620	0.02	276.54	19.91
Noeud N87	253.548	0.2	276.52	22.97
Noeud N88	252.581	0.02	276.54	23.96
Noeud N90	249.576	0.04	277.05	27.47
Noeud N91	245.315	0.21	276.7	51.38
Noeud N94	276.274	0.14	278.66	12.38
Noeud N96	240.306	0.16	276.68	56.37
Noeud N98	244.137	0.2	266.22	22.08
Noeud N99	262.940	0.1	276.14	13.2

Tableau (VI.2) : La détermination des pressions (suite et fin)

ID Noeud (m)	Altitude (m)	Demande (m)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud N100	251.088	0.07	276.13	25.04
Noeud N101	271.653	0.28	276.09	54.44
Noeud N102	268.869	0.08	276.12	25.25
Noeud N104	249.415	0.08	276.12	26.71
Noeud N105	235.115	0.16	266.23	51.11
Noeud N106	236.677	0.01	266.23	29.56
Noeud N107	266.436	0.14	275.99	24.55
Noeud N108	265.154	0.11	275.98	10.82
Noeud N109	268.714	0.18	275.97	17.25
Noeud N115	232.873	0.05	266.99	34.12
Noeud N120	236.560	0.28	274.45	37.89
Noeud N121	222.929	0.09	266.71	43.78
Noeud N122	223.731	0.18	266.91	43.18
Noeud N123	221.151	0.12	265.83	44.68

Le tableau (VI.3) ci-après représente les conduites avec leurs longueurs, diamètres, débits, vitesses ainsi que les pertes de charges unitaires et les autres tableaux se trouvent dans l'annexe 7.

Tableau (VI.3) : Etat des conduites du réseau

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (m ³ /h)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
Tuyau P-1	16.632	35.2	0.12	1.08	0.11
Tuyau P-2	11.294	35.2	0.11	1.38	1.2
Tuyau P-3	90.310	35.2	0.1	1.38	0.13
Tuyau P-4	85.699	44	1.4	1.38	1.13
Tuyau P-5	44.248	44	4.6	0.59	8.78
Tuyau P-6	33.606	21	5.24	1.03	34.39
Tuyau P-7	55.933	21	4.99	1.32	31.52
Tuyau P-8	112.262	35.2	1.52	0.26	1.25
Tuyau P-9	69.690	35.2	1.52	0.25	1.25
Tuyau P-10	107.216	44	2.65	1.39	3.3
Tuyau P-11	7.928	35.2	0.12	0.41	0.13
Tuyau P-12	4.776	21	0.25	0.36	0.11
Tuyau P-13	50.975	21	0.25	0.32	0.32
Tuyau P-14	14.070	44	1.05	1.34	0.66
Tuyau P-15	40.513	44	1.05	1.34	0.66
Tuyau P-16	9.938	44	1.05	1.34	0.66

➤ Constatation

Selon le tableau (VI.3) ci-dessus, les vitesses obtenues par Epanet pour les différentes sections se situent dans l'intervalle de 0,12 m/s à 1,48 m/s. Cependant, il y a quelques sections où la vitesse est inférieure à la valeur minimale, cela est dû au faible nombre d'habitants alimentés par ces conduites par rapport aux autres sections.

VI.12 Conclusion

Dans ce chapitre final, nous avons effectué la conception du réseau de distribution du village d'Allaghene, qui présente une configuration en réseau ramifié et est dimensionné avec des conduites en PEHD (PN10). À l'aide du logiciel Epanet, nous avons déterminé les paramètres hydrauliques tels que le débit, les pressions et les diamètres des conduites, qui varient de 16 mm à 66 mm.

Conclusion générale

Au cours de cette étude, il a été nécessaire de prendre en compte les caractéristiques hydrauliques de la localité de Tazmalt (wilaya de Béjaia) ainsi que les projections démographiques basées sur les données existantes et le taux d'accroissement de la population, qui est de 1,2 %. L'objectif était de recommander des solutions pour remédier aux différentes anomalies et d'assurer le bon fonctionnement du réseau, renforcer ses capacités de stockage, exploiter une nouvelle ressource et dimensionner un nouveau réseau pour répondre aux besoins à long terme.

Après avoir estimé les besoins en eau aux différents horizons, nous avons constaté que les besoins à long terme (2048) s'élevaient à 2363.43 m³/j, soit 27,35 l/s.

Les deux forages, Allaghene et Oukil, ont le même débit de 1296 m³/j. Toutefois, le débit du forage Allaghene est largement suffisant pour répondre aux besoins en eau des villages d'Allaghene et Thassergant, qui ont un débit total de 984.53 (m³/j). D'un autre côté, les villages d'Ikhervane et Rodha nécessitent un débit de 1378,89 (m³/j), ce qui dépasse la capacité du forage Oukil.

Afin de résoudre ce problème, il a été recommandé d'installer une conduite entre la première chaîne d'adduction et la deuxième chaîne d'adduction.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable de la zone d'étude, nous avons dimensionné quatre réservoirs et trois stations de reprise, avec des capacités diverses.

Pour le dimensionnement des conduites de refoulement, nous avons choisi les diamètres les plus économiques tout en maintenant des vitesses acceptables.

En ce qui concerne les matériaux des conduites, nous avons opté pour la fonte ductile et le polyéthylène haute densité (PEHD).

Les pompes sélectionnées sont des pompes immergées pour les forages et des pompes à axe horizontal pour les réservoirs et les stations de reprises (immergée semi-axiale de type (E8S50/4M + MC615), une pompe centrifuge multicellulaire de surface à axe horizontal de type (HMU40-1/ 7E), une pompe immergée radiale de type (E4XFS /21+ MCH44), une pompe immergée de type (P7L/3/20/9D) et enfin une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de type (PM 80/ 6 C)). Nous avons prévu une pompe principale et une pompe de centrifuges multicellulaires secours. Le choix des pompes a été réalisé à l'aide du logiciel en privilégiant les pompes ayant une puissance minimale et un rendement optimal.

Pour la vérification du phénomène transitoires (coup de bélier), on a obtenu des résultats des suppressions et dépressions qui ne présentent pas de risque pour les conduites.

Dans le chapitre distribution, la conception du réseau a été faite avec le logiciel EPANET, Celui-ci a montré le comportement hydraulique et la modélisation du réseau de distribution après plusieurs simulations. L'application principale a été réalisée sur le village d'Allaghene dont le réseau est ramifié, les conduites sont en **PEHD (PN 10)** pour lesquels les vitesses et les pressions sont acceptables.

Au terme de ce projet nous espérons que ce modeste travail servira pour les étudiants comme support et référence pour ce type d'études.

