



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

CHEURFA SAMIA

BORJIHANE TOUHAMI

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE M'CISNA WILAYA DE BEJAIA (ADDITION DISTRIBUTION)

Soutenu le **28/ 06 / 2018** devant le jury composé de :

- Président : **M^r CHANAFI. A**
- Promoteur (s): **M^r SELLAOUI. A**
- Examineur (s): **M^r BEDJOU. A/H**

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 SALLA VOI .A qui a accepté de nous encadrer et
pour ces conseils utiles, critiques fructueuses.*

*Mr LASSAMI.B le directeur de bureau d'étude
hydraulique, wilaya de Bejaia, 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 en signe de
respect et de reconnaissance à :
Ma mère et mon père pour leurs
sacrifices et soutiens afin d'atteindre
mon objectif.*

*Mes sœurs KADIDJA, son mari HANAFI et leur petit
fils DADOU.*

Ma sœur HANANE et son mari YACINE.

*Mes frères AZDINE, NOURDINE, SAMIR, et leurs
femmes et mon petit cher frère KHELLEF
A mes amis OUSSAMA et ALLI*

*Ma chère amie KAHINA qui m'a vraiment aidé durant
cette période, SABRINA, RANIDA, HINA, NACIRA,
RACHIDA, et SABRINA*

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

SAMIA

D é d i c a c e s

Je d é d i e ce modeste travail en signe de reconnaissance

et de respect :

➤ *Ma m è re Khokha*

➤ *Mon p è re Mohand Meziane*

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et

mat é riel dont ils ont fait preuve pour que je

r é u s s i s s e.

Je le d é d i e é g a l e m e n t à :

➤ *Mes fr è res : Slimane et sa femme (Monia), Saoudi,
Amer, Achour.*

➤ *Ma s œ u r : Rima*

➤ *Mon grand-p è re, mes grands-m è res.*

➤ *Mes tantes, mes oncles et leurs enfants.*

➤ *Mes amis qui sont nombreux.*

➤ *A ma future femme AMROUCHE Djedjiga et sa famille
et ces copines*

➤ *A tous mes amis de la promotion2018*

BORDJIHANE Touhami

2018

Sommaire

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des annexes	
Liste des symboles et abréviations	
Introductions générale.....	1

Chapitre I : Présentation de site et estimation des besoins

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de site.....	2
I.2.1. Situation géographique	2
I.2.1.1. La commune.....	2
I.2.1.2. Les villages	2
I.2.2. Situation topographique	3
I.2.3. Situation Climatologique	3
I.2.4. Situation démographique	3
I.2.5. Situation hydraulique	4
I.2.5.1. Ressources en eau	4
I.2.5.2. Ouvrage de stockage	4
I.3. Estimation des besoins	4
I.3.1. Estimation de la population actuelle et a l’horizon pour chaque localité :.....	5
I.3.2. Le choix de norme de consommation	5
I.3.3. Consommation moyenne journalière	6
I.3.4. Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins	6
I.3.4.1. Les besoins domestiquea.....	6
I.3.4.2. Besoin socioculturels	7
I.3.4.3. Les besoins scolaire.....	8
I.3.4.4. Les Besoins sanitaire.....	9
I.3.4.5. Les Besoins administratifs	9
I.3.4.6. Les Besoins commerciaux.....	10
I.3.5. Estimation des débits des équipements pour l’horizon 2043	12
I.3.6. Calcul du débit majoré journalier.....	12
I.3.7. Variation de la consommation journalière	13
I.3.7.1. La consommation maximale journalière.....	13
I.3.7.2. La consommation minimale journalière.....	14
I.3.7.3. Variation de la consommation horaire	14
I.3.7.4. Détermination de coefficient de variation maximale horaire.....	14

Conclusion.....	15
-----------------	----

Chapitre II : Etude des ouvrages de stockage

II.1. Introduction.....	16
II.2. Utilité de réservoir	16
II.3. L'emplacement de réservoir	16
II.3.1. Cas particulier d'emplacement	16
II.3.2. Altitude des réservoirs	16
II.5. Choix du type de réservoir:.....	17
II.6. Equipement des réservoirs	18
II.6.1. Conduite d'adduction.....	18
II.6.2. Conduite de distribution.....	19
II.6.3. Conduite de trop-plein	20
II.6.4. Conduite de vidange	20
II.6.5. Conduite de bay-pass	20
II.6.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie	21
II.6.6.1. Système à deux prises	21
II.6.6.2. Système à siphon	21
II.7. Dimensionnement des réservoirs et les stations de reprise.....	22
II.7.1. Description de schéma des réservoirs	23
II.7.2. dimensionnement de la station de reprise SR1	23
II.7.3. Dimensionnement de la station de reprise SR2	25
II.7.4. Dimensionnement de la station de reprise SR3	25
II.7.5. Dimensionnement de la station de reprise SR4	27
II.7. 6. Vérification de la capacité du réservoir R1.....	28
II.7.7. Dimensionnement de réservoir tampon RT	29
II.7.8. Dimensionnement de réservoir R2 (SIDI SAID village).....	31
II.7.8.1. Dimensionnement des réservoirs projetés	32
II.7.9. Dimensionnement de réservoir R3 (SIDI SAID chef lieu).....	32
II.7.9.1. Dimensionnement des réservoirs projetés	34
II.7.10. Dimensionnement de réservoir R4 (IGHIL OUANTER).....	34
II.7.10.1. Dimensionnement des réservoirs projetés	35
II.7.11. Dimensionnement de réservoir R5 (AMMAGAZ).....	35
II.7.12. Dimensionnement de réservoir R6 (THIGHARMINE).....	36
Conclusion :.....	38

Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction	39
III.1.1. Adduction par refoulement.....	39
III.1.2. Adduction gravitaire.....	39
III.2. Choix du tracé	39
III.3. Choix du type de conduite.....	40
III.4. Equipements utilisés pour l’adduction	42
III.4.1. Vannes.....	42
III.4.2. Clapets anti retour	42
III.4.3. Ventouses	42
III.4.4. Les vidange.....	42
III.5. Description du schéma d’adduction	42
III.6. Etude technico-économique	43
III.6.1. Calcul du diamètre économique	43
III.6.2. Calcul de la vitesse	44
III.6.3. Calcul des pertes de charge	44
III.6.3.1. Pertes de charge linéaires (H_L)	44
III.6.3.2. Pertes de charge singulières (H_S).....	45
III.6.3.3. pertes de charge totales (H_t)	45
III.6.4. Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{mt})	45
III.6.5. Puissance absorbé par la pompe	46
III.6.6. Energie consommée par la pompe.....	46
III.6.7. Prix d’énergie (Frais d’exploitation)	46
III.6.8. Frais d’amortissement	46
III.6.9. Calcul du bilan.....	47
III.7. Etude de l’adduction.....	47
III.7.1. Par refoulement	47
III.7.1.1. Tronçon (SR1)-(SR2)	47
III.7.1.2. Tronçon (SR2)-(R1)	48
III.7.1.3. Tronçon (SR3)-(SR4)	49
III.7.1.4. Tronçon (SR4)-(RT).....	50
III.7.2. Adduction gravitaire.....	51
III.7.2.1. Tronçon (PK)-(SR1).....	51
III.7.2.2. Tronçon (R1)-(SR3)	52

III.7.2.3. Tronçon(RT)-(R6).....	53
III.7.2.4. Tronçon(R6)-(R5).....	54
III.7.2.5. Tronçon(RT)-(R4).....	55
III.7.2.6. Tronçon(R4)-(R3).....	56
III.7.2.7. Tronçon(R4)-(R2).....	57
Conclusion.....	58

Chapitre IV : Etude et choix des pompes

IV.1. Introduction.....	59
IV.2. Equipements d'une station de pompage.....	59
IV.3. Choix des pompes	59
IV.4. Classification des pompes	59
IV.4.1. Pompes volumétriques	59
IV.4.2. Turbos-pompes.....	60
IV.4.2.1.Pompes centrifuges	60
IV.5. Critères généraux de définition des pompes :	61
IV.5.1. La vitesse de rotation :	61
IV.5.2. Le débit:	61
IV.5.3. La hauteur H [m] produite par la pompe :.....	61
IV.5.4. La puissance utile est absorbée :	61
IV.5.5. Le rendement :.....	61
IV.6. Courbes caractéristiques d'une pompe:	62
IV.6.1. Courbe hauteur-débit « $H=f(Q)$ » :.....	62
IV.6.2. Courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ » :.....	62
IV.6.3. Courbe des puissances absorbées-débit « $P_a=f(Q)$ » :	62
VI.7. Couplage des pompes.....	62
VI.7.1. Couplage en série	62
VI.7.2.Couplage en parallèle.....	63
VI.8. Point de fonctionnement d'une pompe.....	63
VI.8.1. Modification du temps de pompage	64
VI.8.2. Régulation par étouffement (le vannage)	64
VI.8.3. Rognage de la roue.....	65
IV.8.4. Variation de la vitesse de rotation	65
IV.9. Phénomène de cavitation.....	66
IV.10. Choix des pompes du projet.....	67
IV.10.1. Station de reprise SR1 :.....	67

IV.10.2. Station de reprise SR2:.....	68
IV.10.3. Station de reprise SR3:.....	70
IV.10.4. Station de reprise SR4:.....	71
Conclusion :.....	72

Capitre V: Protection et pose des conduites

V.1. Introduction	73
V.2. Phénomène de coup de bélier	73
V.3. Causes du coup de bélier	73
V.4. Risques dus aux coups de bélier	73
V.4.1. Risque de forte pression	73
V.4.2. Pression négative	74
V.4.3. Fatigues des conduites.....	74
V.5. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	74
V.5.1. Volant d'inertie.....	74
V.5.2. Soupape de décharge	74
V.5.3. Réservoir d'air	75
V.5.3.1. Avantages du réservoir d'air	75
V.5.3.2. Inconvénients du réservoir d'air	75
V.5.4. Cheminée d'équilibre	76
V.6. Etude du coup de bélier	77
V.6.1. La valeur du coup de bélier	77
V.6.2. Répartition du coup de bélier le long de la conduite	77
V.7. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons du refoulement	78
V.7.1. Constatation des résultats	79
V.8. Calcul d'un réservoir d'air.....	79
V.8.1. Principe de calcul du réservoir d'air.....	79
V.8.2. Application du calcul pour le tronçon SR1-SR2	82
V.9. Pose des conduites.....	83
V.9. 1. Principe de pose des canalisations.....	83
V.9.2. Les actions reçues par les conduites	84
V.9.3. Exécution des travaux.....	84
V.9.3.1. Décapage de la couche de terre végétale ou goudron.....	84
V.9.3.2. Excavation des tranchées.....	84
V.9.3.3. Aménagement du lit de sable.....	85

V.9.4.Pose de canalisation :.....	85
V.9.4.1.Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :.....	85
V.9.4.2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain :.....	85
V.9.4.3. Pose de canalisation en galerie :.....	86
V.9.5. Stabilisation des conduites :	87
Conclusion.....	87

Chapitre VI : Réseau de distribution

VI.1. Introduction.....	88
VI.2. Classification des réseaux de distribution	88
VI.2.1. Réseau ramifié.....	88
VI.2.2. Réseau maillé	88
VI.2.3. Réseau mixte	88
VI.3. Choix de tracé de réseau de distribution	87
VI.4. Choix du type des conduites.....	87
VI.5. Equipement et accessoire du réseau de distribution.....	87
I.5.1. Canalisations	89
VI.5.2. Organes accessoires	89
VI.5.2. 1. Robinets.....	89
VI.5.2. 2. Poteaux d'incendie	89
VI.5.2. 3. Régulateurs de pression.....	89
VI.5.2. 3. Les raccords	90
VI.6. Application.....	90
VI.6.1. Débit de pointe.....	91
VI.6.2. Débit spécifique :	91
VI.6.3. Débit de route	91
VI.6.4. Débit au nœud :	92
VI.6.5. Calcul des différents débits du réseau du village AMAGAZ.....	92
VI.6.5.1. Cas de pointe :	92
VI.6.5.2. Cas de pointe plus incendie.....	93
VI.6. Modélisation et simulation du réseau.....	94
VI.6.1. Présentation du logiciel EPANET.....	94
VI.6.2. La modélisation et la Simulation du réseau	94
VI.6.3. L'état du réseau après la simulation (cas de pointe)	94
VI.6.3.1. L'état des nœuds du réseau après la simulation	95
VI.6.3.2. L'état des conduites après simulation	96

VI.6.3.3. L'état de réseau après vannage.....	97
VI.6.4.1. L'état des nœuds et des conduites du réseau après simulation.....	98
VI.6.4.2. L'état du réseau après vannage	99
Conclusion.....	99
Conclusion générale	100

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Population de la commune de M' CISNA	4
Tableau (I.2) : Ouvrages de stockage	4
Tableau (I.3) : Nombre d'habitant par localité en 2018 et en 2043	5
Tableau (I.4) : Norme de consommation domestique.....	6
Tableau (I.5) : Besoins en eau domestique	6
Tableau (I.6) : Besoins en eau socioculturels de la commune de M' CISNA	7
Tableau (I.7) : Besoins en eau scolaire de toutes les localités de la commune de M' CISNA	8
Tableau (I.8) : Besoins en eau sanitaire de toutes les localités de la commune de M' CISNA.....	9
Tableau (I.9) : Evaluation des besoins administratifs.....	9
Tableau (I.10) : Evaluation des besoins commerciaux	10
Tableau (I.11) : Récapitulatif des besoins journaliers	11
Tableau (I.12) : Estimation du débit d'équipement pour l'horizon 2043	12
Tableau (I.13) : Majoration de la consommation moyenne journalière totale.....	13
Tableau (I.14) : Débit maximum journalier.....	13
Tableau (I.15) : Débit minimum journalier.....	14
Tableau (I.16) : Valeurs de β_{max} fonction du nombre d'habitant.....	14
Tableau (I.17) : Détermination des valeurs des coefficients $K_{max.h}$ en fonction du nombre d'habitants.....	15
Tableau (II.1) : Dimensionnement de la station de reprise SR1	24
Tableau (II.2) : Dimensionnement de la station de reprise SR3	26
Tableau (II.3) : Dimensionnement de la station de reprise SR4.....	27
Tableau (II.4) : Vérification de la capacité du réservoir R1	29
Tableau (II.5) : Dimensionnement de réservoir tampon RT.....	30
Tableau (II.6) : Dimensionnement réservoir R2.....	31
Tableau (II.7) : Dimensionnement de réservoir R3	33
Tableau (II.8) : Dimensionnement de réservoir R4	34
Tableau (II.8) : Dimensionnement de réservoir R4 (suite et fin)	35
Tableau (II.9) : Dimensionnement de réservoir R5	36
Tableau (II.10) : Dimensionnement de réservoir R6.....	37
Tableau (III.1) : Calcul de la H _{mt} du tronçon(SR1)-(SR2).....	46
Tableau (III.2) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SR1)-(SR2)	47
Tableau (III.3) : Calcul du bilan du tronçon (SR1)-(SR2)	47
Tableau (III.4) : Calcul de la H _{mt} du tronçon(SR2)-(R1)	47
Tableau (III.5) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SR2)-(R1)	48
Tableau (III.6) : Calcul du bilan du tronçon (SR2)-(R1).....	48
Tableau (III.7) : Calcul de la H _{mt} du tronçon(SR3)-(SR4).....	48
Tableau (III.8) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SR3)-(SR4)	49
Tableau (III.9) : Calcul du bilan du tronçon (SR3)-(SR4)	49
Tableau (III.10) : Calcul de la H _{mt} du tronçon(SR4)-(RT).....	49
Tableau (III.11) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SR4)-(RT).....	50
Tableau (III.12) : Calcul du bilan du tronçon (SR4)-(RT)	50
Tableau (III.13) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (PK)-(SR1)	50

Tableau (III.14) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R1)-(SR3).....	521
Tableau (III.15) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (RT)-(R6).....	53
Tableau (III.16) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R6)-(R5).....	53
Tableau (III.17) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (RT)-(R4).....	54
Tableau (III.18) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R4)-(R3).....	55
Tableau (III.19) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R4)-(R2).....	56
Tableau (III.20) : Récapitulatif des différents tronçons.	57
Tableau (IV.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	66
Tableau (V.1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	78
Tableau (VI.1) : Fonctions des raccords	90
Tableau (VI.2) : Détermination des débits.....	92
Tableau (VI.2) : Détermination des débits (suite et fin).....	93
Tableau (VI.3) : Etat des nœuds du réseau après simulation.....	96
Tableau (VI.4) : Etat des conduites après simulation	97
Tableau (VI.5) : Les pressions et les charge avant et après vannage.....	98
Tableau (VI.6) : Les pressions au niveau des nœuds avant et après le vannage pour les poteaux au niveau des nœuds N7et N35	99

Liste des figures

Figure (I.1) : Situation géographique de M' CISNA.....	2
Figure (I.2) : Carte d'état majeure de la commune de M' CISNA.....	3
Figure (I.3) : Histogramme de l'évaluation de la population	5
Figure (II.1) : Schéma générale d'un réservoir	18
Figure (II.2) : Conduite d'adduction	19
Figure (II.3) : Adduction noyée	19
Figure (II.4) : Adduction avec chute libre.....	19
Figure (II.5) : Conduite de distribution.....	20
Figure (II.6) : Conduite de trop-plein et de vidange	20
Figure (II.7) : Système a deux prises	21
Figure (II.8) : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	22
Figure (III.1) : Conduite en acier.....	40
Figure (III.2) : Conduite en PVC.....	40
Figure (III.3) : Conduite en PEHD.	40
Figure (III.4) : Conduite en fonte.....	40
Figure (III.5) : Vanne papillon.....	41
Figure (III.6) : Vanne opercule	41
Figure (III.7) : Schéma général d'adduction.....	58
Figure (IV.1) : Constitution d'une pompe centrifuge.....	60
Figure (IV.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	62
Figure (IV.3) : Couplage de deux pompes en sérié.....	63
Figure (IV.4) : Couplage de deux pompes en parallèle.....	63
Figure (IV.5) : Point de fonctionnement de la pompe.....	64
Figure (IV.6) : Courbes caractéristiques de la pompe SR1	67
Figure (IV.7) : Courbes caractéristiques de la pompe SR2	69
Figure (IV.8) : Courbes caractéristiques de la pompe SR3	70
Figure (IV.9) : Courbes caractéristiques de la pompe SR4	71
Figure (V.1) : Soupape de décharge	75
Figure (V.2) : Réservoir d'air	76
Figure (V.3) : Cheminée d'équilibre	76
Figure (V.4) : Pose de canalisation.....	74
Figure (V.5) : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	85
Figure (V.6) : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant	86
Figure (V.7) : Pose de canalisation dans un terrain mouillé.....	86
Figure (V.8) : Pose de canalisation dans une galerie.....	87
Figure (VI.1) : Réseau maillé.....	88
Figure (VI.2) : Réseau ramifié	88
Figure (VI.3) : Schéma représentatif du réseau de distribution de village d'AMAGAZ	90
Figure (VI.4) : Environnement de travail sur EPANET	94
Figure (VI.5) : Etat de réseau après la simulation (cas de pointe).....	95
Figure (VI.6) : Etat de réseau après la simulation (cas de pointe + l'incendie)	98

Liste des annexes

- Annexe (1)** : Régime de la consommations des agglomérations.
- Annexe (2)** : Diagramme de MOODY.
- Annexe (3)** : Prix unitaires des conduites en fonte ductile.
- Annexe (4)** : Prix des conduites en PEHD PN 20.
- Annexe (5)** : Prix des conduites en PEHD PN 10.
- Annexe (6)** : Diamètres des conduites en PEHD PN06.
- Annexe (7)** : Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon en fonction de son degré d'ouverture
- Annexe (8)** : Diamètres des conduites en PEHD PN16.
- Annexe (9)** : Courbes Caractéristiques de la pompe SR1.
- Annexe (10)** : Courbes Caractéristiques de la pompe SR2.
- Annexe (11)** : Courbes Caractéristiques de la pompe SR3.
- Annexe (12)** : Courbes Caractéristiques de la pompe SR4.
- Annexe (13)** : Coefficient de perte de charge «c» dans une tuyère.
- Annexe (14)** : Calcul du réservoir d'air du tronçon SR1-SR2.
- Annexe (15)** : Epure de BERGERON pour le tronçon SR1-SR2.
- Annexe (16)** : Variation de la pression absolue pour le tronçon SR1-SR2.
- Annexe (17)** : Etat du réseau après vannage (cas de pointe)
- Annexe (18)** : Etat des nœuds du réseau (cas de pointe + l'incendie) pour le poteau dans le nœud N7
- Annexe (19)** : Etat des conduites du réseau (cas de pointe+l'incendie) pour le poteau dans le nœud N7
- Annexe (20)** : Etat des nœuds du réseau cas de pointe + l'incendie pour le poteau dans le nœud N35
- Annexe (21)** : Etat des conduites du réseau (cas de pointe+l'incendie) pour le poteau dans le nœud N35

- A**: L'amortissement annuel (Annuité).
a: La célérité de l'onde en (m/s).
B: Valeur du coup de bélier (m).
B_L: Bilan en (DA).
C: Coefficient de perte de charge
D: Diamètre de réservoir (m).
D_N: Diamètre normalisé (m).
D_{ext}: Diamètre extérieur de la conduite (m).
D_{int}: Diamètre intérieur de la conduite (m).
D_{min}: Diamètre minimal de la conduite (m).
D_{max}: Diamètre maximal de la conduite (m).
d: Diamètre de la conduite en(m).
d_t: Diamètre de la tubulure.
d'': Diamètre de la veine contractée.
E: Energie consommée par la pompe (KWh).
e: L'épaisseur de la conduite en (m).
e': Prix d'un KWh (DA).
F_{amort}: Frais d'amortissement (DA).
F_{exp}: Frais d'exploitation (DA).
g: Accélération de la pesanteur ($g = 9,81\text{m/s}^2$).
H: Hauteur de réservoir(m).
H_L: Pertes de charge linéaires.
H_S: Pertes de charge singulières.
H_a: Hauteur d'aspiration en (m).
H_g: La hauteur géométrique (m).
H_{inc}: Hauteur d'incendie (m).
H_{max}: La valeur maximale de la pression-surpression(m).
H_{min}: La valeur maximale de la pression-dépression(m).
H_{mt}: Hauteur manométrique totale (m).
H_t: Les pertes de charge totale (m).
H₀: La pression absolue au point le plus haut de la conduite.
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.
h: Pression nominal de service qui est de 8bars.
h': Perte de charge engendré par vannage en (m).
i: Taux d'annuité.
J: Perte de charge linéaire (m/ml).
J_a: Perte de charge à l'aspiration en (m).
K: Coefficient de rugosité absolus de la conduite.
K_{max,j}: Coefficient d'irrégularité maximale.
K_{max,h}: Coefficient de variation de consommation maximum horaire.
K_{min,j}: Coefficient d'irrégularité journalière minimale.
K_r: Le coefficient de rapport de vitesse.
L: Longueur de la conduite (m).