Bibliographie

- [1] Données recueillies du service technique de l'APC de Tazmalt.
- [2] Données recueillies du service RGPH Commune de Tazmalt. Données sur le nombre d'habitant et le taux d'accroissement démographique de la zone d'étude.
- [3] Données recueillies de la direction des services agricoles de Tazmalt.
- [4] Site web international de la météo toute l'année partout dans le monde Weather Spark
- [5] Bureau d'ingénierie hydraulique Oulebsir.
- [6] : Bonnin, J. : « Hydraulique urbaine », Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977.
- [7] : Dupont, A. : « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-Élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.
- [8] Carlier, M. (1980), Hydraulique générale et appliqué. Edition Eyrolles, Paris, 588 pages.
- [9] Edraw Max v7.9.manuel d'utilisation.
- [10] Guide méthodologique d'étude anti-coup de bélier pour les réseaux d'eau ; FLURANT GUHL; Ed. BERNARD BREMOND ; 2000.
- [11] Manuel d'utilisation du logiciel Epanet.

Annexes

Annexe 1 : Régime de consommation des agglomérations

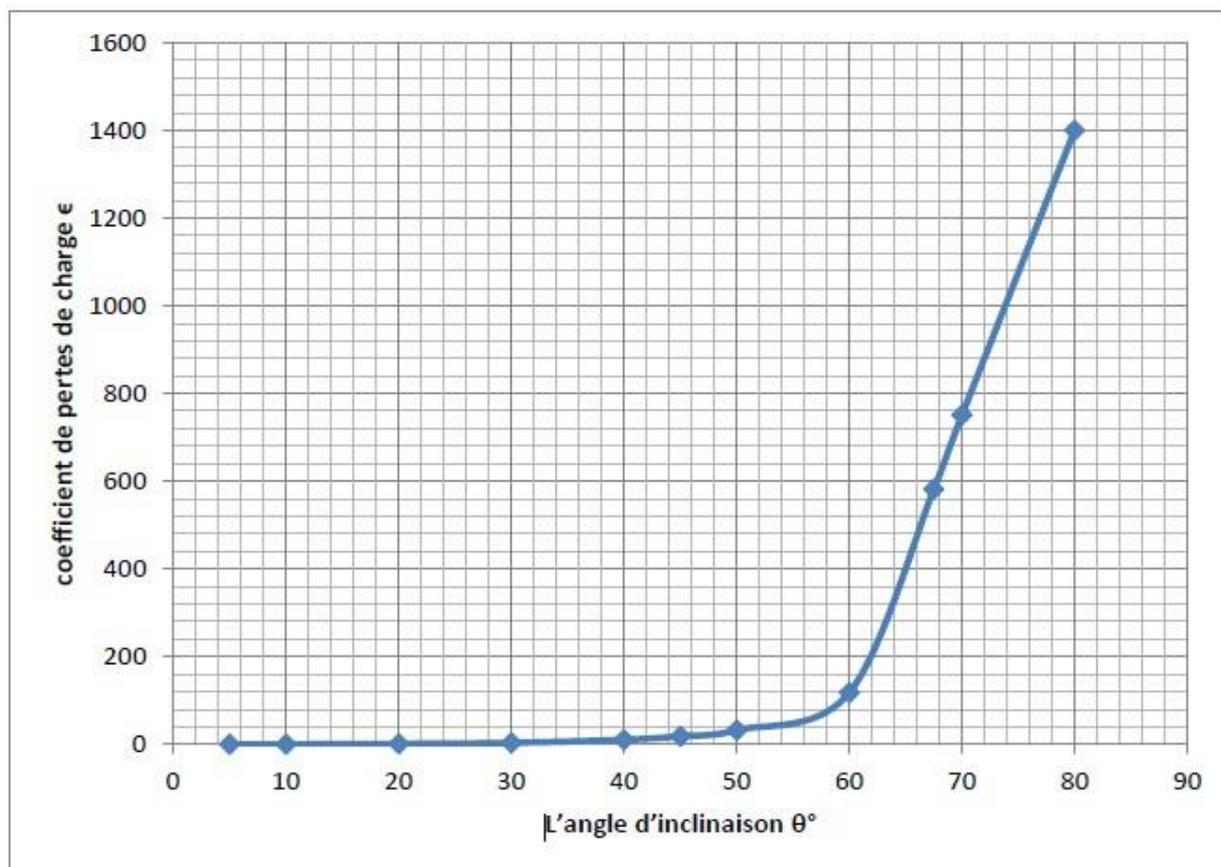
Heures	Coefficients de variation maximale horaire de la consommation ($k_{max.h}$)											
	1.2	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0 - 1	3.5	3.35	3.2	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1 - 2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2 - 3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3 - 4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4 - 5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5 - 6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6 - 7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7 - 8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8 - 9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9 - 10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10 - 11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11 - 12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12 - 13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13 - 14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14 - 15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15 - 16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16 - 17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17 - 18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	6.50	5.50	4.50	3.50	3.50	9.40
18 - 19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19 - 20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20 - 21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21 - 22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22 - 23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23 - 24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

Annexe 2 : Variation de β_{max} en fonction du nombre de la population

Nombre d'habitant(1000)	Bmax	β_{min}
<1	2	0.1
1.5	1.8	0.1
2.5	1.6	0.1
4	1.5	0.2
6	1.4	0.25
10	1.3	0.4
20	1.2	5
30	1.15	6
100	1.1	0.7
300	1.03	0.83
1000>	1	1

Annexe 3 : Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

L'angle d'inclinaison θ	0 - 5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
a ϵ	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400



Annexe 4 : Diamètres intérieure et extérieure des conduites en PEHD
(PN10, PN16 et PN20)

PN 10 / SDR 17				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
-	-	-	-	-
-	-	-	-	-
32	2.0	0.200	52.94	63
40	2.4	0.310	81.51	97
50	3.0	0.460	126.05	150
63	3.8	0.720	193.28	230
75	4.5	1.020	277.31	330
90	5.4	1.460	386.55	460
110	6.6	2.172	579.83	690
125	7.4	2.771	739.50	880
160	9.5	4.540	1'201.68	1'430
200	11.9	7.088	1'873.95	2'230
250	14.8	11.200	2'957.98	3'520
315	18.7	17.527	4'630.25	5'510
400	23.7	28.400	7'504.20	8'930
500	29.7	44.500	11'756.30	13'990
630	37.4	70.500	18'613.45	22'150

PN 16 / SDR 11				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
20	2.0	0.120	33.61	40
25	2.3	0.170	50.42	60
32	3.0	0.280	75.63	90
40	3.7	0.430	117.65	140
50	4.6	0.670	184.87	220
63	5.8	1.050	277.31	330
75	6.8	1.470	394.96	470
90	8.2	2.131	563.03	670
110	10.0	3.161	840.34	1'000
125	11.4	4.101	1'084.03	1'290
160	14.6	6.709	1'773.11	2'110
200	18.2	10.458	2'764.71	3'290
250	22.7	16.280	4'302.52	5'120
315	28.6	26.000	6'865.55	8'170
400	36.3	42.000	11'092.44	13'200
500	45.4	65.500	17'294.12	20'580
630	57.2	104.000	27'462.18	32'680

PN 20 / SDR 9				
Diam. (mm)	Ep. (mm)	Poids KG/ml	Prix HT m	Prix TTC m
20	2.3	0.130	33.61	40
25	3.0	0.210	58.82	70
32	3.6	0.330	92.44	110
40	4.5	0.500	134.45	160
50	5.6	0.790	210.08	250
63	7.1	1.250	336.13	400
75	8.4	1.760	470.59	560
90	10.1	2.550	680.67	810
110	12.3	3.820	1'016.81	1'210
125	14.0	4.940	1'310.92	1'560
160	17.9	8.070	2'134.45	2'540
200	22.4	12.650	3'344.54	3'980
250	27.9	19.650	5'193.28	6'180
315	35.2	31.200	8'243.70	9'810
400	44.7	50.300	13'285.71	15'810
500	55.8	78.500	20'731.09	24'670
630	71.0	127.600	33'689.08	40'090

Annexe 5 : Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile

Diam`etre (mm)	L`epaisseur (mm)	Pression nominale (bar)	Prix unitaire (DA)
100	4.8	40	2800
125	4.8	40	3000
150	5	40	3300
200	5.4	40	3800
250	5.8	40	5750
300	6.2	40	6500
350	7	30	8750
400	7.8	30	11000
450	7.8	30	15300
500	7.8	30	19600
600	7.8	30	20300
700	7.8	25	24000

Annexe 6 : Tableau (VI.1) : Calcul des débits en route et débits de nœuds (suite)

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
16	P-8	112.262	0.00278	0.312	0.256
	P-9	69.690	0.00278	0.193	
17	P-102	73.251	0.00278	0.203	0.352
	P-9	69.690	0.00278	0.193	
	P-10	107.216	0.00278	0.298	
18	P-91	56.254	0.00278	0.156	0.230
	P-10	107.216	0.00278	0.298	
19	P-89	71.002	0.00278	0.197	0.123
	P-61	16.080	0.00278	0.044	
20	P-118	35.025	0.00278	0.097	0.133
	P-109	25.365	0.00278	0.070	
	P-110	32.259	0.00278	0.089	
21	P-113	10.236	0.00278	0.028	0.065
	P-118	35.025	0.00278	0.097	
22	P-109	25.365	0.00278	0.070	0.124
	P-108	53.154	0.00278	0.147	
	P-11	7.928	0.00278	0.022	
23	P-11	7.928	0.00278	0.022	0.012
24	P-12	4.776	0.00278	0.013	0.080
	P-13	50.975	0.00278	0.141	
25	P-13	50.975	0.00278	0.141	0.072
26	P-99	56.254	0.00278	0.156	0.160
	P-100	23.251	0.00278	0.064	
	P-101	32.625	0.00278	0.090	
27	P-99	56.254	0.00278	0.156	0.100
	P-14	14.070	0.00278	0.039	
28	P-14	14.070	0.00278	0.039	0.078
	P-15	40.513	0.00278	0.112	
29	P-16	9.938	0.00278	0.027	0.073
	P-15	40.513	0.00278	0.112	
30	P-97	100.265	0.00278	0.279	0.318
	P-103	24.265	0.00278	0.067	
	P-16	9.938	0.00278	0.027	
	P-17	90.149	0.00278	0.250	
31	P-98	42.215	0.00278	0.117	0.311
	P-18	88.515	0.00278	0.246	
	P-17	90.149	0.00278	0.250	
32	P-18	88.515	0.00278	0.246	0.238
	P-19	80.996	0.00278	0.225	

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
33	P-19	80.996	0.00278	0.225	0.114
34	P-98	42.215	0.00278	0.117	0.060
35	P-103	24.265	0.00278	0.067	0.153
	P-26	65.234	0.00278	0.181	
	P-20	17.728	0.00278	0.049	
36	P-20	17.728	0.00278	0.049	0.026
37	P-92	15.264	0.00278	0.0424	0.149
	P-93	27.025	0.00278	0.075	
	P-21	62.403	0.00278	0.173	
38	P-94	22.021	0.00278	0.061	0.347
	P-21	62.403	0.00278	0.173	
	P-22	162.201	0.00278	0.451	
39	P-82	102.251	0.00278	0.284	0.527
	P-22	162.201	0.00278	0.451	
	P-23	111.860	0.00278	0.311	
40	P-24	28.162	0.00278	0.078	0.197
	P-23	111.860	0.00278	0.311	
41	P-24	28.162	0.00278	0.078	0.250
	P-25	139.838	0.00278	0.389	
	P-59	9.001	0.00278	0.025	
42	P-79	26.215	0.00278	0.072	0.326
	P-80	22.215	0.00278	0.061	
	P-25	139.838	0.00278	0.389	
	P-57	42.075	0.00278	0.117	
43	P-81	82.215	0.00278	0.228	0.239
	P-57	42.075	0.00278	0.117	
	P-56	44.802	0.00278	0.124	
44	P-87	73.222	0.00278	0.203	0.203
	P-89	71.002	0.00278	0.197	
45	P-87	73.222	0.00278	0.203	0.149
	P-88	32.000	0.00278	0.089	
46	P-86	23.012	0.00278	0.064	0.186
	P-88	32.000	0.00278	0.089	
	P-84	76.215	0.00278	0.212	
47	P-82	102.251	0.00278	0.284	0.246
	P-83	73.215	0.00278	0.203	
48	P-83	73.215	0.00278	0.203	0.103
49	P-96	45.215	0.00278	0.125	0.156
	P-26	65.234	0.00278	0.181	