- Li** : Longueur du tronçon (m).
- m** : Coefficient de rognage.
- m'** : Le rapport du diamètre de la section de la veine contracté et du diamètre de la tubulure.
- N** : La vitesse de rotation de la pompe (tr / min).
- NPSH_d** : Charge nette disponible d'aspiration calculée par l'utilisateur.
- NPSH_r** : Charge requise à l'aspiration fournit par le constructeur.
- N_i** : Nombre d'habitants.
- N'** : La nouvelle vitesse de rotation (tr / min).
- n** : Le nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considéré.
- n'** : Nombre d'années d'amortissement (n =25ans).
- P** : Puissance de pompage en (KW).
- PEHD** : Polyéthylène haute densité.
- PN** : La pression nominale.
- PK** : Point de piquage.
- PVC** : Chlorure de Polyvinyle
- P_a** : Puissance absorbée par la pompe (KW).
- P_{max}** : Résidu maximal dans le réservoir en %.
- p_n** : La population future à l'horizon considéré.
- P_u** : La puissance utile (KW).
- P_{uni}** : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml).
- P₀** : La population de l'année de référence.
- Q** : Le débit refoulé dans la conduite (m³/s).
- Q_{dom}** : Le débit des besoins domestique journalier en (m³/j).
- Q_{équi}** : Le débit des équipements journalier en (m³/j).
- Q_{fuites}** : Le débit des fuites en (m³/j).
- Q_{maj,j}** : Le débit majoré journalier en (m³/j).
- Q_{max,j}** : Le débit maximal du jour le plus chargé de l'année (m³/j).
- Q_{moy,j}** : Le débit moyen journalier en (m³/j).
- Q_n** : Débit du nœud (l/s).
- Q_p** : Débit de pointe en (m³/j).
- Q_r** : Débit de route (l/s)
- Q_s** : Débit spécifique (l/s).
- Q1** : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage (m³/s).
- Q2** : Le débit au point homologue du point désiré (m³/s).
- q_i** : Dotation moyenne journalière (l/j/ hab).
- R** : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).
- RT** : Réservoir tampon.
- Re** : Le nombre de REYNOLDS.
- R⁺max** : Résidu maximum positif.
- R⁻max** : Résidu maximum négatif.
- r** : Le pourcentage de rognage (%).
- S** : Section de la conduite (m²).
- SR** : Station de reprise.
- T** : Le taux d'accroissement annuel de la population qui est de **1,7%**.

- T_v : La pression de vapeur maximale de l'air.
 T' : Le temps de pompage par jour ($t=20h$).
 t : Temps de remplissage ($t= 0,25h$).
 U : Volume nouveau de l'air.
 U_{max} : Le volume maximal d'air (m^3).
 U_0 : Volume d'air initial.
 V : Volume de réservoir (m^3).
 V_R : Volume de réservoir.
 V_{SR} : Volume de la station de reprise.
 V_T : Le volume total du réservoir (m^3).
 V_f : Vitesse finale choisie (m/s).
 V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.
 V_{inc} : Le volume d'incendie ($120m^3$).
 V_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement qui est de $0,5 m/s$.
 V_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement qui est de $1,5 m/s$.
 V_u : Le volume utile de stockage du réservoir (m^3).
 V_0 : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).
 V_1 : Vitesse dans la tuyère (cas de la montée d'eau) (m/s).
 V_2 : Vitesse dans la tuyère (cas de la descente d'eau) (m/s).
 v : La vitesse d'écoulement (m/s).
 Z : Pression dans le réservoir d'air.
 Z_0 : Pression absolue.
 θ' : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.
 α_{max} : Coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération.
 β_{max} : Coefficient donné par un tableau en fonction du nombre d'habitants.
 ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).
 ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne.
 ρ : Masse volumique de l'eau.
 η : Rendement de la pompe en (%).
 λ : Coefficient de frottement de Darcy.
 δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
 π : 3,14.
 Δh_1 : La perte de charge à la montée (m).
 Δh_1 : La perte de charge à la descente (m).
 ΔU : La variation du volume d'air (m^3).

La vie humaine et sa continuité, ainsi que le développement de toutes les activités économiques, domestiques, industriels et agricoles de l'homme, dépendent profondément et d'une manière générale de la disponibilité de l'eau en quantité suffisante et de bonne qualité.

La situation actuelle de l'Algérie se caractérise par un déséquilibre entre les besoins et les ressources en eau, qui est due à la mauvaise gestion de la consommation de l'eau.

Cette situation de pénurie fait appel au recours à la réalisation des infrastructures hydrauliques plus exactement la construction des barrages. Dans ce concept, le barrage de Tichi-Haff a été réalisé afin d'assurer l'approvisionnement en eau potable vers 23 communes situées dans le couloir Akbou-Bejaia ainsi que le transfert vers les wilayas avoisinantes.

La population de la commune de M'CISNA (wilaya de Bejaia) est alimentée par les eaux d'un forage, suite à la mauvaise qualité des eaux qui sont devenues saumâtres, la commune accuse un déficit très important en matière d'alimentation en eau potable.

L'objectif de notre projet de fin de cycle consiste à étudier l'alimentation en eau potable de la commune de M'CISNA à l'horizon **2043** et résoudre le problème de manque d'eau, par un piquage à partir de la conduite de transfert du barrage de Tichi-Haff.

On commence notre travail par une présentation de la zone d'étude dans la première partie, ensuite nous procéderons à l'estimation des différents besoins en eau aux divers horizons.

Le deuxième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs de stockage projetés ainsi que les stations de reprises.

Dans le troisième chapitre, nous allons dimensionner les conduites d'adduction en tenant compte des conditions technico-économiques. Et pour acheminer l'eau de point de piquage vers les réservoirs nous allons choisir les pompes adéquates qui répondent aux exigences de notre projet qui sera détaillé dans le quatrième chapitre.

Concernant le cinquième chapitre, nous allons étudier la pose et la protection des conduites contre le phénomène de coup de bélier pour éviter tous les risques qui peuvent influencer le réseau.

On terminera notre travail par un dimensionnement d'un réseau de distribution par une application sur l'un des villages de la commune de M'CISNA, et on finalisera notre projet par une conclusion générale.

I.1. Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, et pour satisfaire les besoin en eau d'une agglomération, l'étude de site ainsi l'estimation des différent besoins en eau (domestique, sanitaire, scolaire ...etc) est nécessaire pour assurer une bonne adduction et distribution de l'eau.

I.2. Présentation de site

I.2.1. Situation géographique

I.2.1.1. La commune

La commune de M'CISNA fait partie de la Daïra de SEDDOUK, elle est située dans la partie sud-ouest de la wilaya de Béjaïa, couvre une superficie de 39.12 Km². Elle est délimitée par [1] :

- Au Nord par les communes SIDI-AYAD et TIMAZRIT.
- Au sud par la commune de BENI-MAOUCHE.
- A l'est par la commune de BENI-DJELLIL.
- A l'ouest par la commune de SEDDOUK.

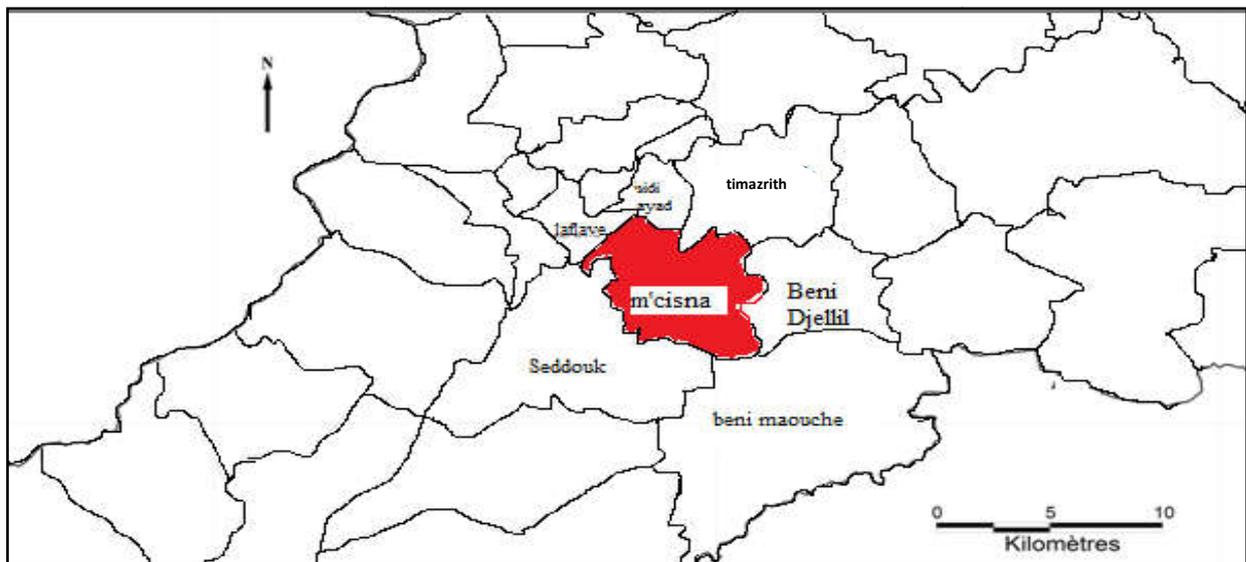
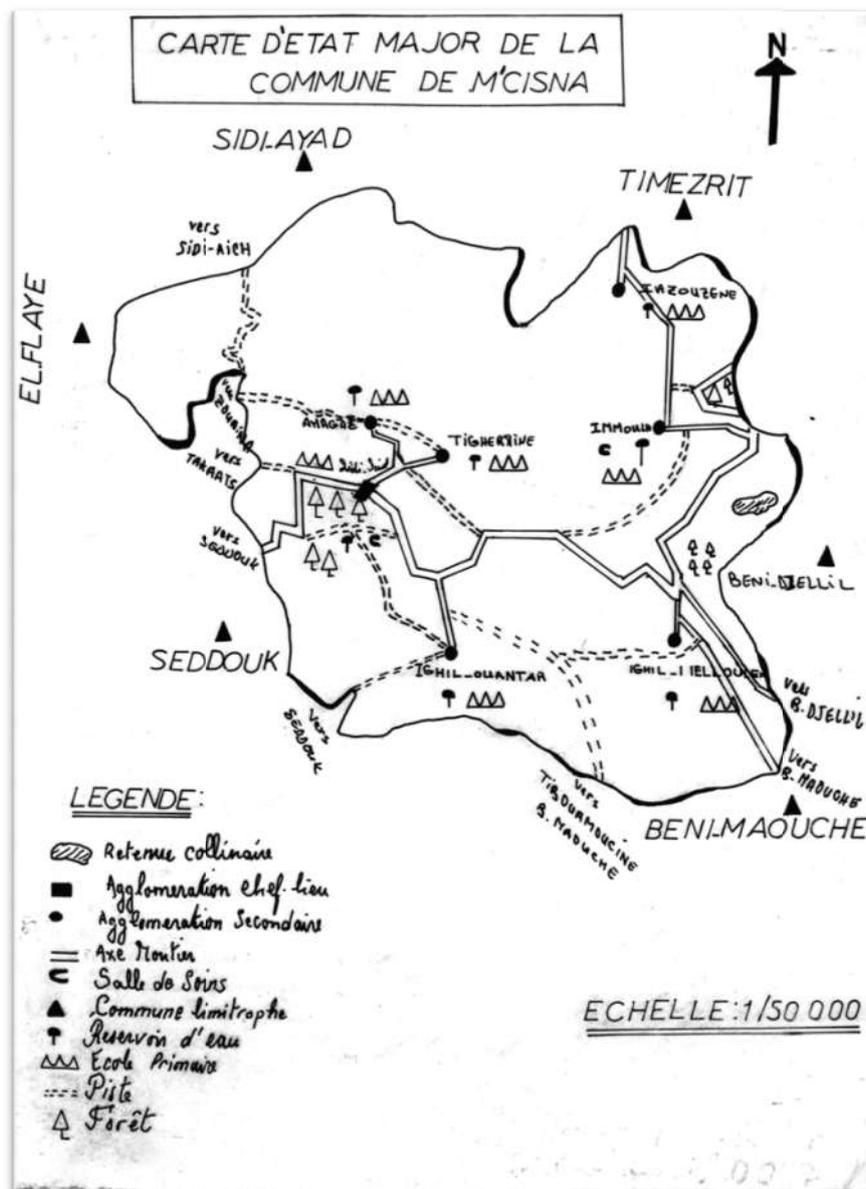


Figure (I.1) : Situation géographique de M'CISNA

I.2.1.2. Les villages

La commune de M'CISNA est issue de la réorganisation administrative de 1984 composée d'un chef lieu de (07) villages (SIDI-SAID, AMAGAZ, THIGHARMINE, IGHIL OUARTAR, IGHIL MELLOULEN, IMMOULA ET IAZZOZEN) [2].



Figure(I.2) : Carte d'état majeure de la commune de M' CISNA

I.2.2. Situation topographique

La zone étudiée est caractérisée par un relief montagneux très accidenté dont la pente est supérieure à 25% avec un point culminant à 1500 m d'altitude accompagnée d'érosion très intenses [2].

I.2.3. Situation Climatologique

Climat Appartenant au domaine méditerranéen, la commune de M' CISNA jouit d'un climat pluvieux et froid en hivers, sec et chaud en été [1].

I.2.4. Situation démographique

La commune de M' CISNA est composée d'un chef lieu de 7 villages pour une population de 8335 habitants selon le RGPH réalisé en 2008 ; la population de chaque localité est donnée dans le tableau ci-dessous [1] :

Tableau (I.1) : Population de la commune de M' CISNA

Localisation	Population
Chef Lieu (Sidi Said)	1753
Amagaz	1188
Thighermine	765
Immoula	1646
Ighil Ouantar	2297
Lazzouzene	277
Ighil Melloulene	409
Somme	8335

I.2.5. Situation hydraulique

I.2.5.1. Ressources en eau

La commune de M' CISNA est alimentée à partir d'un forage commun avec la commune de SEDDOUK qui débite **33 l/s** pour SEDDOUK et **16 l/s** pour la commune de M' CISNA.

Actuellement le forage est à l'arrêt à cause de la mauvaise qualité des eaux qui sont devenues saumâtres (la remontée du sel) [2].

I.2.5.2. Ouvrage de stockage

Les ouvrages de stockage de la commune de M' CISNA sont représentés dans le tableau suivant [1] :

Tableau (I. 2) : Ouvrages de stockage

Commune	Localité	Réservoirs		
		Nombre	Nom	Capacité (m ³)
M' CISNA	Réservoir principal	1	Bleuzir	500
	Sidi Said (ACL) et périphérie	2	Chef lieu	150
			Village	100
	Amagaz	1	Amagaz	400
Ighil Ouantar	1	Ighil Ouantar	250	
TOTAL		5		1400

I.3. Estimation des besoins

I.3.1. Estimation de la population actuelle et a l'horizon pour chaque localité :

L'estimation de la population future ainsi que les besoin en eau de la population à desservir, sont faite sur la base du recensement démographique de 2008 (RGPH). Elle suit la loi des accroissements géométriques, donnée par l'expression (I.1) suivante, qui tient compte du taux de naissance, du taux d'immigration et celui de mortalité.

$$p_n = p_0 * (1 + T)^n \quad (I.1)$$

Avec :

- p_n : La population future à l'horizon considéré ;
- p_0 : La population de l'année de référence ;
- T : Le taux d'accroissement annuel de la population qui est de **1,7%** ;
- n : Le nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considéré.

Notre étude s'étend sur un horizon de **25 ans (2043)**

Après l'application de l'équation (I.1), le tableau (I.3) et la figure (I.3) représentent la répartition de la population de la commune de M' CISNA en 2008, 2018 et en 2043 :

Tableau (I. 3) : Nombre d'habitant par localité en 2018 et en 2043

N°	Localité	Population en 2008	Population en 2018	Population en 2043
1	Chef lieu (Sidi Said	1753	2075	3163
2	Amagaz	1188	1406	2143
3	Thigharmine	765	905	1379
4	Immoula	1646	1948	2969
5	Ighil ouantar	2297	2719	4144
6	Iazzouzene	277	328	500
7	Ighil melloulen	409	484	738
Totale	7	8335	9865	15036

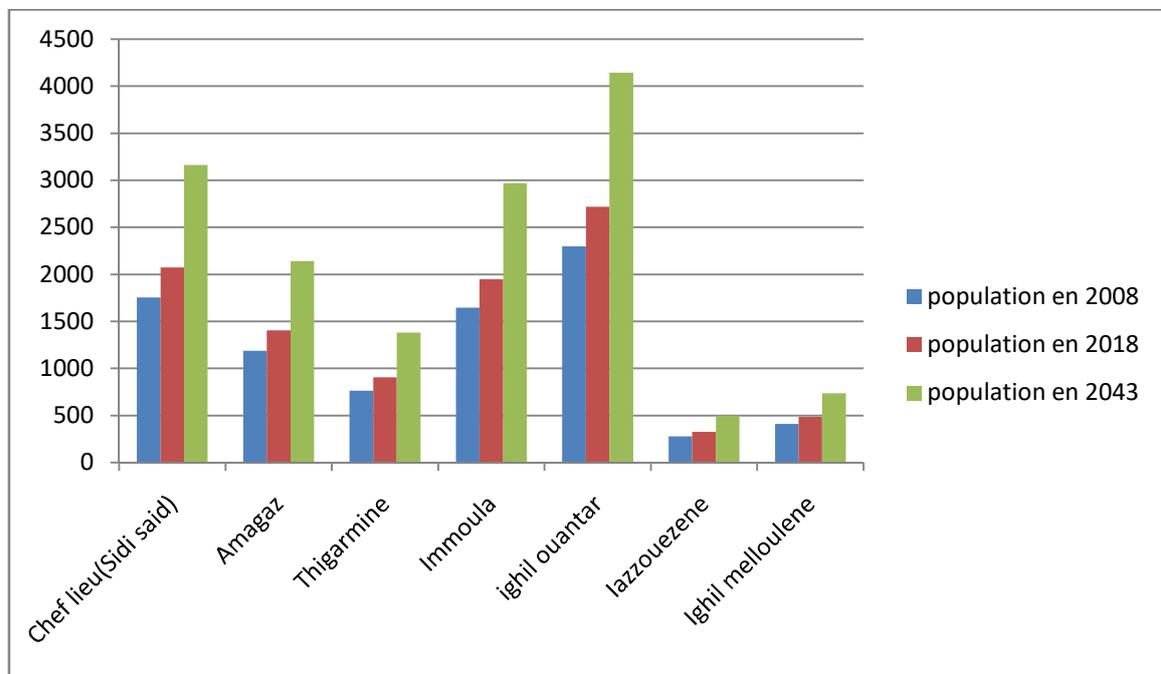


Figure (I. 3) : Histogramme de l'évaluation de la population

I.3.2. Le choix de norme de consommation

La population, les ressources disponibles et les normes d'hygiène déterminent la consommation à adopter. Elle se caractérise par une unité de consommation par jour par habitant [3], elle est représentée dans le tableau (I.4) :

Tableau (I.4) : Norme de consommation domestique

Nombre d'habitant	Norme de consommation (l/hab/j)
De 5 000 à 20 000	150 à 200
De 20 000 à 100 000	200 à 300
Supérieur à 100 000	300 à 400

Dans notre cas, on prend une dotation de **150 (l/hab/j)**

I.3.3. Consommation moyenne journalière

Le dimensionnement du réseau projeté est estimé sur la base de la consommation en eau actuelle et future, elle se détermine en tenant compte des différents types de consommation, domestique, socioculturel, scolaire, sanitaire, administratif, et commercial ...etc. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \sum(q_i * N_i / 1000) \quad (\text{I.2})$$

Avec :

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

I.3.4. Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents usagers

Les différents besoins en eau de la commune de M' CISNA sont représentés dans les tableaux ci-dessous [1] :

I.3.4.1. Les besoins domestiques

Après l'application de l'équation (I.2), Les besoins en eau de la population sont représentés dans le tableau (I.5) :

Tableau (I.5): Besoins en eau domestique

Localité	Population 2018	Population 2043	Dotation (l/s/hab)	Besoin (m^3/j)	
				2018	2043
Chef lieu (Sidi Said)	2075	3162	150	311,25	474,3
Amagaz	1406	2143	150	210,9	321,45
Thigharmine	905	1380	150	135,75	207
Immoula	1948	2969	150	292,2	445,35
Ighil ouantar	2719	4144	150	407,85	621,6
Iazzouzene	328	500	150	49,2	75
Ighil melloulen	484	738	150	72,6	110,7
Somme	9865	15036	150	1479,75	2255,4

I.3.4.2. Besoin socioculturels

Les équipements socioculturels existants dans chaque village sont représentés dans le Tableaux (I.6) :

Tableau (I.6): Besoins en eau socioculturels de la commune de M' CISNA

Équipements	Nombre	Effectif	Unité	Dotation (l/j/U)	Besoin (m ³ /j)	Localisation
Centre de formation	1	153	élève	20	3,06	Sidi Said
Salle omnisport	1	100	athlète	100	10	
Mosquée	1	500	fidèle	20	10	
Zaouia	1	42	fidèle	20	0,84	
Centre culturel	1	200	personne	15	3	
Salle polyvalente	1	200	personne	20	4	
Salle des fêtes	1	400	personne	40	16	
Bibliothèque	1	200	personne	15	3	
Parc d'attraction (projeté)	1	-	-	-	100	
Total					149,9	
Salle de sport	1	50	athlète	10	0,5	Tigharmine
Mosquée	1	200	fidèle	20	4	
Centre culturel	1	50	personne	15	0,75	
Total					5.25	
Salle omnisport	1	50	athlète	100	5	Amagaz
Mosquée	1	400	fidèle	20	8	
Centre culturel	1	200	personne	15	3	
Foyer de jeunes (projeté)	1	50	personne	25	1,25	
Total					17.25	
Salle omnisport	1	100	athlète	100	10	Ighil Ouantar
Mosquée	1	600	fidèle	20	12	
Centre culturel	1	100	personne	15	1,5	
Maison de jeune	1	100	personne	25	2,5	
Jardin d'enfants (projeté)	1	50	personne	25	1,25	
Totale					27.25	
Mosquée (projeté)	1	600	fidèle	20	12	Ighil Melloulene
Totale					12	
Mosquée (projeté)	1	500	fidèle	20	10	Iazzouzene
Totale					10	
Mosquée	2	600	fidèle	20	12	Immoula
Totale					12	
TOTAL					233.65	

I.3.4.3. Les besoins scolaire

Les besoins scolaire de différente localité de la commune de M' CISNA sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (I.7) : Besoins en eau scolaire de toutes les localités de la commune de M' CISNA

Désignation	Nombre	Effectif totale	Unité	Dotation (l/j/U)	Besoin (m ³ /J)	Localisation
Ecole primaire	1	221	élève	25	5,525	Sidi said
Cantine (école primaire)	1	221	élève	25	5,525	
CEM	1	800	élève	25	20	
Lycée (projeté)	1	1000	élève	25	25	
Totale					56.05	
Ecole primaire	1	88	élève	25	2,2	Thigharmine
Cantine (école primaire)	1	88	élève	25	2,2	
Totale					4.4	
Ecole primaire	1	92	élève	25	2,3	Amagaz
Cantine (école primaire)	1	92	élève	25	2,3	
Totale					4,6	
Ecole primaire	2	304	élève	25	7,6	Ighil ouanter
Cantine (école primaire)	1	304	élève	25	7,6	
Totale					15.2	
Ecole primaire	1	100	élève	25	2,5	Iazzouzene
Totale					2,5	
Ecole primaire	1	100	élève	25	2.5	Immoula
CEM	1	400	élève	25	10	
Totale					12.5	
TOTALE					95.25	