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
50	P-96	45.215	0.00278	0.125	0.123
	P-27	11.338	0.00278	0.031	
	P-28	29.222	0.00278	0.081	
51	P-27	11.338	0.00278	0.031	0.017
52	P-90	33.215	0.00278	0.092	0.137
	P-60	33.043	0.00278	0.091	
	P-28	29.222	0.00278	0.081	
53	P-90	33.215	0.00278	0.092	0.047
54	P-95	14.256	0.00278	0.039	0.021
55	P-84	76.215	0.00278	0.212	0.207
	P-29	27.443	0.00278	0.076	
	P-30	42.273	0.00278	0.117	
56	P-29	27.443	0.00278	0.076	0.039
57	P-85	83.215	0.00278	0.231	0.330
	P-30	42.273	0.00278	0.117	
	P-68	108.947	0.00278	0.303	
58	P-85	83.215	0.00278	0.231	0.117
59	P-114	65.215	0.00278	0.181	0.188
	P-115	53.215	0.00278	0.148	
	P-31	14.095	0.00278	0.039	
60	P-114	65.215	0.00278	0.181	0.116
	P-34	16.191	0.00278	0.045	
61	P-91	56.254	0.00278	0.156	0.126
	P-92	15.264	0.00278	0.042	
	P-61	16.080	0.00278	0.044	
62	P-31	14.095	0.00278	0.039	0.067
	P-32	32.094	0.00278	0.089	
63	P-33	58.047	0.00278	0.161	0.128
	P-32	32.094	0.00278	0.089	
64	P-33	58.047	0.00278	0.161	0.082
65	P-34	16.191	0.00278	0.045	0.054
	P-35	20.920	0.00278	0.058	
66	P-35	20.920	0.00278	0.058	0.030
67	P-86	23.012	0.00278	0.064	0.033
68	P-93	27.025	0.00278	0.075	0.039
69	P-94	22.021	0.00278	0.061	0.032
70	P-36	193.564	0.00278	0.538	0.349
	P-39	55.518	0.00278	0.154	
71	P-122	64.215	0.00278	0.178	0.585

	P-36	193.564	0.00278	0.538	
	P-37	159.882	0.00278	0.445	

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
72	P-121	80.215	0.00278	0.223	0.399
	P-37	159.882	0.00278	0.445	
	P-38	44.007	0.00278	0.122	
73	P-120	96.215	0.00278	0.267	0.272
	P-123	52.321	0.00278	0.145	
	P-38	44.007	0.00278	0.122	
74	P-112	23.215	0.00278	0.064	0.201
	P-123	52.321	0.00278	0.145	
	P-44	66.448	0.00278	0.184	
75	P-71	13.265	0.00278	0.036	0.167
	P-39	55.518	0.00278	0.154	
	P-40	48.386	0.00278	0.134	
76	P-70	42.215	0.00278	0.117	0.316
	P-40	48.386	0.00278	0.134	
	P-41	48.896	0.00278	0.136	
	P-49	83.975	0.00278	0.233	
77	P-72	14.011	0.00278	0.039	0.149
	P-41	48.896	0.00278	0.136	
	P-42	41.651	0.00278	0.115	
78	P-76	54.261	0.00278	0.151	0.215
	P-69	56.215	0.00278	0.156	
	P-42	41.651	0.00278	0.115	
79	P-73	45.215	0.00278	0.125	0.185
	P-69	56.215	0.00278	0.156	
	P-43	29.166	0.00278	0.081	
80	P-74	31.215	0.00278	0.086	0.166
	P-75	56.251	0.00278	0.156	
	P-43	29.166	0.00278	0.081	
81	P-122	64.215	0.00278	0.178	0.090
82	P-121	80.215	0.00278	0.223	0.113
83	P-120	96.215	0.00278	0.267	0.135
84	P-111	10.251	0.00278	0.028	0.147
	P-44	66.448	0.00278	0.184	
	P-45	26.301	0.00278	0.073	
85	P-116	73.215	0.00278	0.203	0.175

	P-46	23.260	0.00278	0.064	
	P-45	26.301	0.00278	0.073	
86	P-116	73.215	0.00278	0.203	0.103
87	P-111	10.251	0.00278	0.028	0.015
88	P-46	23.260	0.00278	0.064	0.067
	P-46	23.260	0.00278	0.064	

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
89	P-112	23.215	0.00278	0.064	0.106
	P-47	39.081	0.00278	0.108	
	P-48	11.469	0.00278	0.031	
90	P-128	95.215	0.00278	0.265	0.189
	P-47	39.081	0.00278	0.108	
91	P-117	25.332	0.00278	0.070	0.069
	P-113	10.236	0.00278	0.028	
	P-48	11.469	0.00278	0.031	
92	P-128	95.215	0.00278	0.265	0.291
	P-107	58.251	0.00278	0.162	
	P-108	53.154	0.00278	0.147	
93	P-105	61.325	0.00278	0.170	0.207
	P-106	26.215	0.00278	0.072	
	P-107	58.251	0.00278	0.162	
94	P-106	26.215	0.00278	0.072	0.037
95	P-117	25.332	0.00278	0.070	0.067
	P-119	21.021	0.00278	0.058	
96	P-119	21.021	0.00278	0.058	0.030
97	P-78	54.215	0.00278	0.150	0.090
	P-59	9.001	0.00278	0.025	
98	P-78	54.215	0.00278	0.150	0.076
99	P-71	13.265	0.00278	0.036	0.019
100	P-49	83.975	0.00278	0.233	0.118
101	P-70	42.215	0.00278	0.117	0.0601
102	P-72	14.011	0.00278	0.039	0.020
103	P-76	54.261	0.00278	0.151	0.108
	P-50	21.894	0.00278	0.060	
104	p-50	21.894	0.00278	0.060	0.031
105	P-58	41.460	0.00278	0.115	0.059
106	P-79	26.215	0.00278	0.072	0.037
107	P-73	45.215	0.00278	0.125	0.064
108	P-74	31.215	0.00278	0.086	0.044
109	P-75	56.251	0.00278	0.156	0.079
110	P-51	57.945	0.00278	0.161	0.146
	P-52	45.149	0.00278	0.125	
111	P-65	154.206	0.00278	0.429	0.528
	P-66	177.460	0.00278	0.493	
	P-52	45.149	0.00278	0.125	
112	P-53	16.473	0.00278	0.045	0.240
	P-65	154.206	0.00278	0.429	
113	P-53	16.473	0.00278	0.045	0.042
	P-54	11.835	0.00278	0.032	

Nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
114	P-55	60.886	0.00278	0.169	0.103
	P-54	11.835	0.00278	0.032	
115	P-55	60.886	0.00278	0.169	0.086
116	P-77	102.254	0.00278	0.284	0.207
	P-56	44.802	0.00278	0.124	
117	P-104	33.265	0.00278	0.092	0.134
	P-105	61.325	0.00278	0.170	
118	P-58	41.460	0.00278	0.115	0.119
	P-57	42.075	0.00278	0.117	
119	P-95	14.256	0.00278	0.039	0.068
	P-32	33.043	0.00278	0.091	
120	P-62	60.758	0.00278	0.169	0.133
	P-63	33.043	0.00278	0.091	
121	P-64	70.222	0.00278	0.195	0.146
	P-63	33.043	0.00278	0.091	
122	P-97	100.265	0.00278	0.279	0.140
123	P-201	32.625	0.00278	0.090	0.094
	P-67	33.461	0.00278	0.093	

Annexe 7 : Tableau (VI.3) : Etat des conduites du réseau (suite)