I.3.4.4. Les Besoins sanitaire

Les besoins sanitaire sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau (I. 8): Besoins en eau sanitaire de toutes les localités de la commune de M' CISNA

Équipements	Nombre	Effectif totale	Unité	Dotation (l/j/U)	Besoin (m ³ /j)	Localisation
Polyclinique	1	100	patient	25	2.5	Sidi Said
salle de soins	1	40	patient	25	1	
Total					3.5	
Centre de soins	1	30	patient	25	0.75	Tigharmine
Total					0.75	
Centre de soins	1	50	patient	25	1.25	Amagaz
Total					1.25	
Centre de soins	1	70	patient	25	1.75	Ighil Ouantar
Totale					1.75	
Centre de soins	1	70	patient	25	1.75	Immoula
Totale					1.75	
TOTALE						9

I.3.4.5. Les Besoins administratifs

Les besoins administratifs de toutes les localités de la commune de M' CISNA sont représentés dans le tableau (I.9) :

Tableau (I.9) : Evaluation des besoins administratifs

Équipements	Nombre	Effectif	Unité	Dotation (l/j/U)	Besoin (m ³ /j)	Localisation
APC	1	56	Employé	25	1.4	Sidi Said
Poste	1	6	Employé	25	0.15	
Sureté nationale (projeté)	1	30	Employé	25	0.75	
Total					2.3	
Annexe d'APC	1	3	Employé	25	0.075	Tigharmine
Bureau de Poste	1	3	Employé	25	0.075	
Total					0.15	
Annexe d'APC	1	7	Employé	25	0.175	Amagaz
Bureau de Poste	1	3	Employé	25	0.075	
Total					0.25	
Bureau de Poste	1	3	Employé	25	0.075	Ighil Ouantar
Annexe d'APC	1	7	Employé	25	0.175	
Total					0.25	
Annexe d'APC	1	7	Employé	25	0.175	Immoula
Bureau de Poste	1	3	Employé	25	0.075	
Total					0.25	
TOTAL						4.6

I.3.4.6. Les Besoins commerciaux

Les besoins commerciaux sont représentés dans le tableau (I.10) :

Tableau (I.10): Evaluation des besoins commerciaux

Equipements	Nombre	Effectif totale	Unité	Dotation (l/j/U)	Besoin (m ³ /J)	Localisation
Locaux commerciaux	35	70	Locale	25	1,75	Sidi said
Huilerie	1	-	-	-	0.4	
Station de lavage	1	-	-	-	1	
Station de lavage (projeté)	2	-	-	-	2	
Totale					5.15	
Locaux commerciaux	3	6	Locale	25	0,15	Thigharmine
Totale					0,15	
Locaux commerciaux	5	10	Locale	25	0,25	Amagaz
Huilerie	1	-	-	-	0.4	
Totale					0.65	
Locaux commerciaux	10	20	Locale	25	0,5	Ighil ouanter
Huilerie	2	-	-	-	0.8	
Unité de production de sel	1	10	Employé	10	0,1	
		500	m ²	5	2,5	
Totale					3.9	
TOTALE					9.85	

Les résultats trouvés précédemment sont récapitulés dans le tableau (I.11) :

Tableau (I.11): Récapitulatif des besoins journaliers

Localité	Secteur	Besoin (m ³ /J)
Chef lieu (Sidi Said)	domestique	311,25
	socioculturel	149,9
	Scolaire	56,05
	Sanitaire	3,5
	administratif	2,3
	Commercial	5,15
Total de sidi said	-	528,15
Amagaz	domestique	210,9
	socioculturel	17,25
	Scolaire	4,6
	Sanitaire	1,25
	administratif	0,25
	Commercial	0,65
Total d'Amagaz	-	234,675
Thigharmine	domestique	135,75
	socioculturel	5,25
	scolaire	4,4
	Sanitaire	0,75
	administratif	0,15
	Commercial	0,15
Total de Thigharmine	-	146,45
Immoula	domestique	292,2
	socioculturel	12
	scolaire	12,5
	Sanitaire	1,75
	administratif	0,25
Total d'Immoula	-	318,7
Ighil ouantar	domestique	407,85
	socioculturel	27,25
	scolaire	15,2
	Sanitaire	1,75
	administratif	0,25
	Commercial	3,9
Total d'Ighil ouantar	-	456,2
Iazzouzene	domestique	49,2
	socioculturel	10
	scolaire	2,5
Total d'Iazzouzene	-	6,17
Ighil melloulen	domestique	72,6
	socioculturel	12
Total d'Ighil melloulen	-	84,6
TOTAL	-	1774,945

I.3.5. Estimation des débits des équipements pour l'horizon 2043

Le débit moyen journalier pour divers horizons est la somme des besoins domestiques et des besoins d'équipements administratifs, scolaires, sanitaires, socioculturels, commerciaux. Il est calculé selon la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{équi}} \quad (\text{I.3})$$

Et le débit d'équipements projetés sera estimé par la formule suivante [4] :

$$\left[\frac{Q_{\text{équi}}(2018)}{Q_{\text{dom}}(2018)} \right] = \left[\frac{Q_{\text{équi}}(2043)}{Q_{\text{dom}}(2043)} \right] \quad (\text{I.4})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.j}}$: Le débit moyen journalier en (m^3/j) ;
- Q_{dom} : Le débit des besoins domestique journalier en (m^3/j) ;
- $Q_{\text{équi}}$: Le débit des équipements journalier en (m^3/j).

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (I.12): Estimation du débit d'équipement pour l'horizon 2043

Localité	Q_{dome} (m^3/j)		$Q_{\text{équi}}$ (m^3/j)		$Q_{\text{moy.j}}$ (m^3/j)	
	2018	2043	2018	2043	2018	2043
Chef lieu (sidi said)	311,25	474,3	216,9	330,52	528,15	804,82
Amagaz	210,9	321,45	24	36,580	234,675	358,03
Tigharmine	135,75	207	10,7	16,32	146,45	223,32
Immoula	292,2	445,35	26,5	40,39	318,7	485,74
Ighil Ouantar	407,85	621,6	48,35	73,69	456,2	695,29
Iazzouzene	49,2	75	12,5	19,05	6,17	94,05
Ighil Melloulene	72,6	110,7	12	18,3	84,6	129
Somme	1479,75	2255.4	350,95	534.76	1830.7	2790,22

I.3.6. Calcul du débit majoré journalier ($Q_{\text{maj.j}}$)

Afin de compenser les fuites au niveau du réseau de distribution, qui son en fonction de nature de terrain, êtas du réseau, en estime les pertes à 20% pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière.

$$Q_{\text{maj.j}} = Q_{\text{moy.j}} + Q_{\text{fuites}} \quad (\text{I.5})$$

$$Q_{\text{fuites}} = Q_{\text{moy.j}} * (20/100) \quad (\text{I.6})$$

$$Q_{\text{maj.j}} = 1.2 * Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{I.7})$$

Avec :

- $Q_{\text{maj.j}}$: Le débit majoré journalier en (m^3/j) ;
- $Q_{\text{moy.j}}$: Le débit moyen journalier en (m^3/j) ;
- Q_{fuites} : Le débit des fuites en (m^3/j).

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

Localité	Q _{moy.j} (m ³ /j)		Q _{maj.j} (m ³ /j)	
	2018	2043	2018	2043
Chef lieu (sidi said)	528,15	804,82	633,78	965,784
Amagaz	234,675	358,03	281,61	429,636
Tigharmine	146,45	223,32	175,74	267,984
Immoula	318,7	485,74	382,44	582,888
Ighil Ouantar	456,2	695,29	547,44	834,348
Iazzouzene	6,17	94,05	7,404	112,86
Ighil Melloulene	84,6	129	101,52	154,8
Somme	1774.945	2790,25	2129,934	3348,3

I.3.7. Variation de la consommation journalière

Au cours de l'année, les mois, les semaines et les jours, la consommation de l'eau n'est pas constante. Parfois la consommation est maximale comme elle peut être minimale, cette variation est caractérisé par un coefficient dits coefficient d'irrégularité journalière. Il existe deux coefficients à savoir :

- Coefficient d'irrégularité journalière minimum $K_{\min-j}$
- Coefficient d'irrégularité journalière maximum $K_{\max-j}$

Ces coefficients sont utilisés pour calculer les débits minimal et maximal du jour .Ils sont données comme suit :

I.3.7.1. La consommation maximale journalière

La consommation maximale ce calcule par l'équation suivante :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{maj,j} \quad (I.8)$$

Avec :

- $Q_{maj,j}$: Le débit majoré journalier en (m³/j) ;
- $Q_{\max,j}$: Le débit maximal du jour le plus chargé de l'année (m³/j) ;
- $K_{\max,j}$: Le coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur varie de 1,1 ÷ 1,3. Dans notre cas, nous avons pris $K_{\max,j}=1.2$

Donc : $Q_{\max,j} = 1.2 * Q_{maj,j}$ (I.9)

Tableau (I. 14): Débit maximum journalier

Localité	Q _{maj.j} (m ³ /j)		Q _{max.j} (m ³ /j)	
	2018	2043	2018	2043
Chef lieu (sidi said)	633,78	965,78	760,54	1158,89
Amagaz	281,61	429,64	337,93	515,56
Tigharmine	175,74	267,98	210,89	321,58
Immoula	382,44	582,89	458,93	699,46
Ighil Ouantar	547,44	834,35	656,93	1001,21
Iazzouzene	7,404	112,86	8,88	135,43
Ighil Melloulene	101,52	154,8	121,82	185,76
Somme	2129,934	3348,3	2555,92	4017,89

I.3.7.2. La consommation minimale journalière

La consommation maximale se calcule par l'équation suivante :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\max,j} \quad (I.10)$$

Avec :

- $Q_{\min,j}$: Le débit minimal du jour le plus chargé de l'année (m^3/j) ;
- $K_{\min,j}$: Le coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur varie de $0,7 \div 0,9$. Dans notre cas, nous avons pris $K_{\min,j}=0.8$

$$\text{Donc : } Q_{\min,j} = 0.8 * Q_{\max,j} \quad (I.11)$$

Tableau (I.15): Débit minimum journalier

Localité	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)		$Q_{\min,j}$ (m^3/j)	
	2018	2043	2018	2043
Chef lieu (sidi said)	760,54	1158,94	608,432	927,152
Amagaz	337,93	515,56	270,344	412,448
Tigharmine	210,89	321,58	168,712	257,264
Immoula	458,93	699,46	367,144	559,568
Ighil Ouantar	656,93	1001,21	525,544	800,968
Iazzouzene	8,88	135,43	7,104	108,344
Ighil Melloulene	121,82	185,76	97,456	148,608
Somme	2555,92	4017,94	2044,736	3214,352

I.3.7.3. Variation de la consommation horaire

Le débit maximal et minimal subit des variations horaires, ces dernières sont caractérisées par des coefficients de variations horaires : $K_{\max,h}$ et $K_{\min,h}$

I.3.7.4. Détermination de coefficient de variation maximale horaire

Le coefficient de variations horaires $K_{\max,h}$ est défini comme suit:

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (I.12)$$

Avec :

- α_{\max} : Le coefficient qui dépend du niveau de vie et de confort, il est compris entre $1,2 \div 1,4$; Pour notre étude nous avons pris $\alpha_{\max}=1,2$;
- β_{\max} : Le coefficient qui dépend du nombre d'habitant, sera déterminé par la méthode d'interpolation à l'aide du tableau (I.16) :

Tableau (I.16): Valeurs de β_{\max} fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitant *1000	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>1000
Valeurs de β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Les résultats de calcul de β_{max} et K_{maxh} sont regroupés dans le tableau (I.17) :

Tableau (I.17): Détermination des valeurs des coefficients K_{maxh} en fonction du nombre d'habitants

Localité	Population		β_{max}		K_{maxh}	
	2018	2043	2018	2043	2018	2043
Chef lieu (Sidi Said)	2075	3162	1.68	1,56	2,016	1,872
Amagaz	1406	2143	1.84	1,67	2,208	2,004
Thigharmine	905	1380	2	1,85	2,4	2,22
Immoula	1948	2969	1.71	1,57	2,052	1,884
Ighil ouantar	2719	4144	1.59	1,49	1,908	1,788
Iazzouzene	328	500	2	2	2,4	2,4
Ighil melloulen	484	738	2	2	2,4	2,4

Conclusion

Ce présent chapitre, nous a permis de connaître les caractéristiques générales de la commune de M' CISNA (géographique, démographique, hydraulique, ...etc), ainsi nous avons estimé les besoins en eau potable des différentes localités de cette commune.

Nous avons trouvés un débit maximum journalier à l'horizon de **4017,89 m³/j**, ce débit nous permettent de dimensionner les différents ouvrage de stockage et de transport de l'eau.

II.1. Introduction

Le réservoir est un ouvrage hydraulique de stockage de grande importance dans un réseau d'alimentation en eau potable, aménagé pour contenir de l'eau, soit potable destinée à consommation publique, soit pour l'usage industriel et il permet d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production.

II.2. Utilité de réservoir

Les réservoirs sont en générale nécessaire pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable. Les principales fonctions des réservoirs sont [4] :

- ✓ **La régulation du débit** entre le régime de l'adduction et le régime de distribution.
- ✓ **La régulation de pression entre tout point de réseau:** le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes.
- ✓ **La sécurité:** vis-à-vis des risques d'incendie et de demande exceptionnelle.
- ✓ **Régularisé le fonctionnement de la pompe:** le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et la distribution gravitaire pendant les heures des pointes).

II.3. L'emplacement de réservoir

- ✓ L'emplacement optimale du réservoir se situer au centre de gravité à desservir.
- ✓ Dans certain cas on sera amené à établir le réservoir à extrémité de l'agglomération pour diminuer la perte de charge.

II.3.1. Cas particulier d'emplacement

La topographie des lieux ou des conditions particuliers peuvent parfois modifier l'emplacement des réservoirs [4]:

➤ *intervention de relief*

La présence d'un relief a proximité d'une agglomération, peut faciliter l'établissement d'un réservoir semi-enterré, qui sera toujours plus économique.

II.3.2. Altitude des réservoirs

Il faut évidemment que l'emplacement choisi donne aux abonnées une pression suffisante au moment de pointe. En conséquence, l'altitude de la cuve doit se situer à un niveau supérieur à la plus haut cote piézométrique à desservir pour avoir l'altitude de radie de la cuve [4].

II.4. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs selon [3] :

- ✚ **La position du réservoir par apport au sol**
 - ✓ Enterrés;
 - ✓ Semi-enterrés ;
 - ✓ Surélevé.
- ✚ **La forme de la cuve**
 - ✓ Réservoir carré;
 - ✓ Réservoir rectangulaire ;
 - ✓ Réservoir circulaire ;
 - ✓ Réservoir de forme quelconque.
- ✚ **La nature des matériaux**
 - ✓ Réservoirs métalliques;
 - ✓ Réservoir en maçonnerie ;
 - ✓ Réservoir en béton armée.
- ✚ **Selon le mode de fermeture**
 - ✓ Réservoirs non couverts ;
 - ✓ Réservoirs couverts.
- ✚ **Selon la complexité de la construction**
 - ✓ Réservoir simple ;
 - ✓ Réservoir multiple ;
 - ✓ Réservoir superposé ;
 - ✓ Réservoir superposé et multiple.

II.5. Choix du type de réservoir:

On optera pour des réservoirs circulaires semi-enterrés pour les motifs suivant :

- L'étude architecturale est simplifiée ;
- L'étanchéité est facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau à une température constante;
- Les frais de terrassement sont moins onéreux;

La figure (II.1) représente un schéma général d'un réservoir:

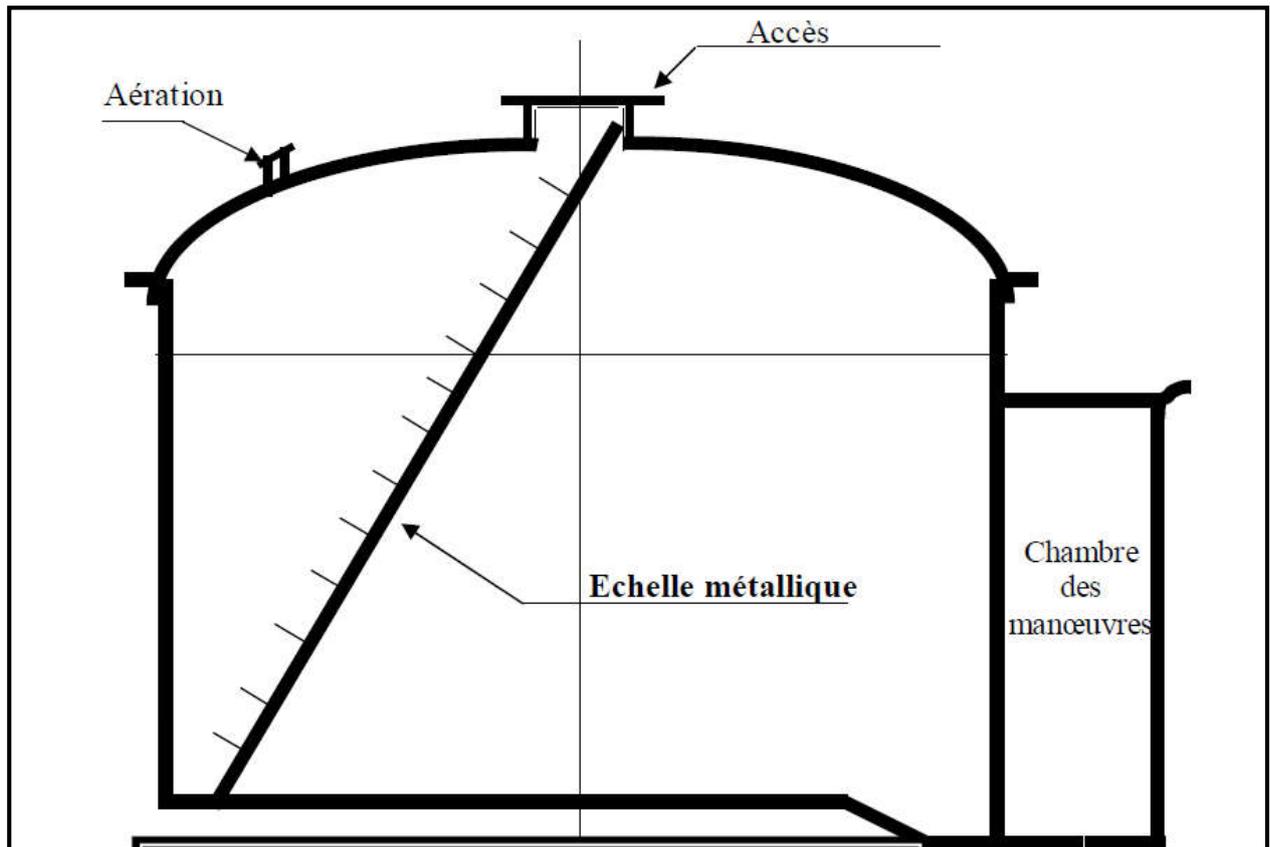


Figure (II.1): Schéma générale d'un réservoir

II.6. Equipement des réservoirs

Un réservoir doit être équipé par [3]:

- ✚ Conduite d'adduction;
- ✚ Conduite de distribution;
- ✚ Conduite de vidange;
- ✚ Conduite de trop plein;
- ✚ Conduite de bay basse, dans certain cas;
- ✚ Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

II.6.1. Conduite d'adduction

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal:

- ✚ obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire;
- ✚ un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Le schéma de la conduite d'adduction est illustré dans la figure (II.2) :

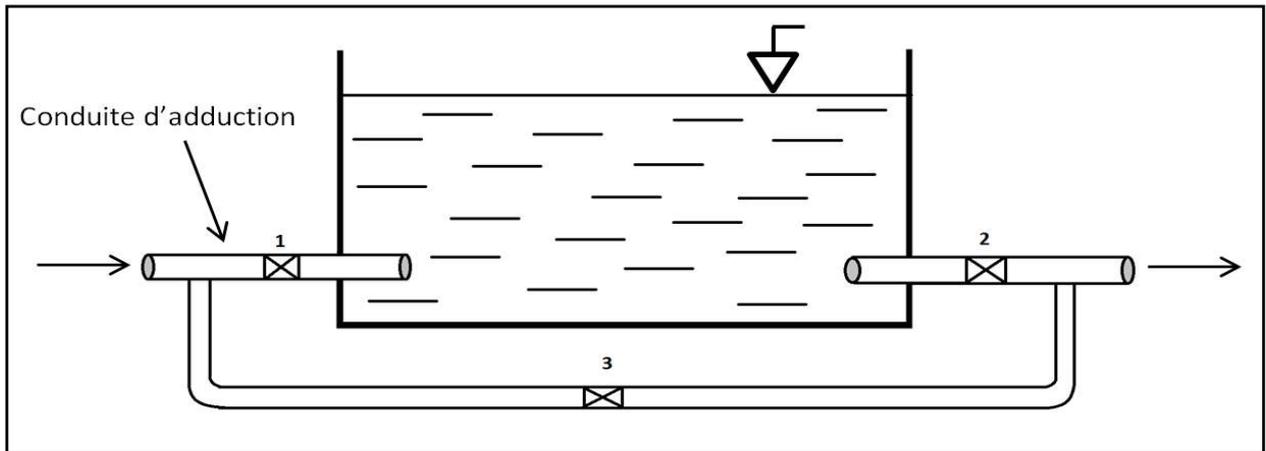
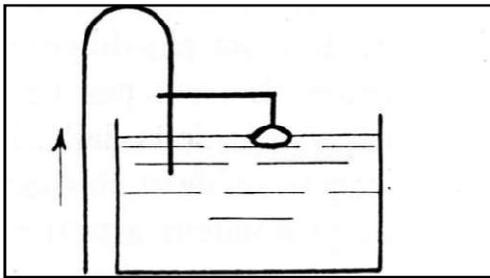
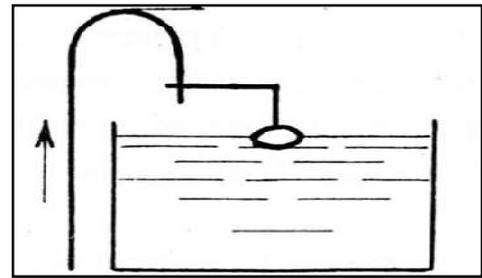


Figure (II.2): Conduite d'adduction

L'adduction s'effectue par servers, soit en chute libre en provoquant a l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvre en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon a ce que l'extrémité soit toujours noyée. L'installation du robinet flotteur interrompt l'arrivée de l'eau quand le réservoir atteint son niveau maximal.



Figure(II.3): Adduction noyée



Figure(II.4): Adduction avec chute libre

II.6.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution dans le réservoir s'effectue a 0.15-0.20 m au dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sable qui pourraient se décanté dans la cuve.il ya lieu aussi de réservé un minimum de 0.5 m au dessus de la génératrice supérieur de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau pour facilité le passage de l'eau, le départ sera prévu l'opposé de l'arrivée, aussi un robinet vanne sera aménagé sur le départ de la conduite.