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (m ³ /h)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
Tuyau P-17	90.149	16	0.23	0.77	0.28
Tuyau P-18	88.515	16	0.1	0.32	0.1
Tuyau P-19	80.996	16	0.1	0.32	0.1
Tuyau P-20	17.728	21	0.37	1.22	0.27
Tuyau P-21	62.403	55.4	1.19	0.88	0.82
Tuyau P-22	162.201	55.4	1.08	1.38	0.69
Tuyau P-23	111.860	44	0.72	0.92	0.35
Tuyau P-24	28.162	44	0.72	0.92	0.34
Tuyau P-25	139.838	44	0.47	0.6	0.13
Tuyau P-26	65.234	21	0.33	1.09	0.19
Tuyau P-27	11.338	16	0.07	0.23	0.07
Tuyau P-28	29.222	21	0.26	0.86	0.11
Tuyau P-29	27.443	16	0.12	0.41	0.13
Tuyau P-30	42.273	16	0.37	1.22	0.98
Tuyau P-31	14.095	16	0.51	0.26	1.68
Tuyau P-32	32.094	16	0.51	0.26	1.68
Tuyau P-33	58.047	16	0.51	0.26	1.68
Tuyau P-34	16.191	16	0.36	0.12	0.91
Tuyau P-35	20.920	16	0.36	0.46	0.91
Tuyau P-36	193.564	55.4	1.38	0.46	1.06
Tuyau P-37	159.882	55.4	1.41	1.03	1.1
Tuyau P-38	44.007	55.4	1.54	1.05	1.29
Tuyau P-39	55.518	66	1.31	1.15	0.42
Tuyau P-40	48.386	66	1.19	0.98	0.35
Tuyau P-41	48.896	44	0.74	0.88	0.16
Tuyau P-42	41.651	44	0.65	0.96	0.12
Tuyau P-43	29.166	44	0.37	0.83	0.98
Tuyau P-44	66.448	16	0.3	1.22	0.57
Tuyau P-45	26.301	16	0.06	0.39	0.06
Tuyau P-46	23.260	16	0.03	0.18	0.03
Tuyau P-47	39.081	16	1.7	0.56	13.58
Tuyau P-48	11.469	35.2	0.37	0.34	0.07
Tuyau P-49	83.975	16	0.08	1.09	0.09
Tuyau P-50	21.894	16	0.1	1.27	0.1
Tuyau P-51	57.945	55.4	1.12	0.22	0.74

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (m ³ /h)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
Tuyau P-52	45.149	44	1.12	0.22	0.74
Tuyau P-53	16.473	16	0.07	0.23	0.07
Tuyau P-54	11.835	16	0.07	0.91	0.07
Tuyau P-55	60.886	16	0.07	0.91	0.07
Tuyau P-56	44.802	35.2	0.14	0.18	0.02
Tuyau P-57	42.075	35.2	0.39	1.27	0.08
Tuyau P-58	41.460	16	0.21	0.68	0.22
Tuyau P-59	59.343	35.2	0.25	0.32	0.04
Tuyau P-60	38.176	21	0.14	0.45	0.06
Tuyau P-61	16.080	21	1.25	0.25	2.74
Tuyau P-62	60.758	66	6.11	1.21	45.37
Tuyau P-63	33.043	66	6.11	1.21	45.37
Tuyau P-64	70.222	66	6.47	1.28	50.3
Tuyau P-65	154.206	16	0.07	0.23	0.07
Tuyau P-66	177.460	35.2	1.06	0.26	0.67
Tuyau P-67	33.461	35.2	1.06	0.26	0.67
Tuyau P-68	108.947	16	0.15	0.5	0.16
Tuyau P-69	56.215	16	0.55	0.71	1.92
Tuyau P-70	42.215	16	0.36	1.18	0.91
Tuyau P-71	13.265	16	0.12	0.41	0.13
Tuyau P-72	14.011	16	0.1	0.55	0.1
Tuyau P-73	45.215	16	0.18	0.59	0.19
Tuyau P-74	31.215	16	0.14	0.45	0.14
Tuyau P-75	56.251	16	0.23	0.77	0.28
Tuyau P-76	54.261	21	0.1	1.27	0.04
Tuyau P-77	102.254	16	0.14	0.45	0.14
Tuyau P-78	54.215	16	0.25	0.82	0.32
Tuyau P-79	26.215	16	0.11	0.18	0.01
Tuyau P-80	22.215	16	0.07	0.91	0.07
Tuyau P-81	82.215	16	0.04	0.28	0.04
Tuyau P-82	102.251	21	0.36	0.46	0.24
Tuyau P-83	73.215	16	0.36	0.46	0.91
Tuyau P-84	76.215	16	0.5	0.64	1.61

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (m ³ /h)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
Tuyau P-85	83.215	16	0.22	0.72	0.25
Tuyau P-86	23.012	16	0.48	0.36	1.53
Tuyau P-87	73.222	21	1.13	0.84	2.29
Tuyau P-88	32.000	21	1.13	0.84	2.29
Tuyau P-89	71.002	21	1.13	0.84	2.29
Tuyau P-90	33.215	21	0.12	0.41	0.13
Tuyau P-91	56.254	55.4	2.65	1.39	3.3
Tuyau P-92	15.264	55.4	1.39	1.04	1.08
Tuyau P-93	27.025	16	0.21	0.68	0.22
Tuyau P-94	22.021	16	0.11	1.45	0.11
Tuyau P-95	111.860	16	0.14	0.45	0.14
Tuyau P-96	28.162	21	0.33	1.09	0.19
Tuyau P-97	139.838	16	0.11	0.36	0.11
Tuyau P-98	42.215	16	0.14	0.45	0.14
Tuyau P-99	56.254	55.4	2.03	0.27	2.07
Tuyau P-100	23.251	21	1.22	0.43	2.61
Tuyau P-101	32.625	44	0.82	0.25	0.43
Tuyau P-102	73.251	21	1.13	0.48	2.28
Tuyau P-103	24.265	21	0.7	0.9	1.01
Tuyau P-104	33.265	55.4	4.6	0.59	8.78
Tuyau P-105	61.325	55.4	4.6	0.59	8.78
Tuyau P-106	26.215	16	0.18	0.32	0.19
Tuyau P-107	58.251	55.4	4.42	0.57	8.18
Tuyau P-108	53.154	35.2	2.67	0.55	10.3
Tuyau P-109	25.365	35.2	2.54	0.52	9.46
Tuyau P-110	32.259	35.2	1.13	0.26	2.27
Tuyau P-111	10.251	16	0.25	0.28	0.32
Tuyau P-112	23.215	44	2.07	0.46	2.14
Tuyau P-113	10.236	21	0.84	0.27	1.37
Tuyau P-114	65.215	21	0.36	0.36	0.24
Tuyau P-115	53.215	21	0.87	0.68	1.45
Tuyau P-116	73.215	16	0.03	0.24	0.03
Tuyau P-117	25.332	21	0.21	0.68	0.09
Tuyau P-118	35.025	21	0.84	0.28	1.37
Tuyau P-119	21.021	16	0.21	0.22	0.22