Le schéma de la conduite d'adduction est illustré dans la figure (II.5) :

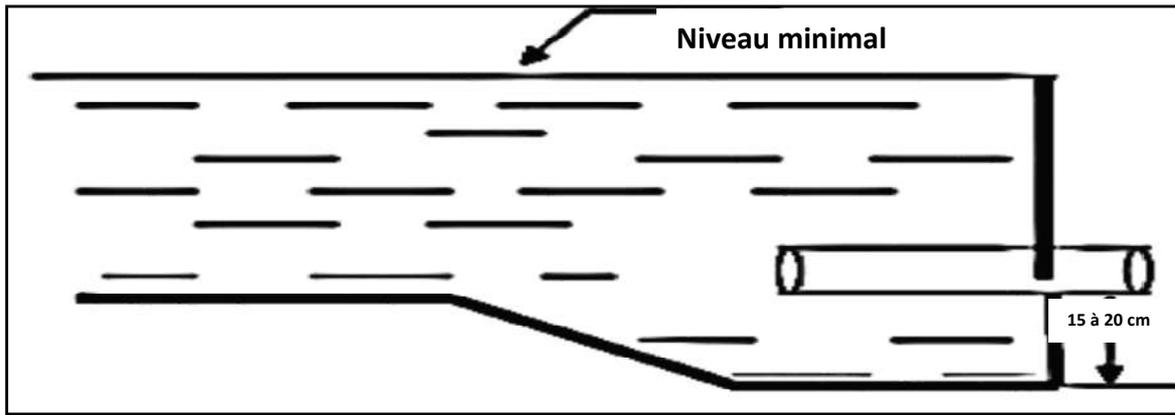


Figure (II.5): Conduite de distribution

II.6.3. Conduite de trop-plein

La conduite de trop plein permet d'évacuer l'excès d'eau dans le réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Cette conduite doit être aménagée par un joint hydraulique en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

II.6.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

Le schéma de la conduite de trop plein et de vidange est illustré dans la figure ci-dessous :

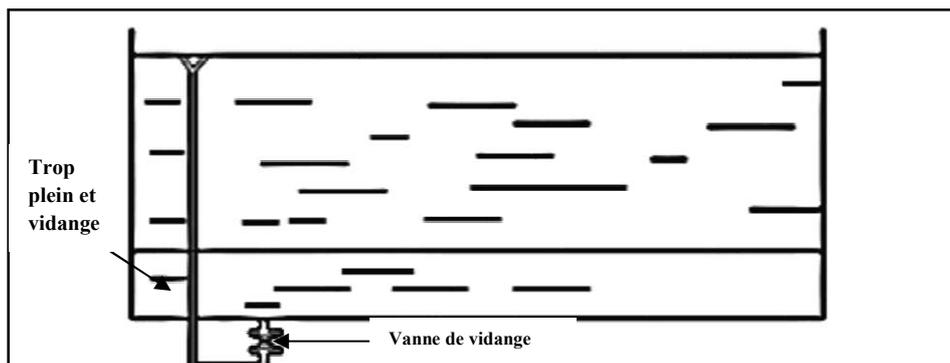


Figure (II.6): Conduite de trop-plein et de vidange

II.6.5. Conduite de bay-pass

La distribution d'eau pendant le nettoyage du réservoir est assurée par un dispositif qui est le by-pass reliant la conduite d'adduction à celle de distribution, elle s'effectue selon le schéma de la figure (II.2):

- ✓ en temps normal (1) et (2) sont ouvertes et (3) fermée;
- ✓ en bay-pass on ferme (1) et (2) et on ouvre (3).

II.6.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver la réserve destinée à lutter contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, on distingue deux types de dispositions :

II.6.6.1. Système à deux prises

En temps normal, (1) est fermé et (2) est ouvert;

En cas d'incendie, il suffit d'ouvrir (1)

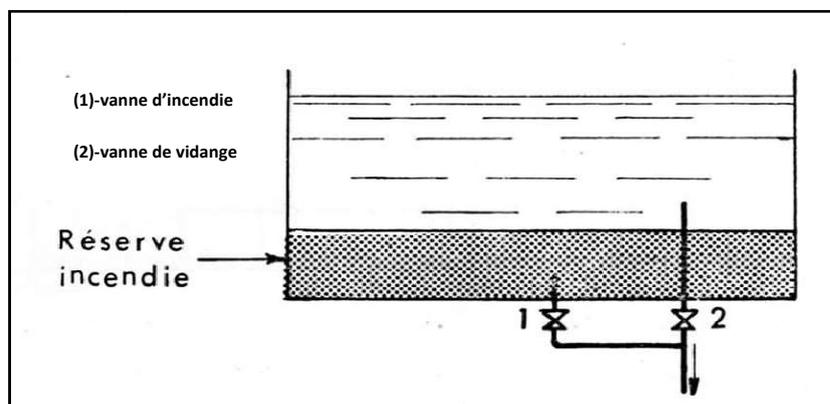


Figure (II.7): Système à deux prises

II.6.6.2. Système à siphon

C'est le système le plus adopté qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie, il est constitué par un siphon qui se désamorçe quand le niveau de la réserve est atteint:

En service normal, (1) est ouvert et (2) est fermé figure (II.8).

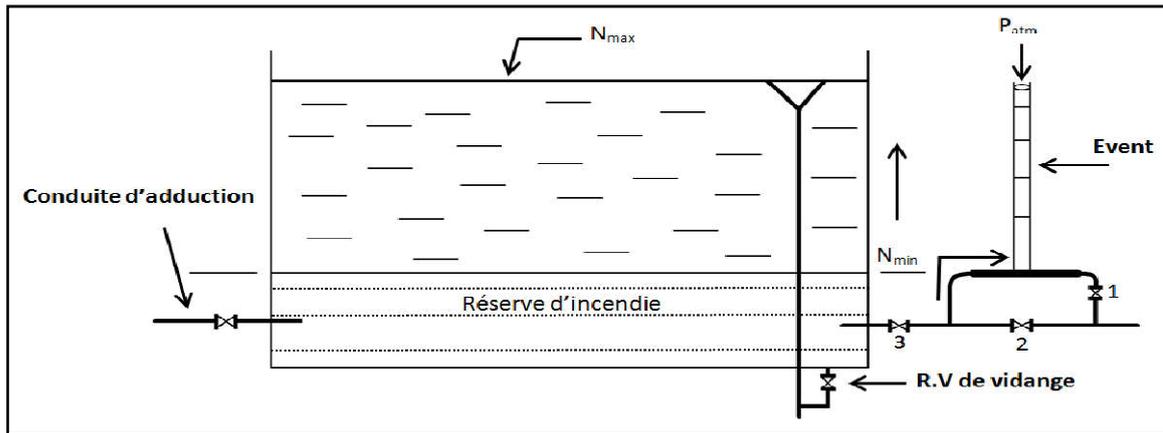


Figure (II.8) : Matérialisation de la réserve d'incendie

II.7. Dimensionnement des réservoirs et les stations de reprise

Le volume total du réservoir est calculé en tenant compte de la réserve d'incendie en utilisant la formule suivante :

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

Avec :

- V_T : Volume total du réservoir en (m^3);
- V_{inc} : Volume d'incendie = $120m^3$;
- V_u : Volume utile de stockage du réservoir en (m^3), il est déterminé à partir de formule suivante :

$$V_u = \frac{P_{max}(\%)*Q_{max}}{100} \quad (II.2)$$

Avec :

- P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir en %, il est déterminé comme suit :

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

Avec :

- R_{max}^+ : Résidu maximum positif ;
- R_{max}^- : Résidu maximum négatif ;

La distribution du débit maximal journalier sur les heures, tient compte du coefficient de variation horaire maximale $K_{max,h}$ qui est déterminé à partir de l'annexe (1).

II.7.1. Description de schéma des réservoirs

La commune de M'CISNA est alimentée par les eaux du barrage de Tichy haf par un piquage de la conduite principale de transfert vers Bejaia. À partir de ce point la, L'eau sera acheminer gravitairement vers la première station de reprise (SR1), ensuite par refoulement vers la deuxième station de reprise (SR2), ensuite vers le réservoir (R1) qui assure une adduction gravitaire vers les villages de la commune de SEDDOUK (SEDDOUK chef lieu avec un débit de **60l/s** et LAAZIB avec un débit de **25l/s** [2]) .

L'eau suit leur chemin vers la troisième station de reprise qui assure une adduction gravitaire vers le village de TAKAATS toujours de la commune de SEDDOUK avec un débit de **15l/s**, et qui refoule jusqu'au réservoir tampon (RT) par un débit de **46.5 l/s**. Ce dernier, alimente gravitairement les réservoirs (R2) et (R3) :

- le réservoir (R2) assure une distribution vers une partie de SIDI SAID et alimente les réservoirs (R6) et (R5) qui distribuent vers les villages de THIGHARMINE et AMAGAZ respectivement.
- Le réservoir (R3) assure une distribution vers une autre partie de village SIDI SAID et il alimente le réservoir (R4) qui distribue vers le village IGHIL OUANter.

Remarque :

Pour les villages IMMOULA, IAAZOUZENE et IGHIL MELLOULENE sont alimentés par les eaux de réservoir tampon mais avec une autre chaine d'adduction.

Le débit qui sera piqué est la somme des débits qui vont satisfaire les besoins de la commune de M'CISNA et les débits représentés précédemment qui est **146.5l/s**.

II.7.2. dimensionnement de la station de reprise SR1

La station de reprise et un ouvrage composé d'un réservoir et d'une station de pompage. Le dimensionnement de la station de reprise (SR1) sera comme un réservoir, vu qu'elle est alimentée gravitairement à partir du point de piquage, ce qui fait qu'elle est alimentée 24h/24. Et elle refoule pendant une durée de 20 heures par jour.

Les résultats obtenus sont bien détaillés dans le tableau (II.1) :

Tableau (II.1) : Dimensionnement de la station de reprise SR1

Heure	Apport (%)	Adduction (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	5	-	0,84	-0,84
1-2	4,16	5	-	0,84	-1,68
2-3	4,16	5	-	0,84	-2,52
3-4	4,16	5	-	0,84	-3,36
4-5	4,16	5	-	0,84	-4,2
5-6	4,16	5	-	0,84	-5,05
6-7	4,16	5	-	0,84	-5,88
7-8	4,16	5	-	0,84	-6,72
8-9	4,17	5	-	0,83	-7,77
9-10	4,17	5	-	0,83	-8,38
10-11	4,17	5	-	0,83	-9,21
11-12	4,17	5	-	0,83	-10,04
12-13	4,17	5	-	0,83	-10,87
13-14	4,17	5	-	0,83	-11,7
14-15	4,17	5	-	0,83	-12,53
15-16	4,17	5	-	0,83	-13,36
16-17	4,17	5	-	0,83	-14,19
17-18	4,17	5	-	0,83	-15,02
18-19	4,17	0	4,17	-	-10,85
19-20	4,17	0	4,17	-	-6,68
20-21	4,17	0	4,17	-	-2,51
21-22	4,17	0	4,17	-	1,66
22-23	4,17	5	-	0,83	0,83
23-24	4,17	5	-	0,83	0
Total	100	100	16,68	16,68	-

D'après les résultats de tableau (II.1) nous avons :

$$P_{\max}(\%) = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |1,66| + |-15,02| \quad P_{\max} = 16,68\%$$

On a: $Q_{\max,j} = 12657.6 \text{ m}^3/j$

$$V_{\text{SR1}} = \frac{P_{\max}(\%) \cdot Q_{\max,j}}{100}$$

$$V_{\text{SR1}} = \frac{16.68 \cdot 12657.6}{100} \quad V_{\text{SR1}} = 2111.28 \text{ m}^3$$

Conclusion :

Le volume de réservoir que nous avons trouvés est de **2111.28 m³**, on va prendre une capacité standard de **2200 m³**. donc la capacité de réservoir de SR1 existant (1500 m³) est insuffisante, on doit projeter un réservoir de **700 m³**.

🚩 Le diamètre du réservoir de la SR1 projeté

On prend $H=4$ m

$$D = \left[\frac{4*V}{\pi*H} \right]^{1/2} \quad (\text{II.4})$$

Avec $V=700$ m³

$$D = \left[\frac{4*700}{\pi*4} \right]^{1/2} \quad \text{D'où} \quad \mathbf{D=14.93 \text{ m}}$$

II.7.3. Dimensionnement de la station de reprise SR2

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. Ce temps est généralement pris à un quart d'heure (1/4h). Le volume de la station de reprise est déterminé comme suit :

$$V_{SR2} = \frac{Q_{\max,j} * t}{T'} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- V_{SR2} : Volume de la deuxième station de reprise en (m³) ;
- t : Temps de remplissage ($t=0,25$ h) ;
- T' : Le temps de pompage par jour ($T'=20$ h).

$$Q_{\max,j} = 12657.6 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{SR2} = \frac{12657.6 * 0.25}{20} \quad \mathbf{V_{SR2} = 158.22 \text{ m}^3}$$

Conclusion :

Le volume calculé est de **158.22 m³**, le volume du réservoir de la SR2 sera de **200 m³**.

Donc la capacité de la station SR2 existante (**250 m³**) est suffisante.

II.7.4. Dimensionnement de la station de reprise SR3

Le dimensionnement de la station de reprise SR3 sera comme un réservoir, les résultats de calcul sont représentés dans le tableau (II.2) :

Tableau (II.2): Dimensionnement de la station de reprise SR3

Heure	Apport (%)	Adduction (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	5	-	0,84	-0,84
1-2	4,16	5	-	0,84	-1,68
2-3	4,16	5	-	0,84	-2,52
3-4	4,16	5	-	0,84	-3,36
4-5	4,16	5	-	0,84	-4,2
5-6	4,16	5	-	0,84	-5,05
6-7	4,16	5	-	0,84	-5,88
7-8	4,16	5	-	0,84	-6,72
8-9	4,17	5	-	0,83	-7,77
9-10	4,17	5	-	0,83	-8,38
10-11	4,17	5	-	0,83	-9,21
11-12	4,17	5	-	0,83	-10,04
12-13	4,17	5	-	0,83	-10,87
13-14	4,17	5	-	0,83	-11,7
14-15	4,17	5	-	0,83	-12,53
15-16	4,17	5	-	0,83	-13,36
16-17	4,17	5	-	0,83	-14,19
17-18	4,17	5	-	0,83	-15,02
18-19	4,17	0	4,17	-	-10,85
19-20	4,17	0	4,17	-	-6,68
20-21	4,17	0	4,17	-	-2,51
21-22	4,17	0	4,17	-	1,66
22-23	4,17	5	-	0,83	0,83
23-24	4,17	5	-	0,83	0
22-23	4,17	5	-	0,83	0,83
23-24	4,17	5	-	0,83	0
Total	100	100	16,68	16,68	-

D'après les résultats de tableau (II.2) nous avons :

$$P_{\max}(\%) = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| = |1,66| + |-15,02|$$

$$P_{\max} = 16,68\%$$

$$\text{On a: } Q_{\max,j} = 5313,89 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{\text{SR3}} = \frac{16,68 \times 5313,89}{100}$$

$$V_{\text{SR3}} = 886,35 \text{ m}^3$$

Conclusion :

Le volume de réservoir que nous avons trouvés est de **886,35 m³** on va prendre une capacité standard de **900 m³**. donc la capacité de réservoir de SR3 existant (500 m³) est insuffisante, on doit projeter un réservoir de **400 m³**

Le diamètre du réservoir de la SR3 projeté

On prend $H=4$

Avec

$$V = 400 \text{ m}^3$$

$$D = \left[\frac{4 \cdot 400}{\pi \cdot 4} \right]^{1/2}$$

D'où

$$D = 11.28 \text{ m}$$

II.7.5. Dimensionnement de la station de reprise SR4

Le dimensionnement de la station de reprise SR4 sera comme un réservoir, les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (II.3) : Dimensionnement de la station de reprise SR4

Heure	Apport (%)	Sortie (1) (%)	Sortie (2) (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	1,01	3,78	-	-0,63	-0,63
1-2	4,16	1,01	3,78	-	-0,63	-1,26
2-3	4,16	1,01	3,78	-	-0,63	-1,89
3-4	4,16	1,01	3,78	-	-0,63	-2,52
4-5	4,16	1,01	3,78	-	-0,63	-3,15
5-6	4,16	1,01	3,78	-	-0,63	-3,78
6-7	4,16	1,01	3,78	-	-0,63	-4,41
7-8	4,16	1,01	3,78	-	-0,63	-5,04
8-9	4,17	1,01	3,78	-	-0,62	-5,66
9-10	4,17	1,02	3,78	-	-0,63	-6,29
10-11	4,17	1,02	3,78	-	-0,63	-6,92
11-12	4,17	1,02	3,78	-	-0,63	-7,55
12-13	4,17	1,02	3,78	-	-0,63	-8,18
13-14	4,17	1,02	3,78	-	-0,63	-8,81
14-15	4,17	1,02	3,78	-	-0,63	-9,44
15-16	4,17	1,02	3,78	-	-0,63	-10,07
16-17	4,17	1,02	3,78	-	-0,63	-10,7
17-18	4,17	1,02	3,78	-	-0,63	-11,33
18-19	4,17	1,02	0	3,15	-	-8,18
19-20	4,17	1,02	0	3,15	-	-5,03
20-21	4,17	1,02	0	3,15	-	-1,88
21-22	4,17	1,02	0	3,15	-	1,27
22-23	4,17	1,02	3,78	-	-0,63	0,64
23-24	4,17	1,02	3,79	-	-0,64	0
Total	100	24.39	75.61	-	-	-

D'après les résultats de tableau (II.3) nous avons :

$$P_{\max} = |1,27| + |-11,33| = 12.6 \%$$

$$p_{\max} = 12.6 \%$$

$$O_{na} : Q_{\max,j} = 5313.89 \text{ m}^3 / \text{j}$$

$$V_{SR4} = \frac{12.6 * 5313.6}{100}$$

$$V_{SR4} = 669.51 \text{ m}^3$$

Conclusion :

Le volume de réservoir de la SR4 que nous avons trouvés est de **669.51 m³** on va prendre une capacité standard de **700 m³**. donc la capacité de réservoir de SR4 existant (500 m³) est insuffisante on doit projeter une bache à eau d'une capacité de **200 m³**

Le diamètre du réservoir de la SR4 projeté :

On prend H=4 m

Avec

$$V = 200 \text{ m}^3$$

$$D = \left[\frac{4 * 200}{\pi * 4} \right]^{1/2}$$

D'où

$$D = 7.98 \text{ m}$$

II.7.6. Vérification de la capacité du réservoir R1

Le réservoir R1 assure deux adductions vers LAAZIB et SEDDOUK avec les débits **25l/s** et **60l/s** (sortie (1) et sortie (2)) respectivement. Et une autre adduction gravitaire vers la station de reprise SR1 (sortie (3)) avec un débit de **61.5 l/s**.

Tableau (II.4) : Vérification de la capacité du réservoir R1

Heure	Apport (%)	Sortie (1) (%)	Sortie (2) (%)	Sortie (3) (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	0,72	1,7	1,74	0,83	-	0,83
1-2	5	0,72	1,7	1,74	0,83	-	1,66
2-3	5	0,72	1,7	1,75	0,83	-	2,49
3-4	5	0,71	1,7	1,75	0,84	-	3,33
4-5	5	0,71	1,7	1,75	0,84	-	4,17
5-6	5	0,71	1,7	1,75	0,84	-	5,01
6-7	5	0,71	1,7	1,75	0,84	-	5,85
7-8	5	0,71	1,7	1,75	0,84	-	6,69
8-9	5	0,71	1,7	1,75	0,84	-	7,53
9-10	5	0,71	1,71	1,75	0,83	-	8,36
10-11	5	0,71	1,71	1,75	0,83	-	9,19
11-12	5	0,71	1,71	1,75	0,83	-	10,02
12-13	5	0,71	1,71	1,75	0,83	-	10,85
13-14	5	0,71	1,71	1,75	0,83	-	11,68
14-15	5	0,71	1,71	1,75	0,83	-	12,51
15-16	5	0,71	1,71	1,75	0,83	-	13,34
16-17	5	0,71	1,71	1,75	0,83	-	14,17
17-18	5	0,71	1,71	1,75	0,83	-	15
18-19	0	0,71	1,71	1,75	-	-4,17	10,83
19-20	0	0,71	1,71	1,75	-	-4,17	6,66
20-21	0	0,71	1,71	1,75	-	-4,17	2,49
21-22	0	0,71	1,71	1,75	-	-4,17	-1,68
22-23	5	0,71	1,71	1,75	0,84	-	-0,84
23-24	5	0,71	1,71	1,75	0,84	-	0
Total	100	17.07	40.95	41.98	0	-	0

On a $P_{\max} = |15| + |-1.68| = 16.68\%$

$P_{\max} = 16.68\%$.

$$V_u = \frac{16.68 \times 12657.6}{100}$$

$$V_u = 2111.28 \text{ m}^3.$$

Conclusion :

La capacité de réservoir qu'on a trouvé est de **2111.28 m³** donc la capacité de réservoir existant qui est de **3000 m³** est suffisante.

II.7. 7. Dimensionnement de réservoir tampon RT

Le réservoir tampon est alimenté par une conduite de refoulement par la station de reprise SR3 et assure trois adduction gravitaire, une adduction vers le réservoir R2 (sortie (1)), une deuxième adduction vers R3 (sortie (2)) et une troisième adduction vers une autre chaîne d'adduction qui alimente les villages IMMOULA, IAZZOUZEN et IGHIL MELLOULEN (sortie (3)). les résultats sont présentés dans le tableau ci après :

Tableau (II.5) : Dimensionnement de réservoir tampon RT

Heure	Apport (%)	Sortie (1) (%)	Sortie(2) (%)	Sortie(3) (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	1,25	1,84	1,05	0,86	-	0,86
1-2	5	1,25	1,85	1,05	0,85	-	1,71
2-3	5	1,25	1,85	1,05	0,85	-	2,56
3-4	5	1,25	1,85	1,06	0,84	-	3,4
4-5	5	1,26	1,85	1,06	0,83	-	4,23
5-6	5	1,26	1,85	1,06	0,83	-	5,06
6-7	5	1,26	1,85	1,06	0,83	-	5,89
7-8	5	1,26	1,85	1,06	0,83	-	6,72
8-9	5	1,26	1,85	1,06	0,83	-	7,55
9-10	5	1,26	1,85	1,06	0,83	-	8,38
10-11	5	1,26	1,85	1,06	0,83	-	9,21
11-12	5	1,26	1,85	1,06	0,83	-	10,04
12-13	5	1,26	1,85	1,06	0,83	-	10,87
13-14	5	1,26	1,85	1,06	0,83	-	11,7
14-15	5	1,26	1,85	1,06	0,83	-	12,53
15-16	5	1,26	1,85	1,06	0,83	-	13,36
16-17	5	1,26	1,85	1,06	0,83	-	14,19
17-18	5	1,26	1,85	1,06	0,83	-	15,02
18-19	0	1,26	1,85	1,06	-	-4,17	10,85
19-20	0	1,26	1,85	1,06	-	-4,17	6,68
20-21	0	1,26	1,85	1,06	-	-4,17	2,51
21-22	0	1,26	1,85	1,06	-	-4,17	-1,66
22-23	5	1,26	1,85	1,06	0,83	-	-0,83
23-24	5	1,26	1,85	1,06	0,83	-	0
Total	100	30,20	44,39	25,41	-	-	0

D'après les résultats de tableau (II.5) nous avons :

$$P_{\max} = |15,02| + |-1,66| = 16,68\%$$

$$p_{\max}\% = 16,68\%$$

$$\text{On a : } Q_{\max,j} = 4017,89 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{RT} = \frac{16,68 \times 4017,95}{100}$$

$$V_{RT} = 670,19 \text{ m}^3$$

Conclusion :

Le volume de réservoir que nous avons trouvés est de **670.19 m³** on va prendre une capacité standard de **700 m³**. donc la capacité de réservoir existant est insuffisante, on doit projeter un autre réservoir d'une capacité de **200 m³**.