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (m ³ /h)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
Tuyau P-120	96.215	16	0.22	0.36	0.25
Tuyau P-121	80.215	16	0.14	0.22	0.14
Tuyau P-122	64.215	16	0.03	0.36	0.03
Tuyau P-123	52.321	16	1.76	0.22	1.63
Tuyau P-124	15.261	55.4	5.49	1.48	14.47
Tuyau P-125	63.258	55.4	4.6	0.59	10.38
Tuyau P-126	16.265	55.4	5.49	1.04	47.56
Tuyau P-127	100.258	21	1.2	1.38	13.2
Tuyau P-128	95.215	16	1.75	0.58	17.19
Tuyau P-129	46.258	55.4	5.24	1.03	43.46

E8S50/4M + MC615
Caractéristiques requises

Débit	12.3 l/s
Hauteur de refoulement	54.8 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	14.4 l/s
Hauteur de refoulement	56.6 m
Puissance absorbée	10.8 kW
Rendement	75%
Hauteur manométrique H(Q=0)	79.4 m
Orif. de refoulement	100 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	11 kW
Courant nominal	24.5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

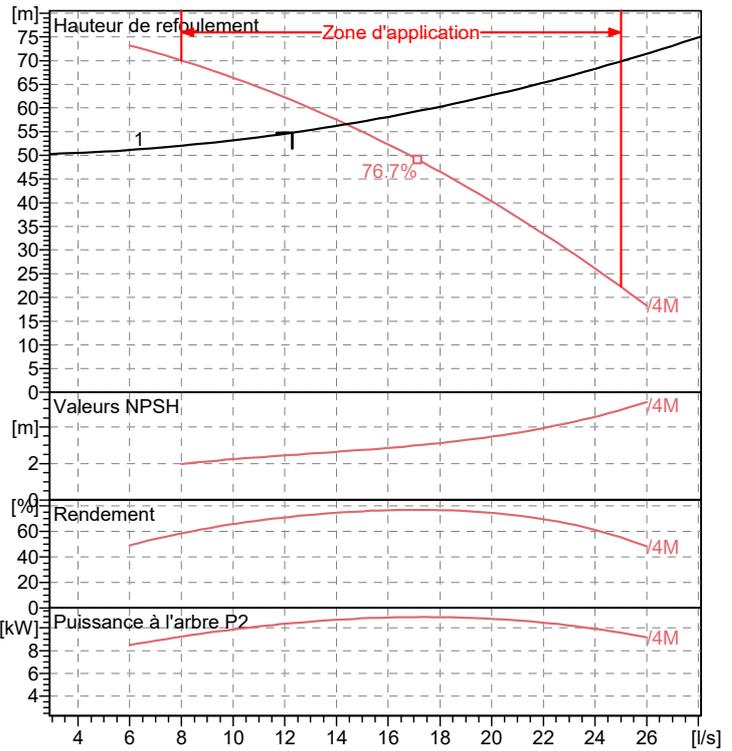
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	122 kg
-------	--------

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

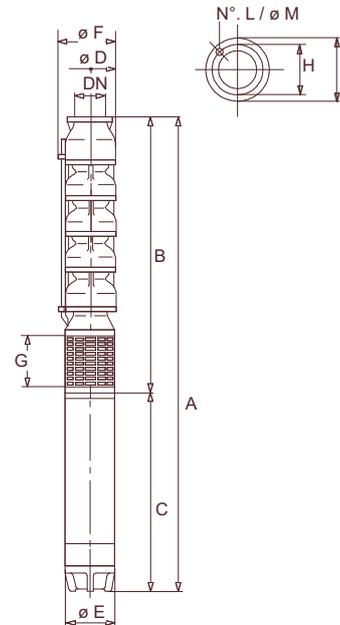

Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 1692
 B = 930
 C = 762
 D = 168
 DN = 100
 E = 143
 F = 181
 G = 160
 H = 145
 I = 166
 L = 6
 M = 11.5

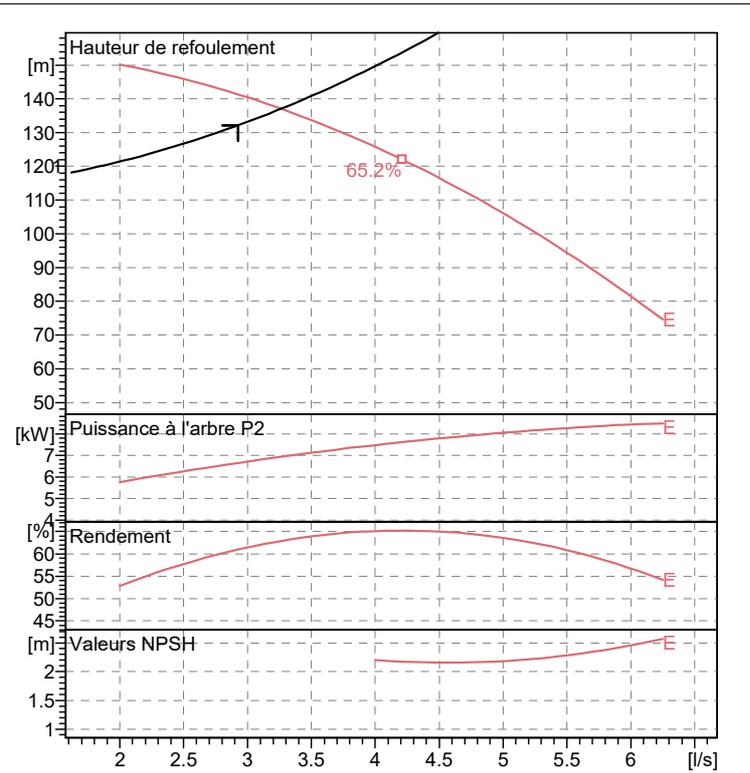


Notes:

Date 21.06.2023	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

HMU40-1/ 7E	
Caractéristiques requises	
Débit	2.93 l/s
Hauteur de refoulement	132 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	3.26 l/s
Hauteur de refoulement	137 m
Puissance absorbée	6.93 kW
Rendement	62.9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	155 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	11 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	262 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