 **Le diamètre du réservoir RT projeté :**

On prend H=4 m

Avec

$$V = 200 \text{ m}^3$$

$$D = \left[\frac{4 \cdot 200}{\pi \cdot 4} \right]^{1/2}$$

D'où

$$D = 7.98 \text{ m}$$

II.7.8. Dimensionnement de réservoir R2 (SIDI SAID village)

Le réservoir R2 est alimenté à partir d'une conduite gravitaire par le réservoir tampon assure deux adduction vers réservoir (R2) de THIGHARMINE et vers le réservoir (R5) d'AMAGAZ, la sortie (1) et sortie (2) respectivement, et il distribue vers une partie de SIDI SAID (village) dont le nombre d'habitant à l'horizon est de **1265** habitants.

On a $Q_{\max,j} = 376.49 \text{ m}^3/j$ $\beta_{\max} = 1.91$ $\alpha_{\max} = 1,2$ donc $K_{\max,h} = 2.29$

D'après l'annexe (1) on prend $K_{\max,h} = 2$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (II.6) : Dimensionnement de réservoir R2

Heure	Apport (%)	Sortie (1) (%)	Sortie (2) (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	1,10	1,77	0,23	1,06	-	1,06
1-2	4,16	1,10	1,77	0,23	1,06	-	2,12
2-3	4,16	1,10	1,77	0,31	0,98	-	3,1
3-4	4,16	1,10	1,77	0,31	0,98	-	4,08
4-5	4,16	1,10	1,77	0,93	0,36	-	4,44
5-6	4,16	1,10	1,77	1,71	-	-0,42	4,02
6-7	4,16	1,10	1,77	1,71	-	-0,42	3,6
7-8	4,16	1,10	1,77	1,71	-	-0,42	3,18
8-9	4,17	1,10	1,77	1,09	0,21	-	3,39
9-10	4,17	1,10	1,77	1,09	0,21	-	3,6
10-11	4,17	1,10	1,77	1,86	-	-0,56	3,04
11-12	4,17	1,10	1,77	2,64	-	-1,34	1,7
12-13	4,17	1,10	1,77	2,64	-	-1,34	0,36
13-14	4,17	1,10	1,77	1,86	-	-0,56	-0,2
14-15	4,17	1,10	1,77	1,55	-	-0,25	-0,45
15-16	4,17	1,11	1,77	1,55	-	-0,26	-0,71
16-17	4,17	1,11	1,77	1,085	0,205	-	-0,505
17-18	4,17	1,11	1,77	1,085	0,205	-	-0,3
18-19	4,17	1,11	1,77	1,86	-	-0,57	-0,87
19-20	4,17	1,11	1,77	1,86	-	-0,57	-1,44
20-21	4,17	1,11	1,77	1,86	-	-0,57	-2,01
21-22	4,17	1,11	1,77	0,93	0,36	-	-1,65
22-23	4,17	1,11	1,77	0,62	0,67	-	-0,98
23-24	4,17	1,11	1,77	0,31	0,98	-	0
Total	100	26,49	42,48	31,03	-	-	0

D'après les résultats du tableau (II.6) nous avons :

$$P_{\max} = |4,44| + |-2,01| = 6.45\%$$

$$P_{\max} = 6.45\%$$

$$V_{R2} = \frac{6.45 \cdot 1213.63}{100}$$

$$V_{R2} = 78.27 \text{ m}^3$$

$$V_T = 78.27 + 120$$

$$V_T = 198.27 \text{ m}^3$$

Conclusion :

La capacité de réservoir R2 que nous avons trouvés est de **198.27 m³**, on prend une capacité standard de **200 m³**, donc la capacité de réservoir existant qui est de **100 m³** insuffisante donc on doit projeter un réservoir de **100 m³**.

II.7.8.1. Dimensionnement de réservoir projeté

Le diamètre du réservoir projeté

On prend H=4 m

Avec

$$V = 100 \text{ m}^3$$

$$D = \left[\frac{4 \cdot 100}{\pi \cdot 4} \right]^{1/2}$$

D'où

$$D = 5.64 \text{ m}$$

II.7.9. Dimensionnement de réservoir R3 (SIDI SAID chef lieu)

Ce réservoir est alimenté à partir de réservoir tampon par une conduite gravitaire et qui assure une adduction vers le réservoir R4 et il distribue vers une partie de SIDI SAID chef lieu dont le nombre d'habitant est de **1897** habitant.

$$\text{On a } \alpha_{\max} = 1.2, \beta_{\max} = \text{Donc } K_{\max} = 1.72 \quad Q_{\max,j} = 782.45 \text{ m}^3/\text{j}$$

D'après l'annexe (1) on prend $K_{\max} = 1.7$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (II.7) : Dimensionnement de réservoir R3

Heure	Apport (%)	Adduction (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	2,33	0,44	1,39	-	1,39
1-2	4,16	2,33	0,44	1,39	-	2,78
2-3	4,16	2,33	0,44	1,39	-	4,17
3-4	4,16	2,34	0,44	1,38	-	5,55
4-5	4,16	2,34	0,9	0,92	-	6,47
5-6	4,16	2,34	1,32	0,5	-	6,97
6-7	4,16	2,34	2,19	-	-0,37	6,6
7-8	4,16	2,34	2,85	-	-1,03	5,57
8-9	4,17	2,34	2,85	-	-1,02	4,55
9-10	4,17	2,34	2,41	-	-0,58	3,97
10-11	4,17	2,34	1,97	-	-0,14	3,83
11-12	4,17	2,34	2,41	-	-0,58	3,25
12-13	4,17	2,34	3,07	-	-1,24	2,01
13-14	4,17	2,34	3,07	-	-1,24	0,77
14-15	4,17	2,34	2,41	-	-0,58	0,19
15-16	4,17	2,34	1,97	-	-0,14	0,05
16-17	4,17	2,34	2,19	-	-0,36	-0,31
17-18	4,17	2,34	2,85	-	-1,02	-1,33
18-19	4,17	2,34	2,85	-	-1,02	-2,35
19-20	4,17	2,34	2,19	-	-0,36	-2,71
20-21	4,17	2,34	1,97	-	-0,14	-2,85
21-22	4,17	2,34	1,32	0,51	-	-2,34
22-23	4,17	2,34	0,88	0,95	-	-1,39
23-24	4,17	2,34	0,44	1,39	-	0
Total	100	56,13	43,87	-	-	0

D'après les résultats du tableau (II.7) nous avons :

$$P_{\max} = |+6,97| + |-2,85| = \mathbf{9,82\%}.$$

$$P_{\max} = \mathbf{9,82\%}.$$

$$V_{R3} = \frac{9,82 \times 1783,66}{100}$$

$$V_{R3} = \mathbf{175,15\text{m}^3}$$

$$V_T = 175,15 + 120$$

$$V_T = \mathbf{295,15\text{ m}}$$

Conclusion :

La capacité de réservoir R3 qu'on a trouvé est de **295,15 m³**, la capacité de réservoir existant qui est de **150 m³** est insuffisante donc on doit projeter un réservoir d'une capacité de **150 m³**.

II.7.9.1. Dimensionnement de réservoir projeté

✚ Le diamètre du réservoir projeté

On prend $H=4$ m

Avec $V=150$ m³

$$D = \left[\frac{4 \cdot 150}{\pi \cdot 4} \right]^{1/2} \quad \text{D'où} \quad \mathbf{D=6.91 \text{ m}}$$

II.7.10. Dimensionnement de réservoir R4 (IGHIL OUANTER)

Ce réservoir est alimenté gravitairement a partir du réservoir R3 SIDI SAID, qui assure une distribution vers IGHIL OUANTER dont le nombre d'habitants est de 4144 habitants.

O na $\alpha_{\max} = 1.2$ et $\beta_{\max} = 1.49$ Donc $K_{\max} = 1,788$ $Q_{\max,j} = 1001,21$ m³/j

D'après l'annexe (1) on prend $K_{\max} = 1,8$

Les résultats sont représentés dans le tableau (II.8) :

Tableau(II.8) : Dimensionnement de réservoir R4

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,9	3,26	-	3,26
1-2	4,16	0,9	3,26	-	6,52
2-3	4,16	0,9	3,26	-	9,78
3-4	4,16	1	3,16	-	12,94
4-5	4,16	1,35	2,81	-	15,75
5-6	4,16	3,85	0,31	-	16,06
6-7	4,16	5,2	-	-1,04	15,02
7-8	4,16	6,2	-	-2,04	12,98
8-9	4,17	5,5	-	-1,33	11,65
9-10	4,17	5,85	-	-1,68	9,97
10-11	4,17	5	-	-0,83	9,14
11-12	4,17	6,5	-	-2,33	6,81
12-13	4,17	7,5	-	-3,33	3,48
13-14	4,17	6,7	-	-2,53	0,95
14-15	4,17	5,35	-	-1,18	-0,23
15-16	4,17	4,65	-	-0,48	-0,71
16-17	4,17	4,5	-	-0,33	-1,04
17-18	4,17	5,5	-	-1,33	-2,37
18-19	4,17	6,3	-	-2,13	-4,5
19-20	4,17	5,35	-	-1,18	-5,68
20-21	4,17	5	-	-0,83	-6,51

Tableau(II.8) : Dimensionnement de réservoir R4 (suite et fin)

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
21-22	4,17	3	1,17	-	-5,34
22-23	4,17	2	2,17	-	-3,17
23-24	4,17	1	3,17	-	0
Total	100	100	0	-	-

D'après les résultats du tableau (II.8) nous avons :

$$P_{\max} = |16,06| + |-6,51| = 22,53\%$$

$$P_{\max} = 22,53\%$$

$$V_{R4} = \frac{22,53 \times 1001,21}{100}$$

$$V_{R4} = 225,57 \text{ m}^3$$

$$V_T = 225,57 + 120$$

$$V_T = 345,57 \text{ m}^3$$

Conclusion :

La capacité de réservoir R4 qu'on a trouvés est de **345,57 m³**, la capacité de réservoir existant est insuffisante donc on doit projeter un réservoir d'une capacité de **100 m³**.

II.7.10.1. Dimensionnement de réservoir projeté

Le diamètre du réservoir projeté

On prend $H = 4 \text{ m}$

Avec $V = 100 \text{ m}^3$

$$D = \left[\frac{4 \times 100}{\pi \times 4} \right]^{1/2}$$

D'où

$$D = 5,64 \text{ m.}$$

II.7.11. Dimensionnement de réservoir R5 (AMAGAZ)

Ce réservoir distribue vers AMAGAZ dont le nombre d'habitant à l'horizon est de **2143** habitants.

On a $Q_{\max,j} = 515,56 \text{ m}^3/\text{j}$ et $K_{\max,h} = 2,004$

D'après l'annexe (1) on prend $K_{\max,h} = 2$

Tableau(II.9) : Dimensionnement de réservoir R5

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,75	3,41	-	3,41
1-2	4,16	0,75	3,41	-	6,82
2-3	4,16	1,00	3,16	-	9,98
3-4	4,16	1,00	3,16	-	13,14
4-5	4,16	3,00	1,16	-	14,3
5-6	4,16	5,50	-	-1,34	12,96
6-7	4,16	5,5	-	-1,34	11,62
7-8	4,16	5,5	-	-1,34	10,28
8-9	4,17	3,5	0,67	-	10,95
9-10	4,17	3,5	0,67	-	11,62
10-11	4,17	6,00	-	-1,83	9,79
11-12	4,17	8,5	-	-4,33	5,46
12-13	4,17	8,5	-	-4,33	1,13
13-14	4,17	6,00	-	-1,83	-0,7
14-15	4,17	5,00	-	-0,83	-1,53
15-16	4,17	5,00	-	-0,83	-2,36
16-17	4,17	3,5	0,67	-	-1,69
17-18	4,17	3,5	0,67	-	-1,02
18-19	4,17	6,00	-	-1,83	-2,85
19-20	4,17	6,00	-	-1,83	-4,68
20-21	4,17	6,00	-	-1,83	-6,51
21-22	4,17	3	1,17	-	-5,34
22-23	4,17	2	2,17	-	-3,17
23-24	4,17	1	3,17	-	0
Total	100	100	-	-	-

D'après les résultats de tableau (II.9) nous avons

$$P_{\max}=14,3 + |-6,51| = \mathbf{20,81 \%}.$$

$$P_{\max} = \mathbf{20,81 \%}.$$

$$V_{R5} = \frac{20,81 \times 515,56}{100}$$

$$V_{R5} = \mathbf{107,28 \text{ m}^3}.$$

$$V_T = 107,28 + 120$$

$$V_T = \mathbf{227,28 \text{ m}^3}.$$

Conclusion :

La capacité de réservoir que nous avons trouvé est de **227,28 m³**, donc la capacité du réservoir existant qui égale à 400 m³ est suffisante.

II.7.12. Dimensionnement de réservoir R6 (THIGHARMINE)

Le réservoir R6 est destiné à l'alimentation en eau potable de village de THIGHARMINE dont le nombre d'habitant à l'horizon est de **1380** habitants. Il est alimenté par une conduite gravitaire à partir du réservoir de SIDI SAID (village) R2.

On a : $K_{\max,h}=2,22$ et $Q_{\max,j} = 321,58 \text{ m}^3/\text{j}$

D'après l'annexe (1) on prend $K_{\max,h}=2$

Tableau (II.10) : Dimensionnement réservoir R6

Heure	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4,16	0,75	3,41	-	3,41
1-2	4,16	0,75	3,41	-	6,82
2-3	4,16	1,00	3,16	-	9,98
3-4	4,16	1,00	3,16	-	13,14
4-5	4,16	3,00	1,16	-	14,3
5-6	4,16	5,50	-	-1,34	12,96
6-7	4,16	5,5	-	-1,34	11,62
7-8	4,16	5,5	-	-1,34	10,28
8-9	4,17	3,5	0,67	-	10,95
9-10	4,17	3,5	0,67	-	11,62
10-11	4,17	6,00	-	-1,83	9,79
11-12	4,17	8,5	-	-4,33	5,46
12-13	4,17	8,5	-	-4,33	1,13
13-14	4,17	6,00	-	-1,83	-0,7
14-15	4,17	5,00	-	-0,83	-1,53
15-16	4,17	5,00	-	-0,83	-2,36
16-17	4,17	3,5	0,67	-	-1,69
17-18	4,17	3,5	0,67	-	-1,02
18-19	4,17	6,00	-	-1,83	-2,85
19-20	4,17	6,00	-	-1,83	-4,68
20-21	4,17	6,00	-	-1,83	-6,51
21-22	4,17	3	1,17	-	-5,34
22-23	4,17	2	2,17	-	-3,17
23-24	4,17	1	3,17	-	0
Total	100	100	-	-	-

D'après les résultats de tableau (II.10) nous avons :

$$P_{\max} = |14,3| + |-6,51| = 20,81 \%$$

$$P_{\max} = 20,81 \%$$

$$V_{R6} = \frac{20,81 \times 321,58}{100}$$

$$V_{R6} = 66,92 \text{ m}^3$$

$$V_T = 66,92 + 120$$

$$V_T = 186,92 \text{ m}^3$$

Conclusion :

La capacité de réservoir qu'on a trouvé est de **186,92 m³** on prend une capacité standard de **200 m³**.

✚ Le diamètre du réservoir R6

On prend $H=4$ m

Avec

$$V= 200 \text{ m}^3$$

$$D = \left[\frac{4 \cdot 200}{\pi \cdot 4} \right]^{1/2}$$

D'où

$$D= 7.98 \text{ m.}$$

✚ Hauteur d'incendie du réservoir R6

$$H_{\text{inc}} = \left[\frac{4 \cdot V_{\text{inc}}}{\pi \cdot D^2} \right] \quad (\text{II.5})$$

$$H_{\text{inc}} = \left[\frac{4 \cdot 120}{\pi \cdot 7.98^2} \right]$$

D'où

$$H_{\text{inc}} = 2.4 \text{ m.}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionnés les ouvrages de stockage (réservoir) et les ouvrages de transits (station de reprise). Après les calculs que nous avons effectués, il est nécessaire de projeter :

- ✓ Un réservoir au niveau de la SR1 de capacité de 700 m^3 ;
- ✓ Une bache à eau au niveau de la SR3 de capacité de 400 m^3 ;
- ✓ Une bache à eau au niveau de la SR4 de capacité de 200 m^3 ;
- ✓ Un réservoir de 200 m^3 au niveau de RT (BELEUZIR) ;
- ✓ Un réservoir de 100 m^3 au niveau de R2 (SIDI SAID village) ;
- ✓ Un réservoir de 150 m^3 au niveau de R3 (SAID SAID chef lieu).
- ✓ Un réservoir de 100 m^3 au niveau de R4 (IGHIL OUANTER) ;
- ✓ Un réservoir de 200 m^3 au niveau de R6 (THIGHARMIN);

Après ce dimensionnement, on va s'intéresser à l'étude des conduites d'adduction, qui sera bien détaillée dans le prochain chapitre.

III.1. Introduction

L'adduction d'eaux désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau à partir d'une source jusqu'au réservoir de stockage, l'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs, soit par refoulement ou par une adduction gravitaire.

III.1.1. Adduction par refoulement

La source se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accueil et l'écoulement se fait par pompage.

III.1.2. Adduction gravitaire [3]

Le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. Ce type d'adduction ne fait intervenir que le seul travail de la pesanteur.

III.2. Choix du tracé

Le choix de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter [3] :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitables) afin de réduire les frais d'investissement.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car le cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide.
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Les contres pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter.
- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours empreint ne suivra pas facilement les accotements de la route.

On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation c'est-à-dire :

- Faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations.
- Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

III.3. Choix du type de conduite

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre ;
- Pressions supportées ;
- Les conditions d'installation ;
- Le revêtement ;
- La disponibilité ;
- Du prix unitaire ;

- Du type de sol ;
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre important.

Il ya plusieurs types de conduites selon le matériau constitutif, on distingue [5] :

- Conduite en acier ;
- Conduite en fonte ductile ;
- Conduite en PVC (Chlorure de Polyvinyle) ;
- Conduite en PEHD (Polyéthylène Haute Densité).



Figure(III.1) : Conduite en acier.



Figure(III.2): Conduite en PVC.



Figure(III.3): Conduite en PEHD.



Figure(III.4): Conduite en fonte.

Dans notre projet on va opter pour les conduites **PEHD** et les conduites en **fonte ductile** vu les avantages qu'elle représente [5-6]:

✓ *Avantages de PEHD :*

- fiable au niveau des branchements (pas de fuite).
- bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très fiable).
- répond parfaitement aux normes de potabilité.
- durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissements (théoriquement de 50ans à une température 20 (°C)).

✓ *Avantages de la fonte ductile :*

- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant jusqu'à 40 bars.
- Bonne résistance aux forces intérieures ;
- Longue, ce qui diminue le nombre de raccordement et de joints ;
- Disponible sur le marché national
- une excellente résistance aux chocs

III.4. Equipements utilisés pour l'adduction

III.4.1. Vannes

Une vanne est un dispositif destiné à contrôler (stopper ou modifier) le débit en milieu libre (canal) ou en milieu fermé (canalisation). on distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon.



Figure (III.5) : Vanne papillon



Figure (III.6) : Vanne opercule

III.4.2. Clapets anti retour

Les clapets sont utilisés pour empêcher le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu, ils sont placés généralement dans les stations de pompes qui alimentent une adduction et en point de puisage.

III.4.3. Ventouses

Elles sont placées au point les plus hauts, permettant l'évacuation des bulles d'air qui s'y accumulent.

III.4.4. Les vidange

Elles sont placées au point le plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins.

III.5. Description du schéma d'adduction

Le point de piquage (PK) qui est situé à la cote de **110 m**, c'est le point de démarrage de notre chaîne d'adduction sur la conduite du transfert du barrage de TICHY-HAF. L'eau s'écoulera gravitairement vers la **SR1** sur un linéaire de **620 m** et ensuite un refoulement vers la **SR2** sur un linéaire de **1200 m**. La reprise est assuré encore par refoulement vers **R1** qui distribue vers la commune de SEDDOUK, et le village de LAAZIB.

Ce réservoir également assure une adduction gravitaire vers la **SR3** sur un linéaire de **4000 m** et directement une autre adduction par refoulement vers **SR4** sur un tronçon de **1200 m**. ce dernier assure une adduction vers le village TAKAATZ et refoule vers le réservoir tampon (RT) qui situe à une cote de **767 m**. Ce dernier desservira gravitairement les différents réservoirs qui assurent la distribution vers les villages de la commune de M'CISNA. (Figure (III.7))

III.6. Etude technico-économique

Notre étude commence en premier à déterminer approximativement le diamètre de la conduite, ce dernier repose sur plusieurs critères qui sont les paramètres de la conduite, de débit qui doit pouvoir transiter avec des vitesses accessibles, cette vitesse doit être comprise entre **0.5** et **1.5 m/s**.

Et encore les frais d'amortissement de la conduite varient dans le même sens que le diamètre de celle-ci, et dans les mêmes conditions du débit véhiculé et les frais d'exploitation qui seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.

III.6.1. Calcul du diamètre économique

Pour atteindre les critères ci-dessus, nous devons chercher le diamètre économique « D_N » à l'aide des formules suivantes :

✚ Formule de BONNIN :

$$D_{N1} = \sqrt{Q} \quad (III.1)$$

✚ Formule de BRESS :

$$D_{N2} = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad (III.2)$$

Avec

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

Les deux formules précédentes c'est pour les conduites par refoulement et pour les conduites en gravitaires on utilisera les formules suivantes :

$$D_{\max} = \left(\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v_{\min}} \right)^{1/2} \quad (III.3)$$

Et

$$D_{\min} = \left(\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v_{\max}} \right)^{1/2} \quad (III.4)$$

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.6.2. Calcul de la vitesse

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

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot d^2} \quad (III.5)$$

Avec :

- v : Vitesse d'écoulement (m/s).
- d : Diamètre de la conduite (m).

III.6.3. Calcul des pertes de charge

On distingue deux types des pertes de charge dans les conduites d'adduction :

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

III.6.3.1. Pertes de charge linéaires (H_L)

Elles sont déterminées par la formule de **DARCY-WEISBACH**:

$$H_L = J * L = \frac{\lambda * L * v^2}{2 * d * g} \quad (\text{III.6})$$

Avec :

- J : Perte de charge linéaire (m/ml).
- g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).
- L : Longueur de la conduite (m).
- λ : Coefficient de frottement de Darcy.