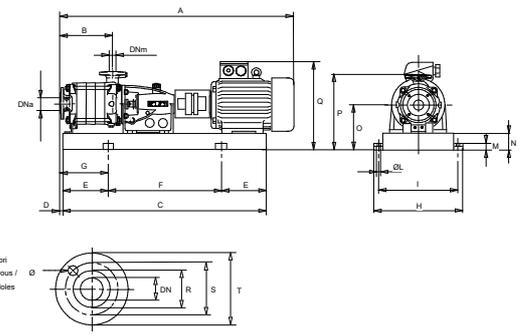


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

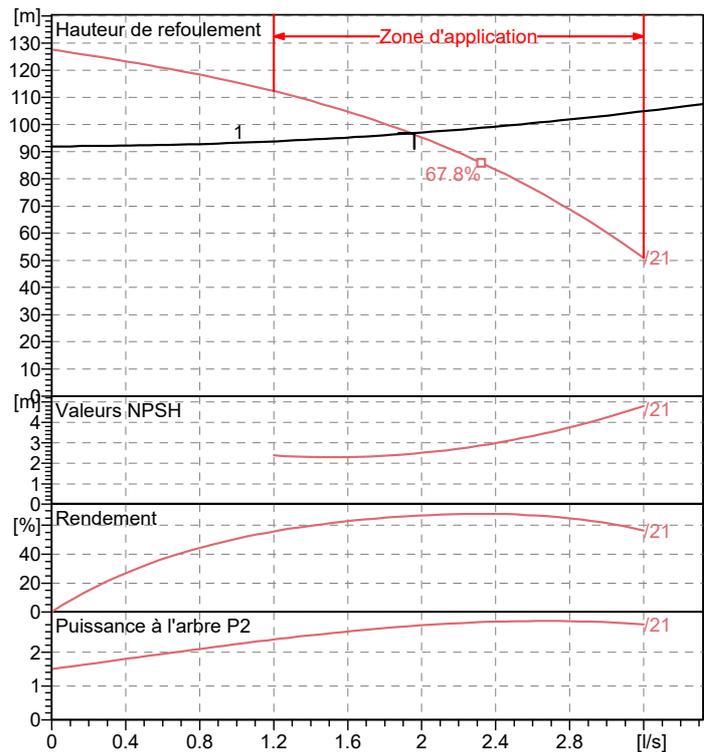
- A = 1462
- B = 453
- C = 1309
- D = 13
- E = 200
- F = 909
- G = 213
- H = 430
- I = 390
- L = 16
- M = 38
- N = 80
- O = 240
- P = 415
- Q = 490



Notes:			
Date 21.06.2023	Page 1	Offre n°	Pos.N°

E4XFS /21+ MCH44	
Caractéristiques requises	
Débit	1.96 l/s
Hauteur de refoulement	96.8 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	1.96 l/s
Hauteur de refoulement	96.8 m
Puissance absorbée	2.77 kW
Rendement	66.5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	128 m
Orif. de refoulement	50 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2850 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	3 kW
Courant nominal	7.2 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	B
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	20
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	26.5 kg

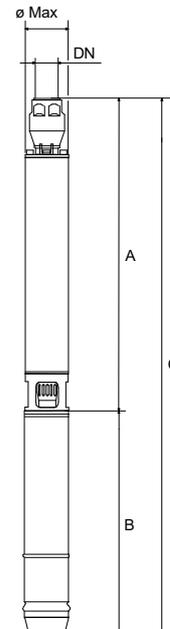
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Acier inox
Clapet	Acier inox
Clapet (E4XH)	Disponible sur demande
Corps d'aspiration	Acier inox
Chemise externe	Acier inox
Arbre	Acier inox
Bague de protection	Acier inox
Diffuseur	Résine thermoplastique
Roue	Résine thermoplastique
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Aluminium
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Para-sable	Caoutchouc
Butée	Acier


Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

 A = 1182
 B = 560
 C = 1742
 DN = G2"
 ø Max = 96


Notes:

Date 21.06.2023	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

SELECTION INDICATIVE; contacter nos service commerciaux pour un projet complet.

P7L/3/20/8D	
Caractéristiques requises	
Débit	15 l/s
Hauteur de refoulement	75.5 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

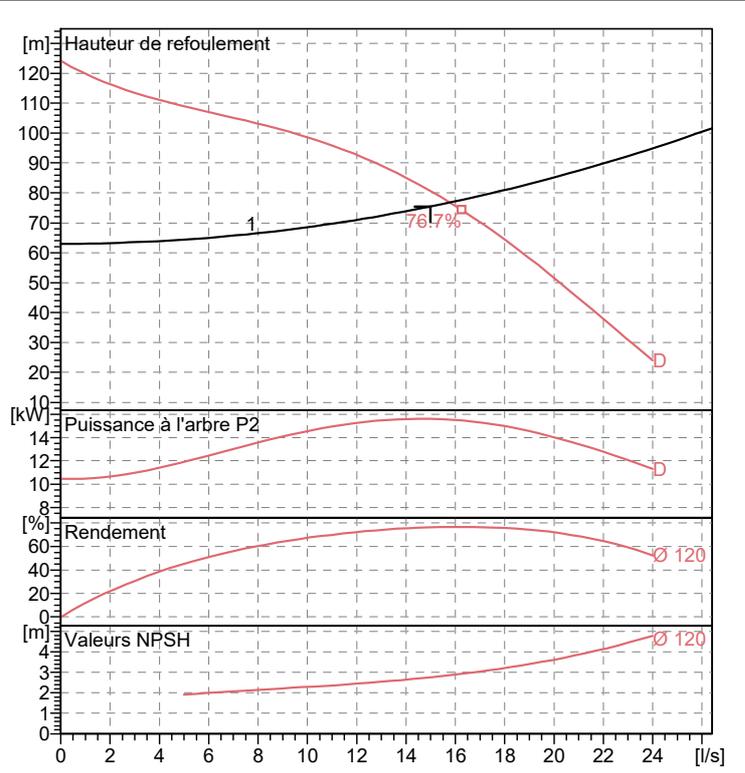
Caractéristiques de la pompe	
Débit	15.8 l/s
Hauteur de refoulement	76.8 m
Puissance absorbée	15.5 kW
Rendement	76.6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	124 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	20
Température maxi. du liquide pompé	313 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	Sur dem. kg

Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Arbre pompe	Acier
Palier	Caoutchouc
LIGNE D'ARBRE	
Tube colonne	Acier
Arbre	Acier
Douille arbre	Acier cromé
Manchons	Acier inox
Roulements	Caoutchouc
GROUPE COMANDE	
Bas	Fonte ou Acier
Lanterne de liaison	Fonte ou Acier
Crépine	Acier galvanisé