➤ *Calcul du coefficient des pertes de charge λ*

(λ) est un coefficient de perte de charge. Il est sans dimension et est en fonction du nombre de Reynolds et de la rugosité de la paroi. Pour déterminer ce coefficient aux différents régimes, on applique les formules suivantes [diagramme de MOODY (Annexe (2))] :

✓ *Régime turbulent rugueux*

Par la formule de **NIKURADAZI** :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 * \text{Ln} \left(\frac{K}{d} \right) \right)^{-2} \quad (\text{III.7})$$

✓ *Régime transitoire*

Par la formule de **COLEBROOK** :

$$\frac{1}{\lambda} = -2 * \log \left[\frac{K}{3.71 * d} + (2.51 * Re * \sqrt{\lambda}) \right] \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- K : La rugosité absolue de la conduite en (0,15 mm pour les conduites en fonte ductile et 0,02 mm pour les conduites en PEHD) ;
- d : Diamètre de la conduite en (m) ;

- Re : Nombre de Reynolds qui est donné par la formule suivante :

$$\text{Re} = \frac{v \cdot d}{\nu} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

- v : Vitesse de l'eau (m/s) ;
- ν : Viscosité cinématique de l'eau, à 20°C : $\nu = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

III.6.3.2. Pertes de charge singulières (H_S)

La perte de charge singulière, localisée dans une section de la conduite, est provoquée par un changement de direction (les coudes) et d'intensité de la vitesse (raccordement, les vannes les clapets), sont estimés à **20%** des pertes de charge linéaires pour fonte ductile et **10%** pour le PEHD.

- ✓ pour la fonte ductile :

$$H_S = 0.2 \cdot H_L \quad (\text{III.10})$$

- ✓ pour PEHD :

$$H_S = 0.1 \cdot H_L \quad (\text{III.11})$$

III.6.3.3. pertes de charge totales (H_t)

Pertes de charge totale le long de la conduite est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières.

- ✓ pour la fonte ductile :

$$H_t = H_S + H_L = 1.2 \cdot J \cdot L \quad (\text{III.12})$$

- ✓ Pour PEHD :

$$H_t = H_S + H_L = 1.1 \cdot J \cdot L \quad (\text{III.13})$$

III.6.4. Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{mt})

C'est une hauteur qui résulte la somme de la hauteur géométrique (H_g) et les pertes de charge totale (H_t).

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (\text{III.14})$$

Avec :

- H_{mt} : la hauteur manométrique totale (m).
- H_g : La hauteur géométrique (m).
- H_t : Les pertes de charge totale (m).

III.6.5. Puissance absorbé par la pompe

La puissance absorbé P_a est donné par la formule suivante :

$$P_a = \frac{9.81 * Q * H_{mt}}{\eta} \quad (III.15)$$

Avec :

- P_a : La puissance absorbée par la pompe (KW).
- Q : Le débit qui doit transiter dans la conduite (m^3/s).
- η : Rendement de la pompe en (%).

III.6.6. Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est calculé par la formule suivante :

$$E = P_a * T' * 365 \quad (III.16)$$

Avec :

- E : L'énergie consommée par la pompe (KWh) ;
- T' : Nombre d'heures de pompage (20h) ;
- P_a : La puissance absorbée par la pompe (KW).

III.6.7. Prix d'énergie (Frais d'exploitation)

Les frais d'exploitation sont calculés par la formule suivante :

$$F_{exp} = E * e' \quad (III.17)$$

Avec :

- e' : Prix du kmh, d'après « Sonelgaz » $e' = 4.67 \text{ DA/kwh}$;
- E : Energie consommée par la pompe (kwh).

III.6.8. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont déterminés par la relation ci-après :

$$F_{amort} = P_{uni} * L * A \quad (III.18)$$

Avec :

- P_{uni} : Le prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
- L : Longueur de la conduite en m ;
- A : L'amortissement annuel (Annuité).

Sachant que l'annuité(A) ce calcul par la formule suivante :

$$A = \left[\frac{i}{(i+1)^{n'}} \right] + i \quad (III.19)$$

Avec:

- A: L'amortissement annuel (Annuité) ;
- i: Taux d'annuité = 8 % ;
- n': Nombre d'années d'amortissement (n =25ans).

D'où :

$$A = \left[\frac{0.08}{(0.08+1)^{25}} \right] + 0.08 \quad \mathbf{A=0.09367.}$$

III.6.9. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$\mathbf{B_L = F_{exp} + F_{amort}} \quad \text{(III.20)}$$

III.7. Etude de l'adduction

III.7.1. Par refoulement

III.7.1.1. Tronçon (SR1)-(SR2)

On à :

$$Q=0.1755\text{m}^3/\text{s}$$

$$L=1200\text{m}$$

$$H_g=183\text{m}$$

D'après :

- ✓ BONNIN : $\mathbf{D_{N1} = 0.418 \text{ m}}$
- ✓ BRESS : $\mathbf{D_{N2} = 0.628 \text{ m}}$

Nous utiliserons la fonte ductile (PN30). Donc les diamètres normalisés sont : **400 mm, 450mm, 500 mm**. Le prix unitaire de ces conduites est présenté dans l'annexe (3).

❖ Calcul de la Hmt :

Tableau (III.1) : Calcul de la Hmt du tronçon(SR1)-(SR2)

D_{ext} (mm)	L (m)	v (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H_t (m)	Hmt (m)
400	1200	1.399	559872.611	0.0167	0.00417	5.5081	188.5081
450	1200	1.105	497664.544	0.0165	0.00228	3.1597	186.1597
500	1200	0.895	447898.089	0.0163	0.00134	1.8512	184.8512

Le frais d'exploitation et d'amortissement :

Tableau (III.2) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SR1)-(SR2)

D_{ext} (mm)	Pa (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (Da)	Prix ml (Da)	L (m)	F_{amort} (Da)
400	463.587464	3384188.49	15804160.2	11000	1200	1236444
450	457.691802	3341150.16	15603171.2	15300	1200	1719781.2
500	454.794478	3319999.69	15504398.5	19600	1200	2203118.4

❖ *Calcul du bilan :*

Tableau (III.3) : Calcul du bilan du tronçon (SR1)-(SR2)

D_{ext} (mm)	v (m/s)	F_{exp} (Da)	F_{amort} (Da)	B_L (Da)
400	1.399	15804160.2	1236444	17040604.2
450	1.105	15603171.2	1719781.2	17322952.4
500	0.895	15504398.5	2203118.4	17707516.9

D'après les calculs effectués, le diamètre économique est : **400 mm** avec une vitesse acceptable qui est **1.399 m/s** qui sera adopté pour le projet.

III.7.1.2. Tronçon (SR2)-(R1)

On à :

$$Q=0.1465 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L=1100\text{m}$$

$$H_g=107\text{m}$$

D'après :

- ✓ BONNIN : $D_{N1} = 0.382 \text{ m}$
- ✓ BRESS : $D_{N2} = 0.574 \text{ m}$

Nous allons utilisés le PEHD (PN20) comme un matériau. Donc les diamètres normalises choisi sont : **400mm, 500mm, 630mm**. Le prix unitaire de ces conduites est présenté dans l'annexe (4).

❖ *Calcul de la Hmt :*

Tableau (III.4) : Calcul de la Hmt du tronçon(SR2)-(R1)

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	Λ	J (m/ml)	H_t (m)	Hmt (m)
400	310.6	1100	1.9344	600850.624	0.0136	0.008	10.1638	117.1638
500	388.4	1100	1.2371	480494.861	0.0139	0.002	3.5403	110.5403
630	489.4	1100	0.7791	381332.66	0.0143	0.0009	1.1443	108.1443

❖ *Le frais d'exploitation et d'amortissement :**Tableau (III.5) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SR2)-(R1)*

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Pa (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (Da)	Prix ml (Da)	L (m)	F_{amort} (Da)
400	310.6	240.548161	1756001.57	8200527.35	14529.62	1100	1497088.46
500	388.4	226.9495	1656731.35	7736935.42	22624.58	1100	2331168.85
630	489.4	222.03029	1620821.12	7569234.61	3594.05	1100	370320.13

❖ *Calcul du bilan :**Tableau (III.6) : Calcul du bilan du tronçon (SR2)-(R1)*

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	v (m/s)	F_{exp} (Da)	F_{amort} (Da)	B_L (Da)
400	310.6	1.9344	8200527.35	1497088.46	9697615.81
500	388.4	1.2371	7736935.42	2331168.85	10068104.3
630	489.4	0.7791	7569234.61	370320.13	7939554.74

D'après les calculs que nous avons effectués, le diamètre économique est : **630mm** avec une vitesse acceptable qui est **0.7791 m/s**.

III.7.1.3. Tronçon (SR3)-(SR4)

On a :

$$Q=0.0738 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L=1200\text{m}$$

$$H_g=166\text{m}$$

D'après :

- ✓ BONNIN : $D_{N1} = 0.272 \text{ m}$
- ✓ BRESS : $D_{N2} = 0.407\text{m}$

Nous utiliserons la fonte ductile (PN30) comme un matériau, donc les diamètres normalise sont : **250mm, 300mm, 350mm**.

❖ *Calcul de la Hmt :**Tableau (III.7) : Calcul de la Hmt du tronçon(SR3)-(SR4)*

D_{ext} (mm)	L (m)	v (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H_t (m)	Hmt (m)
250	1200	1.504	376050.955	0.0184	0.0085	11.2643	177.2643
300	1200	1.044	313375.796	0.0181	0.0033	4.6424	170.6424
350	1200	0.767	268607.825	0.0179	0.0015	2.1243	168.1243

❖ *Le frais d'exploitation et d'amortissement :**Tableau (III.8) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SR3)-(SR4)*

D_{ext} (mm)	Pa (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (Da)	Prix ml (Da)	L (m)	Famort (Da)
250	183.336362	1338355.44	6250119.92	5750	1200	646323
300	176.487634	1288359.72	6016639.91	6500	1200	730626
350	173.883278	1269347.93	5927854.82	8750	1200	983535

❖ *Calcul du bilan :**Tableau (III.9) : Calcul du bilan du tronçon (SR3)-(SR4)*

D_{ext} (mm)	v (m/s)	F_{exp} (Da)	Famort (Da)	B_L (Da)
250	1.504	6250119.92	646323	6896442.92
300	1.044	6016639.91	730626	6747265.91
350	0.767	5927854.82	983535	6911389.82

D'après les calculs que nous avons fais, le diamètre économique est : **250 mm** avec une vitesse acceptable qui est **1.504m/s**.

III.7.1.4. Tronçon (SR4)-(RT)

On à :

$$Q=0.0558 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L=1100\text{m}$$

$$H_g=163\text{m}$$

D'après :

✓ BONNIN :

$$D_{N1}=0.236 \text{ m}$$

✓ BRESS :

$$D_{N2}=0.354 \text{ m}$$

Nous utiliserons le PEHD (PN20) comme un matériau, donc les diamètres normalise sont : **250mm, 315mm, 400mm**.

❖ *Calcul de la Hmt :**Tableau (III.10) : Calcul de la Hmt du tronçon(SR4)-(RT)*

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	L (m)	v (m/s)	Re	Λ	J (m/ml)	H_t (m)	Hmt (m)
250	194.2	1100	1.537	330617.686	0.0191	0.0107	12.979	175.97
315	244.6	1100	0.716	225659.691	0.0184	0.0015	1.9418	164.94
400	310.6	1100	0.444	177707.006	0.0183	0.0004	0.5848	163.58

❖ *Le frais d'exploitation et d'amortissement :**Tableau (III.11) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement (SR4)-(RT)*

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	Pa (Kw)	E (Kwh)	F_{exp} (Da)	Prix ml (Da)	L (m)	Famort (Da)
250	194.2	137.608037	1004538.67	4691195.6	14529.62	1100	1497088.46
315	174.2	128.982609	941573.044	4397146.11	22624.58	1100	2331168.85
400	310.6	127.919093	933809.376	4360889.79	3594.05	1100	370320.13

❖ *Calcul du bilan :**Tableau (III.12) : Calcul du bilan du tronçon (SR4)-(RT)*

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	v (m/s)	F_{exp} (Da)	Famort (Da)	B_L (Da)
250	194.2	1.537	4691195.6	1497088.46	6188284.05
315	174.2	0.716	4397146.11	2331168.85	6728314.96
400	310.6	0.444	4360889.79	370320.13	4731209.92

D'après les calculs effectués, le diamètre économique est : **315 mm** avec une vitesse acceptable qui est **0.716 m/s**.

III.7.2. Adduction gravitaire.*III.7.2.1. Tronçon (PK)-(SR1)*

L'écoulement se fait gravitairement à partir de point de piquage (**PK**) qui est situé à une côte de **110m** avec une pression de service de **8bars** vers la station de reprise (**SR1**).

On à :

$$Q=0.1465\text{m}^3/\text{s}$$

$$L=620\text{m}$$

$$H_g=8\text{ m}$$

D'après les formules (III.3) et (III.4), on trouve : $D_{\min} = 0.352\text{ m}$, $D_{\max} = 0.610\text{ m}$.

Le matériau utilisé c'est le PEHD (PN16), donc les diamètres normalise sont : 400 mm, 500 mm, 630mm. Le prix unitaire de ces conduites est présenté dans l'annexe (5).

❖ *Calcul des pertes de charge totale :**Tableau (III.13) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (PK)-(SR1)*

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	L (m)	v (m/s)	Re	Λ	J (m/ml)	H_t (m)	H_g (m)
400	352.6	620	1.501	529280.215	0.0138	0.0044	3.0678	8
500	440.6	620	0.9613	423568.325	0.0141	0.0015	1.0767	8
630	555.2	620	0.6054	336138.696	0.0145	0.0004	0.3491	8

Pour que l'eau arrive à (SR1), il faut que $h \geq H_t + H_g$, sachant que h est la pression au point de piquage qui est de 8bars. Pour cela, on optera pour un diamètre 500mm, car $H_t + H_g = 11.0678 \text{ m}$ qui inférieure à $h=80\text{m}$.

Par conséquent, nous allons opter pour une vanne papillon pour garder le même débit et la même vitesse. Donc cette vanne elle va créer des pertes charges à ce niveau qui sont des pertes de charges singulières.

➤ **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_V**

$$J_V = H_g - H_t \quad (\text{III.21})$$

Donc :

$$J_V = 8 - 3.0678 \quad J_V = 4.93$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne « ξ »**

On a:

$$J_V = \xi * \left(\frac{v^2}{2 * g} \right) \quad (\text{III.22})$$

D'ou :

$$\xi = J_V * \frac{2 * g}{v^2} \quad (\text{III.23})$$

Donc :

$$\xi = 4.93 * \frac{2 * 9.81}{1.501^2} \quad \xi = 42.93$$

➤ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :**

D'après l'abaque de l'évolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon, l'ouverture de la vanne sera à 80° (Annexe (7)).

$$\xi = 42.93 \quad \longrightarrow \quad \theta = 68.34^\circ$$

III.7.2.2. Tronçon (R1)-(SR3)

L'écoulement se fait gravitairement à partir de réservoir (R1) qui est situé à une côte radié de 460m vers la station de reprise (SR3).

On à :

$$Q = 0.0615 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 4000 \text{ m}$$

$$H_g = 10 \text{ m}$$

D'après les formules (III.3) et (III.4), nous avons trouvés : $D_{\min} = 0.228 \text{ m}$, $D_{\max} = 0.39 \text{ m}$.

Le matériau utilisé c'est le PEHD (PN06), donc les diamètres normalise sont : **250mm, 315mm, 400mm**. (Annexe(6)).

❖ *Calcul des pertes de charge totale :***Tableau (III.14) :** Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R1)-(SR3)

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	L (m)	v (m/s)	Re	Λ	J (m/ml)	H_t (m)	H_g (m)
250	231.8	4000	1.4580	337980.798	0.0150	0.007	30.9397	10
315	292.2	4000	0.9175	268117.553	0.0154	0.0022	10.4119	10
400	371	4000	0.5691	211169.674	0.0159	0.0007	3.2581	10

D'après les résultats obtenu le diamètre économique est **400mm** avec une vitesse acceptable qui est de : **0.5691m/s**.

➤ **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_V :**

On applique la formule (III.21), on aura :

$$J_V = 10 - 3.2581$$

$$J_V = 6.7419 \text{ m.}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne «ξ»**

On applique la formule (III.22), on aura :

$$\xi = 6.7419 * \frac{2 * 9.81}{0.56912^2}$$

$$\xi = 408.41.$$

➤ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :**

D'après l'abaque (Annexe (7)), nous avons :

$$\xi = 408.41 \quad \longrightarrow \quad \theta = 64.58^\circ$$

III.7.2.3. Tronçon(RT)-(R3).

L'écoulement se fait gravitairement à partir de réservoir tampon (RT) qui est situé à une côte radié de **767m** vers le réservoir (R3).

On à :

$$Q = 0.02046 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 514 \text{ m}$$

$$H_g = 29 \text{ m}$$

Après l'application des formules (III.3) et (III.4), nous avons trouvés : $D_{\min} = 0.131 \text{ m}$,
 $D_{\max} = 0.228 \text{ m}$.

Le matériau utilisé c'est le PEHD (PN06), donc les diamètres normalise sont : **160mm, 200mm, 250mm** (annexe(6)).

Tableau (III.15) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (RT)-(R6)

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	L (m)	v (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H_t (m)	H_g (m)
160	148.4	514	1.1834	175631.363	0.0169	0.0081	4.6216	29
200	185.6	514	0.7566	140429.387	0.0174	0.0027	1.6222	29
250	231.8	514	0.4850	112440.441	0.0180	0.0009	0.5517	29

D'après les résultats obtenu le diamètre économique est **160mm** avec une vitesse acceptable est de : **1.1834m/s**.

➤ Calcul des pertes de charge dans la vanne J_V :

On applique la formule (III.21), On aura :

$$J_V = 29 - 4.6216$$

$$J_V = 24.37m.$$

➤ Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne « ξ »

On applique la formule (III.22), On aura :

$$\xi = 24.37 * \frac{2 * 9.81}{1.1834^2}$$

$$\xi = 341.42$$

➤ Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :

D'après l'abaque de l'évolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon (Annexe (7)), nous avons :

$$\xi = 341.42 \quad \longrightarrow \quad \theta = 63.52^\circ$$

III.7.2.4. Tronçon(R3)-(R4).

On à :

$$Q = 0.01159m^3/s$$

$$L = 2115m$$

$$H_g = 68m$$

D'après les formules (III.3) et (III.4), on à trouvé : $D_{min} = 0.099$ m, $D_{max} = 0.171$ m.

Le matériau utilisé c'est le PEHD (PN10), donc les diamètres normalise sont : **110mm**, **125mm**, **160mm**. Le prix unitaire de ces conduites est présenté dans l'annexe (5).

Tableau (III.16) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R6)-(R5)

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	L (m)	v (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H_t (m)	H_g (m)
110	96.8	2115	1.5756	152524.083	0.0178	0.0232	54.1506	68
125	110.2	2115	1.2157	133977.597	0.0180	0.0123	29.9625	68
160	141	2115	0.7426	104711.569	0.0185	0.0037	9.0036	68

D'après les résultats obtenu le diamètre économique est **125mm** avec une vitesse acceptable est de : **1.2157m/s**.

➤ **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_V :**

On applique la formule (III.21), On aura :

$$J_V = 68 - 29.9625$$

$$J_V = 38.03 \text{ m.}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne « ξ »**

On applique la formule (III.22), On aura :

$$\xi = 38.03 * \frac{2 * 9.81}{1.2157^2}$$

$$\xi = 504.86.$$

➤ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :**

D'après l'abaque (Annexe (7)), nous avons :

$$\xi = 504.86 \quad \longrightarrow \quad \theta = 66.11^\circ$$

III.7.2.5. Tronçon(RT)-(R2).

On à :

$$Q = 0.01404 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 634 \text{ m}$$

$$H_g = 58 \text{ m}$$

Après l'application des formules (III.3) et (III.4), on à trouvé : $D_{\min} = 0.109 \text{ m}$, $D_{\max} = 0.189 \text{ m}$. Le matériau que nous avons utilisé c'est le PEHD (PN06), donc les diamètres normalise sont : **110mm, 125mm, 160mm** (annexe(6)).

Tableau (III.17) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (RT)-(R4)

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H_t (m)	H_g (m)
110	102	634	1.7190	175346.572	0.0173	0.0256	17.9047	58
125	116	634	1.3291	154184.054	0.0175	0.0136	9.5151	58
160	148.4	634	0.8121	120521.229	0.0180	0.0040	2.9862	58

D'après les résultats obtenu le diamètre économique est **125mm** avec une vitesse acceptable est de : **1.3291m/s**.

➤ **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_V :**

On applique la formule (III.21), On aura :

$$J_V = 58 - 9.5151$$

$$J_V = 48.48 \text{ m.}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne « ξ »**

D'après la formule (III.22) nous avons :

$$\xi = 48.48 * \frac{2*9.81}{1.32912^2} \quad \xi=538.45.$$

➤ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :**

D'après l'abaque de l'évolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon (Annexe (7)), nous avons :

$$\xi = 538.45 \quad \longrightarrow \quad \theta = 66.64^\circ$$

III.7.2.6. Tronçon(R2)-(R5).

On à :

$$Q=0.00597\text{m}^3/\text{s}$$

$$L=1715\text{m}$$

$$H_g=120\text{m}$$

D'après les formules (III.3) et (III.4), on trouve : $D_{\min} = 0.071$ m, $D_{\max} = 0.123$ m.

Le matériau utilisé c'est la PEHD (PN16), donc les diamètres normalise sont : **75mm, 90mm, 110mm** (annexe(8)).

Tableau (III.18) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R4)-(R3)

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	L (m)	v (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H_t (m)	H_g (m)
75	58.2	1715	2.2452	130671.74	0.0189	0.0835	157.654	120
90	73.6	1715	1.4039	103330.102	0.0192	0.0262	49.5376	120
110	90	1715	0.9389	84501.0616	0.0196	0.0098	19.3586	120

D'après les résultats obtenu le diamètre économique est **90mm** avec une vitesse acceptable est de : **1.4039m/s**.

➤ **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :**

On applique la formule (III.21), On aura :

$$J_v=120-49.5376$$

$$J_v = 70.4624\text{m}.$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne « ξ »**

On applique la formule (III.22), on aura :

$$\xi = 70.4624 * \frac{2*9.81}{1.4039^2} \quad \xi=701.42$$

➤ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :**

D'après l'abaque (Annexe (7)) on a :

$$\xi = 701.42 \quad \longrightarrow \quad \theta = 69.21^\circ$$

III.7.2.7. Tronçon(R2)-(R6).

On à :

$$Q = 0.00372 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1554 \text{ m}$$

$$H_g = 107 \text{ m}$$

D'après les formules (III.3) et (III.4), on trouve : $D_{\min} = 0.056 \text{ m}$, $D_{\max} = 0.097 \text{ m}$.

Le matériau utilisé c'est le PEHD (PN16), donc les diamètres normalise sont : 63mm, 75mm, 90mm (annexe(8))

Tableau (III.19) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R4)-(R2)

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	L (m)	v (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H_t (m)	H_g (m)
63	48.8	1554	1.9899	97107.6538	0.0200	0.0828	141.596	107
75	58.2	1554	1.3990	81423.5997	0.0202	0.0347	62.1594	107
90	73.6	1554	0.8748	64386.5965	0.0208	0.0110	19.7298	107

D'après les résultats obtenu le diamètre économique est **75mm** avec une vitesse acceptable est de : **1.399m/s**.

➤ **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_V :**

On applique la formule (III.21), On aura :

$$J_V = 107 - 62.1594$$

$$J_V = 44.84 \text{ m.}$$

➤ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne « ξ »**

D'après la formule (III.22) nous avons :

$$\xi = 44.8406 * \frac{2^{*9.81}}{1.399^2}$$

$$\xi = 449.5$$

➤ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :**

D'après l'abaque de l'évolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon (Annexe (7)) nous avons trouvés :

$$\xi = 449.5 \quad \longrightarrow \quad \theta = 65.23^\circ$$

Conclusion

Le choix des diamètres à été imposé pour les paramètres technique (le débit, les pertes de charge raisonnable et bonne vitesse), et les paramètres économique (les frais d'amortissement et d'exploitation).

Tableau (III.20) : Récapitulatif des différents tronçons.

Tronçons	Type d'adduction	Type de conduite	Paramètre	
			D (mm)	L(m)
PK-SR1	Gravitaire	PEHD	400	620
SR1-SR2	Refoulement	Fonte ductile	400	1200
SR2-R1	Refoulement	PEHD	630	1100
R1-SR3	Gravitaire	PEHD	400	4000
SR3-SR4	Refoulement	Fonte ductile	250	1200
SR4-RT	Refoulement	PEHD	315	1100
RT-R6	Gravitaire	PEHD	160	514
R6-R5	Gravitaire	PEHD	125	2115
RT-R4	Gravitaire	PEHD	125	634
R4-R2	Gravitaire	PEHD	75	1554
R4-R3	Gravitaire	PEHD	90	1715

IV.1. Introduction

On appelle pompe toutes machines hydrauliques qui servent à déplacer les liquides d'une région de basse pression vers une région à grande pression. Son fonctionnement consiste à produire une différence de pression entre la région d'aspiration et la région de refoulement au moyen de l'organe actif (piston, roue,...etc.) de la pompe.

IV.2. Equipements d'une station de pompage

La station de pompage est constituée des ouvrages et des équipements suivants [3-4] :

- Une bache de stockage ;
- chambre de télé-contrôle et d'automatisation ;
- groupes électropompes constitué d'une ou plusieurs pompes immergées ou non et des tuyauteries.

Autres équipements en amont et en aval des pompes (vannes, clapets, manomètres, etc.).

On remarque l'existence de plusieurs pompes. Ceci permettra d'un côté, de minimiser la consommation de l'énergie électrique, car le débit produit est réparti sur l'ensemble des pompes, et de l'autre côté, d'assurer la continuité du service en cas de panne de l'une d'elles.

IV.3. Choix des pompes

Le choix du type des pompes à installer se fait de façon à [3] :

- Assurer le débit de refoulement et la hauteur manométrique totale ;
- Assurer un rendement maximum;
- Une vitesse de rotation importante;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Puissance absorbée minimale.

IV.4. Classification des pompes

On distingue deux types des pompes selon le déplacement des liquides à l'intérieur des pompes [7] :

IV.4.1. Pompes volumétriques

Le déplacement de fluide à l'intérieur de la pompe se fait par variation du volume. D'où, on distingue deux types:

- Les pompes alternatives ;
- Les pompes rotatives.

IV.4.2. Turbos-pompes

Le principe de fonctionnement des turbos-pompes consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement au moyen de l'élément actif de la pompe appelé « la roue » ou « rotor ». Les turbos-pompes sont généralement utilisées dans l'alimentation d'eau potable et l'irrigation.

On peut classer les turbos-pompes selon le type de la roue:

- ✚ Les pompes hélices (axiales) ;
- ✚ Les pompes centrifuges ;
- ✚ Les pompes hélico-centrifuges.

IV.4.2.1. Pompes centrifuges

Une pompe centrifuge se compose [4] :

- D'une canalisation ou d'une tulipe d'aspiration et d'une volute qui sert à conduire le liquide en direction de l'axe de la roue;
- D'une roue, ou turbine, munie d'autres organes mobiles qui produit l'énergie;
- D'un cône divergent, pour ralentir la vitesse du fluide.

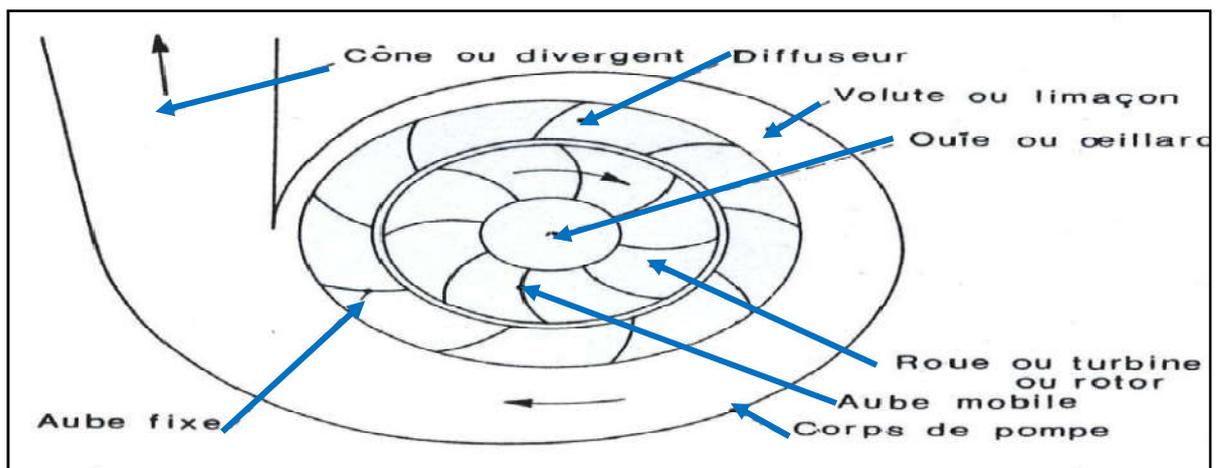


Figure (IV.1) : Constitution d'une pompe centrifuge

Selon la forme de la roue, on considère trois types fondamentaux:

➤ Pompes centrifuges à écoulement radial :

Dans ces pompes, le liquide arrive axialement par le centre et sort radialement par la périphérie. C'est un type de pompe indiqué spécialement pour les grandes charges.

➤ Pompes à écoulement mixte:

Le liquide arrive axialement à la pompe et en sort dans une direction intermédiaire entre la direction axiale et la direction radiale. C'est un type de pompe indiqué spécialement pour les charges moyennes.

➤ **Pompes à hélices :**

Le liquide arrive axialement et sort presque axialement. C'est un type de pompe qui s'adapte bien aux charges faibles.

En ce qui concerne le nombre de roue, on peut diviser les pompes en deux catégories:

- **Pompes à un seul étage :** lorsqu'il n'y a qu'une roue;
- **Pompes multicellulaires :** lorsqu'il y a plus d'une roue, le liquide sort d'une roue et entre dans la roue suivante.

IV.5. Critères généraux de définition des pompes :

Les critères les plus importants sont [8] :

IV.5.1. La vitesse de rotation [tr/min] :

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps.

IV.5.2. Le débit $Q[m^3/s]$:

C'est le volume qu'une pompe peut ou doit fournir par unités de temps

IV.5.3. La hauteur $H [m]$ produite par la pompe :

Cette hauteur est la différence entre la hauteur totale du liquide au refoulement et la hauteur totale à l'aspiration.

IV.5.4. La puissance utile est absorbée :

- ❖ La puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe est la puissance absorbée P_a de cette pompe. Elle est donnée par la formule qui est déjà défini dans le chapitre (III).
- ❖ La puissance transmise au fluide est appelée puissance hydraulique utile P_u le rapport de la puissance utile P_u et la puissance absorbée P_a et le rendement global de la pompe η .

Elle est donnée par la formule (IV.1) suivante :

$$P_U = g * H_{mt} * Q \quad (IV.1)$$

IV.5.5. Le rendement :

Le rendement est défini comme suit :

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

IV.6. Courbes caractéristiques d'une pompe

Les relations entre le débit Q , la hauteur totale H , la puissance absorbée P_a , et le rendement η sont données par les courbes caractéristiques des pompes :

IV.6.1. Courbe hauteur-débit « $H=f(Q)$ » :

Elle exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit.

IV.6.2. Courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ » :

Cette courbe exprime la variation du rendement en fonction du débit.

IV.6.3. Courbe des puissances absorbées-débit « $P_a=f(Q)$ » :

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits

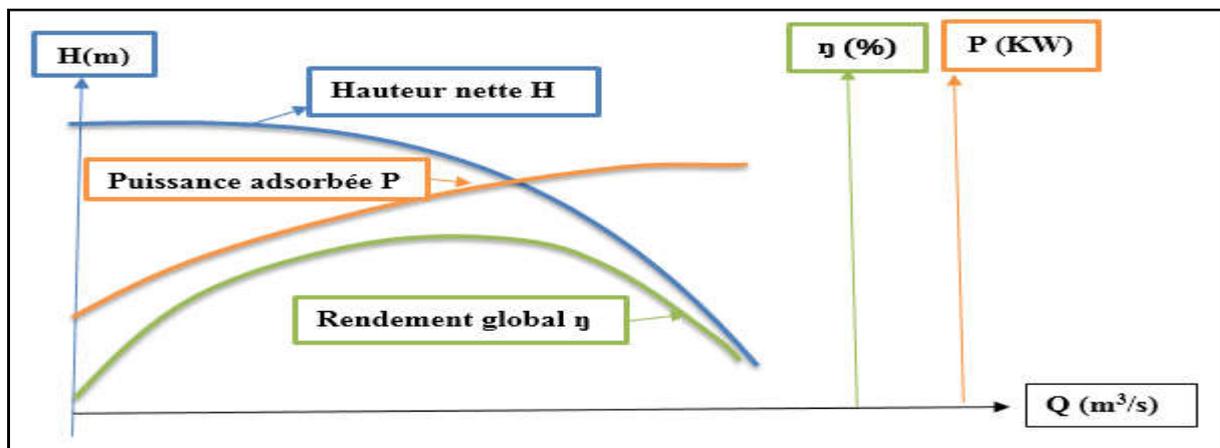


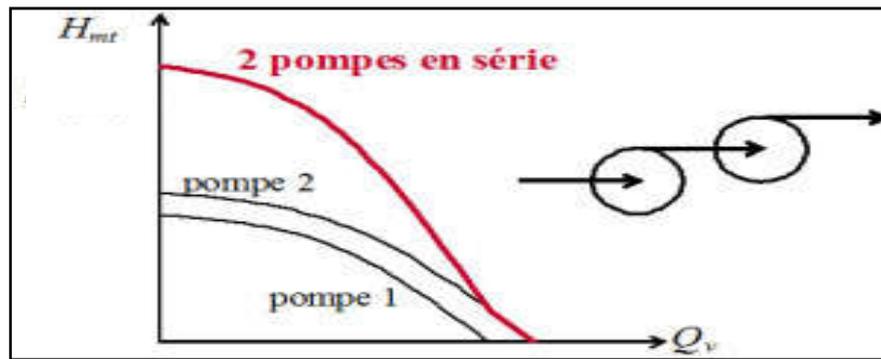
Figure (IV.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

VI.7. Couplage des pompes [8]

Dans la pratique, et pour des raisons économiques, on monte souvent plusieurs pompes en tenant compte des contraintes techniques, On distingue deux types de couplages :

VI.7.1. Couplage en série

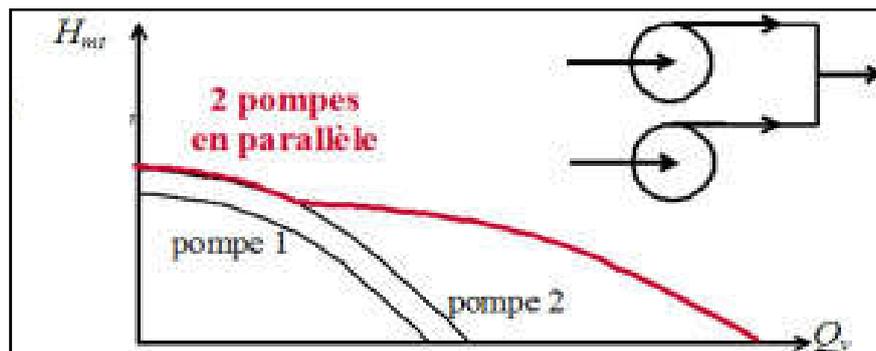
Dans ce type de couplage, les pompes ayant les mêmes débits de refoulement sont disposées les unes à la suite des autres. Cette disposition permet de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes, elle est souvent plus économique qu'une pompe unique avec une hauteur de refoulement élevée.



Figures (VI.3) : Couplage de deux pompes en série

VI.7.2. Couplage en parallèle

Dans ce type de couplage les pompes refoulent dans une conduite commune. À condition que les pompes utilisées atteignent la même hauteur de refoulement en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes. Les montages en parallèle offrent l'avantage de permettre le fonctionnement d'une seule pompe lorsque les besoins sont faibles, et l'activation de pompes supplémentaires en cas d'augmentation du débit de refoulement.



Figures (VI.4) : Couplage de deux pompes en parallèle

VI.8. Point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement est le point d'intersection entre la courbe « $H = f(Q)$ » et celle de la conduite « $H_c = f(Q)$ » qui est déterminée comme suit :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (IV.3)$$

Avec

- $R.Q^2$: Perte de charge au point considéré (m) ;
- R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

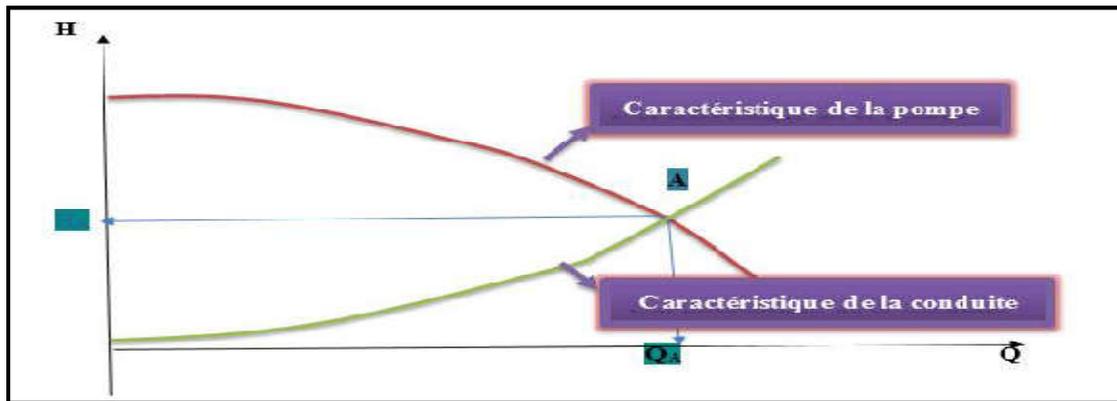


Figure (IV.5) : Point de fonctionnement de la pompe

Si le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré des coordonnées Q et H déjà définis, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications à savoir :

VI.8.1. Modification du temps de pompage

Cette méthode consiste à garder le point de fonctionnement obtenu, et on cherche le nouveau temps de pompage, tout en conservant le volume d'eau constant à l'aide de l'équation suivante :

$$Q * T' = 20 * Q_1 \quad (IV.4)$$

D'où :

$$T' = \frac{20 * Q_1}{Q} \quad (IV.5)$$

Avec :

- T' : Le nouveau temps de pompage ;
- Q₁ : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage;
- Q : Le débit au point de fonctionnement désiré.

VI.8.2. Régulation par étouffement (le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q₁. La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g * Q_1 * H'}{\eta} \quad (IV.6)$$

Avec :

$$H' = H_1 * h \quad (IV.7)$$

Où :

- 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 ;
- h : Perte de charge engendré par vannage en (m).
- η : Le rendement (%) ;
- P_a : La puissance absorbée par la pompe ;

VI.8.3. Rognage de la roue

Cette méthode consiste à garder la même vitesse de rotation N , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P_1 ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_2 (Q_2, H_2)$ avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera

$$r = (1-m)*100 \text{ (\%)} \quad (\text{IV.9})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = \frac{g*Q_1*H_1}{\eta} \text{ (KW)} \quad (\text{IV.10})$$

IV.8.4. Variation de la vitesse de rotation

La méthode c'est d'agir sur la vitesse de rotation (N) de la pompe, la diminution de cette dernière, entrainera la diminution du débit, ce qui engendrera la diminution de la puissance fournie à la pompe, on cherche alors la vitesse N' , donc on trace une parabole d'équation $H=a*Q^2$ passant par l'origine et par le point $P_1 (Q_1, H_1)$ et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q^3, H_3)$.

Dans cette méthode, la nouvelle vitesse de rotation sera :

$$N' = N \times (Q_1 / Q_3) \quad (\text{IV.11})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g*Q_1*H_1}{\eta} \text{ (KW)} \quad (\text{IV.12})$$

Avec:

- N : La vitesse de rotation de la pompe (tr / min) ;
- N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr / min) ;

IV.9. Phénomène de cavitation

Lorsque l'on aspire un liquide dans un conduit on crée une dépression, si cette baisse de pression fait descendre la pression du liquide au-dessous de sa pression de vapeur saturante, le liquide se met en ébullition. (Production de vapeur), on appelle ce phénomène la cavitation. Ce phénomène s'accompagne souvent par de bruits violents et de vibrations importantes [9].

Pour éviter tout phénomène de cavitation il faut il faut vérifier la condition suivante :

$$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r \quad (\text{IV.13})$$

- ✓ NPSH_d : La charge nette d'aspiration disponible, est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.
- ✓ NPSH_r : La charge d'aspiration requise par le constructeur, est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation. Elle dépend de :
 - ❖ Type de la pompe.
 - ❖ Type de la pompe

✚ *Point de fonctionnement :*

- pour l'alimentation en charge

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} + H_a - (J_a + T_v) \quad (\text{IV.14})$$

- Pour l'alimentation en dépression

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_0}{g \cdot \rho} - H_a - (J_a + T_v) \quad (\text{IV.15})$$

Avec:

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- P_0 : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m) ;
- T_v : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée. Voir le tableau (IV.1) ci-dessous

Dans notre étude on prend $T(C_0) = 20 \text{ }^\circ\text{C}$.

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

T(C₀)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T_v(m)	0.06	0.125	0.238	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.20	4.80	10.30

IV.10. Choix des pompes du projet

Les différentes pompes choisies pour notre présent projet sont :

IV.10.1. Station de reprise SR1 :

- ✓ *Caractéristique de la conduite* \longrightarrow $Q=146.5$ l/s ; $H_g=183$ m ; $H_{mt}=188.16$ m.
- ✓ *Caractéristique de la pompe :*

D'après le catalogue, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal, mais il y'a pas une pompe disponible qui répond au débit demandé alors on installe deux pompes identiques en parallèle, Ces pompes seront de type (PM 125/ 2 A) dont ces caractéristiques sont :

$$N=2805 \text{ tr/min}$$

$$\eta = 76 \%$$

$$P_a = 356 \text{ KW}$$

$$NPSH)_r = 6.56 \text{ m}$$

On Remarque que le point de fonctionnement (146 l/s, 188 m) coïncide avec le point désiré (146.5 l/s, 188.16 m).par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.

La figure (IV.6) représente les courbes caractéristiques de la pompe. (Les détails de cette pompe sont donnés dans l'annexe (9))

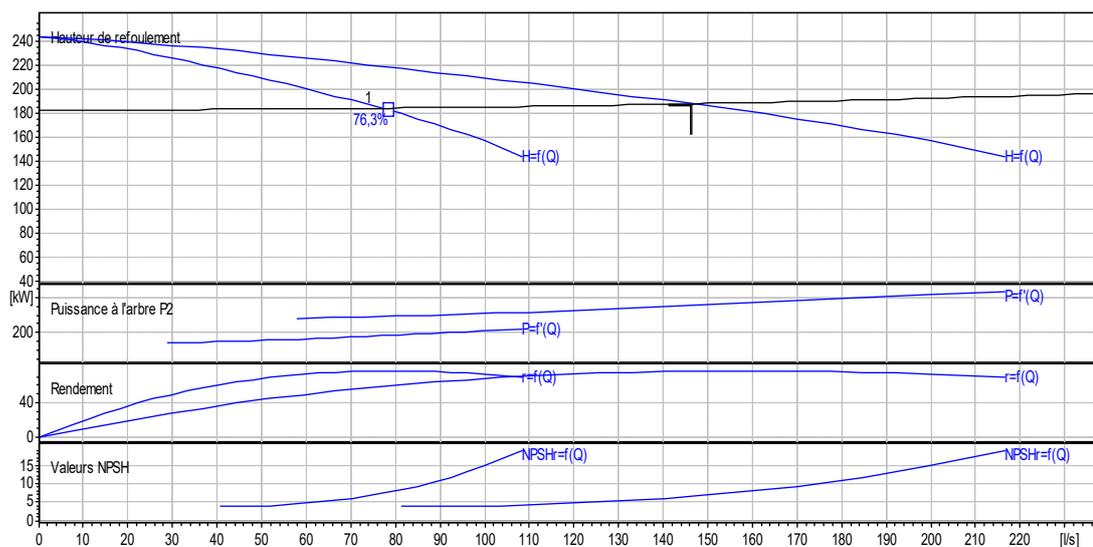


Figure (IV.6) : Courbes caractéristiques de la pompe SR1

➤ *Etude de la cavitation :*

On a :

$$(NPSH)_r = 6.56 \text{ m}$$

D'où :

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_0}{g * \rho} + H_a - (J_a + T_v)$$

On fixe :

$H_a = 0.4 \text{ m}$ et $J_a = 0 \text{ m}$ (négligeable).

Sachant que :

$$(P_0 / (g * \rho)) = 10.33$$

Donc :

$$(\text{NPSH})_d = 10.33 + 0.4 - 0.238$$

$$(\text{NPSH})_d = 10.492 \text{ m.}$$

$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$, donc la pompe est hors domaine de cavitation.

IV.10.2. Station de reprise SR2:

- ✓ *Caractéristique de la conduite*  $Q = 146.5 \text{ l/s}$; $H_g = 107 \text{ m}$; $H_{mt} = 108.14 \text{ m}$
- ✓ *Caractéristique de la pompe :*

En consultant le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal, mais il y'a pas une pompe disponible qui répond au débit demandé alors on installe deux pompes identiques en parallèle. Ces pompes seront de type (PML 150/ 5 A) dont ces caractéristiques sont :

$$N = 1450 \text{ tr/min}$$

$$\eta = 75.6 \%$$

$$P_a = 205 \text{ KW}$$

$$\text{NPSH}_r = 4.16 \text{ m}$$

On Remarque que le point de fonctionnement (146 l/s, 108m) ; coïncide avec le point désiré (146.5 l/s, 108.14 m). par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.