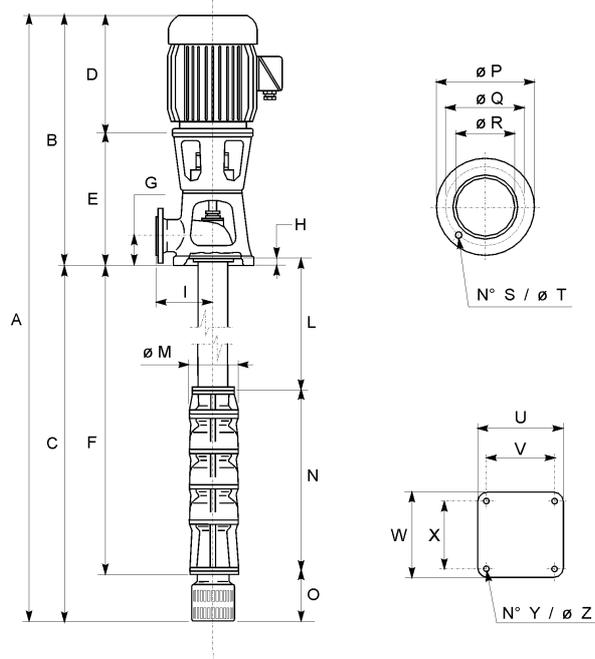


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
0	124			
15.8	76.8	15.5	76.6	
24				4

Dimensions mm

- C = 4573
- D = 605
- DN = 80
- F = 4395
- L = 3050
- M = 168
- N = 1345
- No = 4
- O = 178
- P = 200
- Q = 160
- R = 80
- T = 18

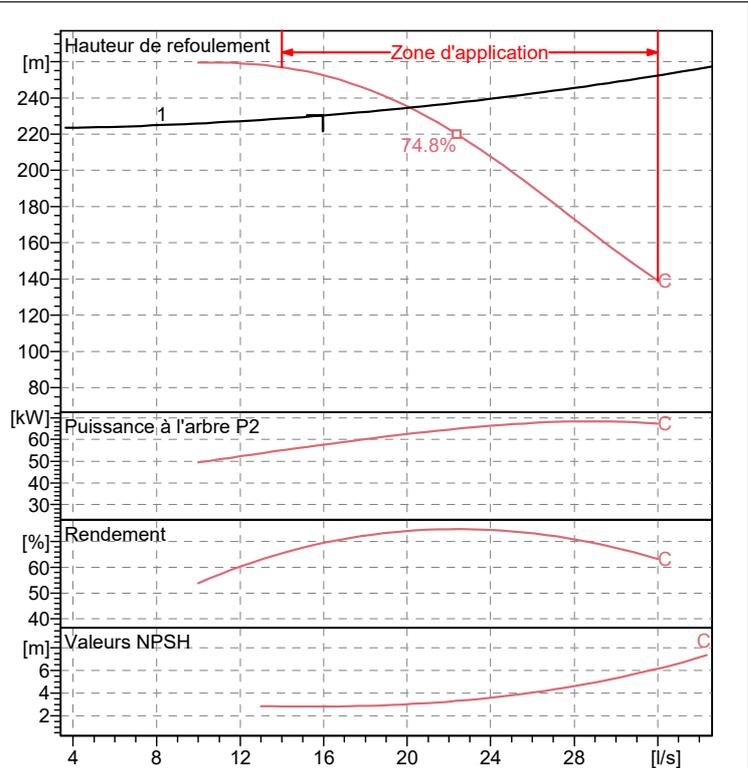


Notes:

Date 21.06.2023	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

PM 80/ 6 C	
Caractéristiques requises	
Débit	16 l/s
Hauteur de refoulement	230 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	20.1 l/s
Hauteur de refoulement	235 m
Puissance absorbée	62.6 kW
Rendement	74.2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	269 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 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	808 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

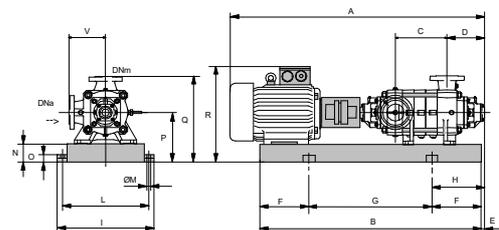

Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

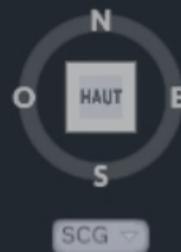
A = 2013
 B = 1686
 C = 450
 D = 274
 DNa = 100
 DNm = 80
 E = 185
 F = 300
 G = 1086
 H = 485
 I = 670
 L = 620
 M = 20
 N = 140
 O = 45
 P = 420
 Q = 665
 R = 836
 V = 245



Notes:

Date 21.06.2023	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Plan de quatre villages de la commune de Tazmalt



Clé de carte

-  Routes
-  Pistes
-  Batiments
-  Délimitation
-  Cours d'eau
-  Adduction et Distribution

Echelle: 1/1000



Résumé

Ce mémoire présente une étude technico-économique d'un projet visant à fournir de l'eau potable à quatre villages de la commune de Tazmalt, dans la wilaya de Béjaia, à partir des forages Allaghene et Oukil. L'étude a débuté par la collecte d'informations sur le site du projet et l'évaluation des besoins actuels et futurs en eau de la zone d'étude. Ensuite, nous avons déterminé les volumes et les emplacements des ouvrages de stockage nécessaires pour assurer un approvisionnement continu sans interruption. Par la suite, les dimensions des conduites d'adduction, qui transportent l'eau des deux forages jusqu'aux réservoirs des agglomérations, ont été déterminées en prenant en compte les techniques et les moyens de protection des conduites. En dernier lieu, nous avons dimensionné le réseau de distribution du village Allaghene à l'aide du logiciel de simulation EPANET.

Abstract

This dissertation presents a techno-economic study of a project aiming to provide drinking water to four villages in the municipality of Tazmalt, in the province of Béjaia, using the Allaghene and oukil wells. The study commenced with the collection of information about the project site and the evaluation of current and future water needs in the study area. Subsequently, we determined the volumes and locations of the necessary storage facilities to ensure a continuous and uninterrupted water supply. Furthermore, the dimensions of the transmission pipelines, which transport water from both sources to the reservoirs of the villages, were determined, taking into consideration pipeline protection techniques and measures. Finally, we designed the distribution network for the Allaghene village using the EPANET simulation software.

ملخص

تقدم هذه المذكرة دراسة تقنية اقتصادية لمشروع يهدف إلى توفير مياه الشرب لأربع قرى في بلدية تازمالت، في بدأت الدراسة بجمع المعلومات حول موقع المشروع وتقييم الاحتياجات. بجاية، من مصدري الأغن و أوكيل ولاية بعد ذلك، تم تحديد حجم وموقع المرافق التخزينية اللازمة لضمان الحالية والمستقبلية للمياه في المنطقة المدروسة فيما بعد، تم تحديد أبعاد أنابيب الضخ التي تنقل المياه من المصدرين إلى خزانات. التزويد المستمر دون انقطاع لقرية الأغن باستخدام وفي النهاية، تم تصميم شبكة توزيع المياه. التجمعات، مع مراعاة تقنيات ووسائل حماية الأنابيب EPANET برنامج محاكاة