La figure (IV.7) représente les courbes caractéristiques de la pompe. (Les détails de cette pompe sont donnés dans l'annexe (10))

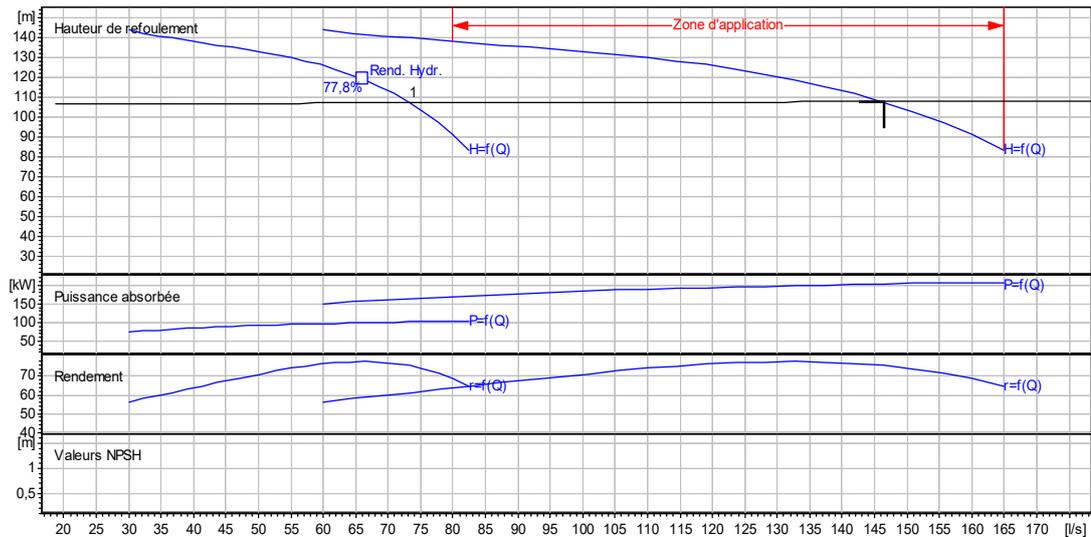


Figure (IV.7) : Courbes caractéristiques de la pompe SR2

➤ Etude de la cavitation

On a :

$$(NPSH)_r = 4.16m$$

D'où :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g * \rho} + H_a - (J_a + T_v)$$

On fixe :

$$H_a = 0.4 m \text{ et } J_a = 0 m \text{ (négligeable).}$$

Sachant que :

$$(P_0 / (g * \rho)) = 10.33$$

Donc :

$$(NPSH)_d = 10.33 + 0.4 - 0.238$$

$$(NPSH)_d = 10.492 m.$$

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe est hors domaine de cavitation.

IV.10.3. Station de reprise SR3:

- ✓ **Caractéristique de la conduite** \longrightarrow $Q= 61.5 \text{ l/s}$; $H_g=166\text{m}$; $H_{mt} = 170.22\text{m}$
- ✓ **Caractéristique de la pompe :**

En consultant le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM 150/7 D) dont ces caractéristiques sont :

$N=1450 \text{ tr/min}$ $\eta =76.7 \%$ $P_a = 134 \text{ KW}$ $NPSH_r= 2.19 \text{ m}$

On Remarque que le point de fonctionnement (61.5 l/s , 170 m); coïncide avec le point désiré (61.5 l/s , 170.22 m).par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification. La figure (IV.6) représente les courbes caractéristiques de la pompe. (Les détails de cette pompe sont donnés dans l'annexe (11))

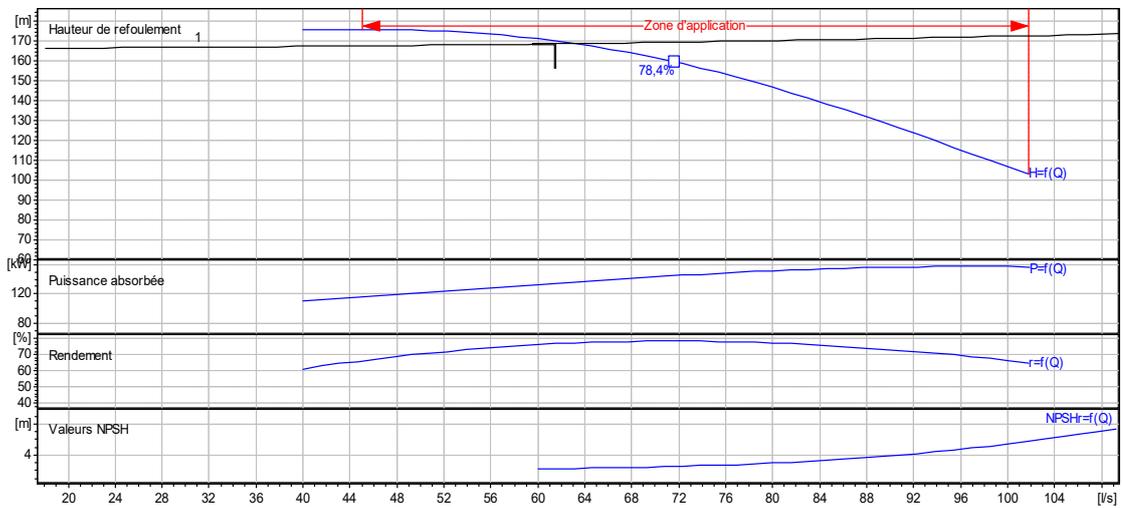


Figure (IV.8) : Courbes caractéristiques de la pompe SR3

➤ **Etude de la cavitation**

On a :

$$(NPSH)_r = 2.19 \text{ m}$$

D'où :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g * \rho} + H_a - (J_a + T_v)$$

On fixe :

$$H_a = 0.4\text{m} \text{ et } J_a = 0 \text{ m} \quad (\text{négligeable}).$$

Sachant que :

$$(P_0 / (g \cdot \rho)) = 10.33$$

Donc :

$$(NPSH)_d = 10.33 + 0.4 - 0.238$$

$$(NPSH)_d = 10.492 \text{ m.}$$

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe est hors domaine de cavitation.

IV.10.4. Station de reprise SR4:

- ✓ *Caractéristique de la conduite* \longrightarrow $Q = 46.5 \text{ l/s}$; $H_g = 163 \text{ m}$; $H_{mt} = 164.27 \text{ m}$
- ✓ *Caractéristique de la pompe :*

En consultant le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PML 150/ 10 F) dont ces caractéristiques sont :

$$N = 1450 \text{ tr/min}$$

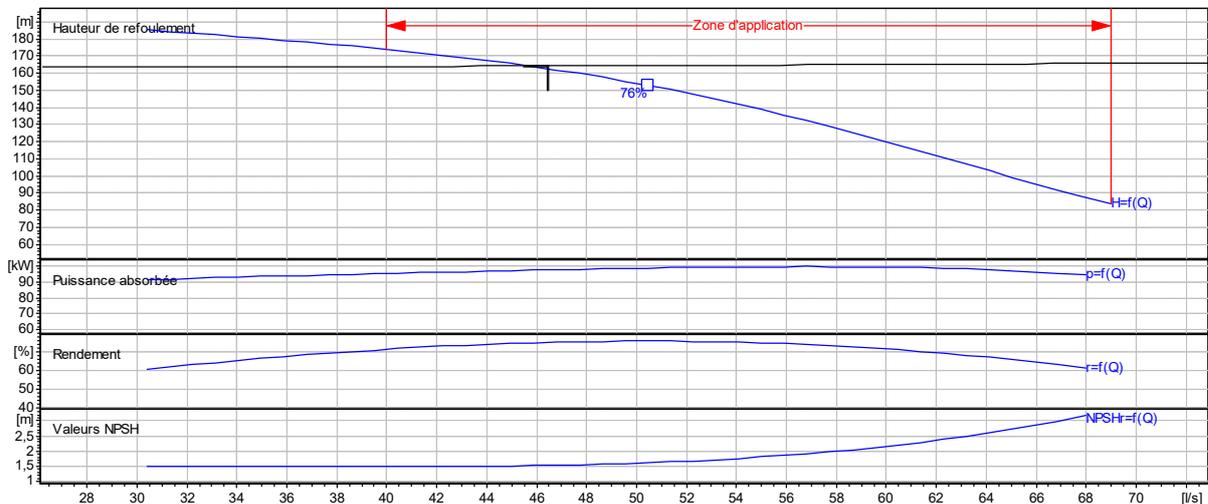
$$\eta = 75.4 \%$$

$$P_a = 99.1 \text{ KW}$$

$$NPSH_r = 1.53 \text{ m}$$

On Remarque que le point de fonctionnement (46.5 l/s, 164 m) ; coïncide avec le point désiré (46.5 l/s, 164.24 m) .par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification.

La figure (IV.6) représente les courbes caractéristiques de la pompe. (Les détails de cette pompe sont donnés dans l'annexe (12))



Figure(IV.9) : Courbes caractéristiques de la pompe SR4

➤ *Etude de la cavitation*

On a :

$$(\text{NPSH})_r = 1.53\text{m}$$

D'où :

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_0}{g * \rho} + H_a - (J_a + T_v)$$

On fixe :

$$H_a = 0.4 \text{ m et } J_a = 0 \text{ m (négligeable).}$$

Sachant que :

$$(P_0 / (g * \rho)) = 10.33$$

Donc :

$$(\text{NPSH})_d = 10.33 + 0.4 - 0.238$$

$$(\text{NPSH})_d = \mathbf{10.492 \text{ m.}}$$

$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$, donc la pompe est hors domaine de cavitation.

Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons choisis des pompes donnant le meilleur rendement et assure un bon fonctionnement de pompage. Nous avons aussi opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontal pour les quatre stations de reprise, et nous avons achevé par une vérification du non cavitation des pompes.

V.1. Introduction

Les conduites, en général sont posées en terre, ou en galeries, d'adduction gravitaire ou par refoulement, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles.

V.2. Phénomène de coup de bélier

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un robinet (ou tout autre appareil) se ferme.

V.3. Causes du coup de bélier [10]

Les différentes causes de coup de bélier sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

V.4. Risques dus aux coups de bélier

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

V.4.1. Risque de forte pression

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées en plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.

V.4.2. Pression négative

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devienne inférieure à 10 mce, il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être criées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

V.4.3. Fatigues des conduites

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

V.5. Moyens de protection contre le coup de bélier

Le but des appareils anti-bélier est de :

- ✓ Limité les dépressions ;
- ✓ Limité les surpressions ;

Et les principaux moyens de protection contre le coup bélier sont [3]:

V.5.1. Volant d'inertie

Le volant d'inertie intervient dans la protection contre les surpressions, est une roue de masse assez importante calé sur l'arbre du groupe électropompe. Son principe consiste à trouver le moyen de continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. Grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale, il restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

V.5.2. Soupape de décharge

Le rôle d'une soupape consiste à dévier un certain débit à l'extérieur de la conduite, cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure (5%) à la pression maximale de fonctionnement. Louverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. L'utilisation des soupapes de décharge nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.



Figure (V.1) : Soupape de décharge

V.5.3. Réservoir d'air

C'est l'appareil le plus répandu pour la protection contre le coup bélier. C'est un récipient contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure. Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet percé.

V.5.3.1. Avantages du réservoir d'air

Le réservoir d'air présente certains avantages qui sont les suivants :

- Il présente des dimensions réduites par rapport à l'autre dispositif (cheminée d'équilibre).
- Il peut être préconisé comme solution dans les régions froides car il est facile à chauffer pour éviter les effets du gel.
- il peut être installé parallèlement au sol cela offre une meilleure résistance au vent et au tremblement de terre.

V.5.3.2. Inconvénients du réservoir d'air

Comme il présente certains inconvénients qui sont les suivants :

- La nécessité de fournir de l'air comprimé constamment.
- La nécessité de prévoir plusieurs équipements auxiliaires qui demande une maintenance constante et des frais élevés.

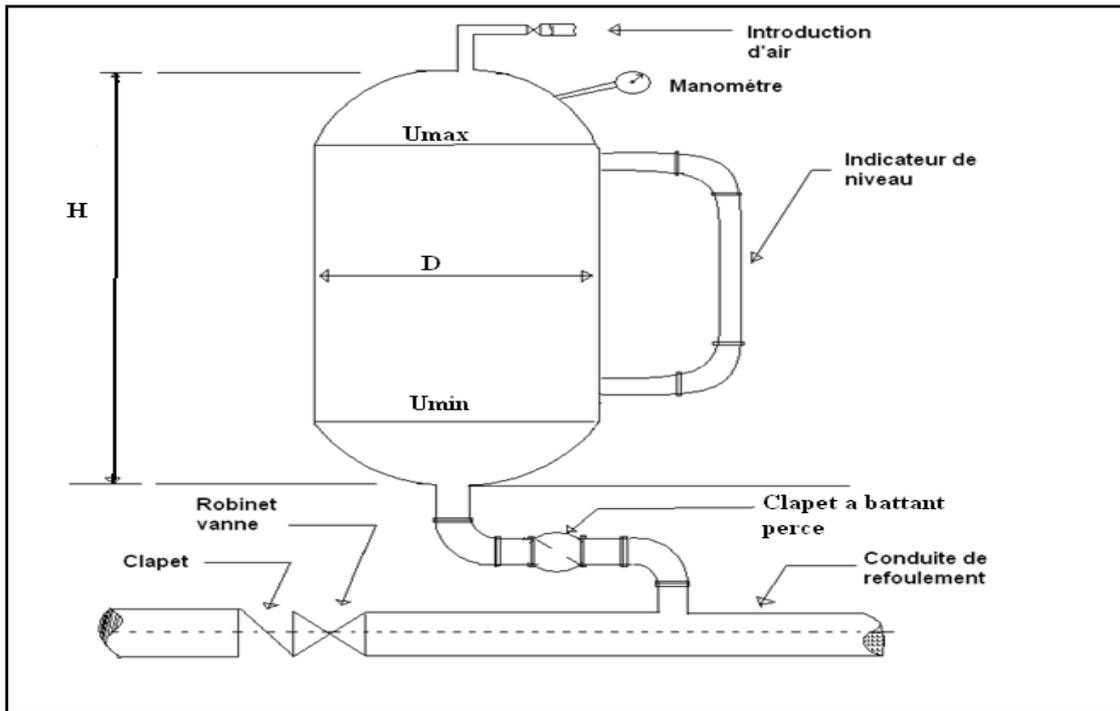


Figure (V.2) : Réservoir d'air

V.5.4. Cheminée d'équilibre

La cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe vertical, elle joue le même rôle que le réservoir d'air comprimé mais dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes. Les compensations des surpressions et dépressions précédentes sont directement faites avec l'eau du réservoir à surface libre. Sur une conduite de refoulement, cependant, une cheminée peut être placée en cours de parcours pour contrer les effets de la cavitation. La hauteur de la cheminée sera alors réduite et son emplacement, son niveau d'entretien étant réduit, ne pose pas de problème.

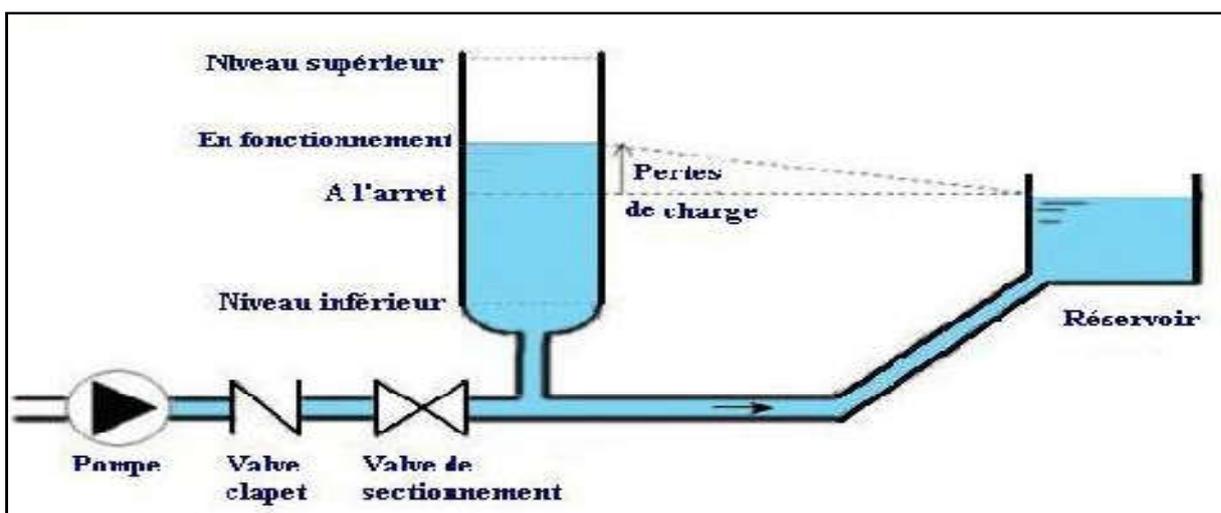


Figure (V.3) : Cheminée d'équilibre

V.6. Etude du coup de bélier

La présence du coup de bélier dans les conduites en refoulement suite à des variations importantes de pression peut avoir des effets néfastes sur les canalisations. Afin de calculer l'amplitude des surpressions et des dépressions, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

V.6.1. La valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLEIVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \frac{D_{int}}{e}}} \quad (V.1)$$

Avec :

- a : La célérité de l'onde en (m/s) ;
- D_{int} : Le diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
- e : L'épaisseur de la conduite en (m) ;
- K' : Coefficient dépend de la nature de la conduite.

Où :

$$K' = 0.6 \text{ pour la fonte ductile}$$

$$K' = 83 \text{ pour le PEHD.}$$

V.6.2. Répartition du coup de bélier le long de la conduite

➤ 1^{er} Cas : Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que :

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

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times v_0}{g} \quad (V.3)$$

Avec :

- B : Valeur du coup de bélier (m) ;
- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- v_0 : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;
- g: L'accélération de la pesanteur ($g=9,81 \text{ m/s}^2$).

La valeur maximale de la pression-surpression est :

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

La valeur maximale de la pression-dépression est :

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

Ou :

- H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :
-

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

Avec :

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

➤ *2^{ème} Cas : Fermeture lente*

La fermeture lente est caractérisée par un temps T : , tel que :

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

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

$$B = \frac{2 \cdot L \cdot v_0}{g \cdot T} \quad (\text{V.8})$$

V.7. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons du refoulement

Les valeurs numériques du coup de bélier pour les tronçons de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (V.1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Tronçons	Caractéristiques des conduites de refoulement									
	D_{int} (mm)	e (mm)	V_0 (m/s)	H_g (m)	H_0 (m)	a (m/s)	B (m)	H_{\max} (m)	H_{\min} (m)	PNS (m)
SR1-SR2	384.4	7.8	1.39	183	193	1122.44	160.01	353.49	32.99	300
SR2-R1	489,4	70,3	0,7791	107	117	395,64	31,42	148,42	145,57	200
SR3-SR4	287.6	6.2	1.504	166	176	1135.3	174.05	350.05	1.95	400
SR4-RT	310,6	44,7	0,716	163	173	412,24	29.83	202.3	108,42	200

V.7.1. Constatation des résultats

D'après les résultats obtenus dans le tableau (V.1), la surpression maximale ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible dans les tronçons (SR2-R1 SR3-SR4 SR4-RT). Par conséquent, le phénomène du coup de bélier ne représente pas du danger. Donc, les tronçons ne nécessitent pas une protection.

Et pour le tronçon (SR1-SR2) la surpression maximale dépasse la valeur de la pression de service admissible, donc on optera pour la protection au moyen des réservoirs d'air placés après la station de reprise.

Et pour les valeurs de la dépression sont toutes positive, donc il n'y a aucun risque d'aplatissement de la conduite.

V.8. Calcul d'un réservoir d'air

Le calcul d'un réservoir d'air est basée sur la méthode graphique de **Bergeron**, Son principe consiste à déterminer la surpression et dépression maximale, en fixant au préalable le volume d'air initial U_0 « en fonctionnement normale » et de son dispositif d'étranglement, la méthode nécessite quelques tâtonnements mais assure une bonne précision.

V.8.1. Principe de calcul du réservoir d'air

➤ *Les temps se suivent selon les valeurs de :*

$$\theta' = \frac{2 \cdot L}{a} \quad (V.9)$$

➤ *Variation du volume d'air :*

$$\Delta U = S \cdot V_m \cdot \theta' \quad (V.10)$$

Avec :

- S : Section de la conduite ;
- θ' : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite ;
- V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.

➤ *Le volume d'air comprimé :*

$$U_i = U_{i-1} \pm \Delta U_i \quad (V.11)$$

Avec :

- $+\Delta U_i$: lorsque le réservoir d'air se vide.
- $-\Delta U_i$: lorsque le réservoir d'air se remplit

➤ *la pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de Poisson :*

$$(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1.4} = Z * U^{1.4} \quad (V.12)$$

Avec :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
- Z_0 : Pression absolue ;
- U_0 : Volume d'air initial ;
- U : Volume nouveau de l'air ;
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

➤ *La vitesse dans la tubulure*

✚ Cas de la montée de l'eau

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage sortant et son coefficient de débit est de l'ordre de 0.92.

$$K_r = \frac{v_1}{v_f} = \frac{d^2}{d'^2} \quad (V.13)$$

Avec:

- K_r : Le coefficient de rapport de vitesse.
- V_1 : Vitesse dans la tuyère (m/s).
- V_f : Vitesse finale choisie (m/s).
- d : Diamètre de la conduite.
- d'' : Diamètre de la veine contractée.

$$d'' = 0.92 * d' \quad (V.14)$$

d' sera choisi pour que K reste compris entre 15 et 20

✚ Cas de la descente de l'eau :

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage de BORDA, avec un coefficient de contraction de 0.5.

$$K_r = \frac{v_2}{v_f} = 2 * \left(\frac{d}{d'}\right)^2 \quad (V.15)$$

Avec :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère.
- V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite.

✓ *Calcul des pertes de charge*✚ *Cas de la montée de l'eau*

$$\Delta h_1 = C * \frac{v^2}{2 * g} \quad (V.16)$$

Avec :

$$C = f(m)$$

Et :

$$m = \frac{0.92 * d_t^2}{d_t^2} \quad (V.17)$$

Avec :

- d_t : diamètre de la tubulure.

La valeur de «C» est lue sur l'abaque (Annexe (13)).

✚ *Cas de la descente de l'eau :*

$$\Delta h_2 = C' * \frac{v^2}{2 * g} \quad (V.18)$$

Avec :

$$C' = f(m')$$

$$m' = \frac{1}{2} * \left(\frac{d'}{d_t} \right)^2 \quad (V.19)$$

$$m' = \frac{1}{2} * \left(\frac{d'}{d_t} \right)^2 \quad (V.19)$$

La valeur de «C'» est lue sur l'abaque (Annexe(13)).

La Perte de charge δ est donnée par la formule de **COLEBROOCK** :

$$\delta = 1.1 \frac{\lambda * L * v_f^2}{d * 2 * g} \quad (V.20)$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge:

$$\checkmark \text{ Cas de la montée : } \quad Z - \Delta h_1 - \delta \quad (V.21)$$

$$\checkmark \text{ Cas de la descente : } \quad Z' + \Delta h_2 + \delta \quad (V.22)$$

V.8.2. Application du calcul pour le tronçon SR1-SR2

Nous avons :

$D= 400 \text{ mm}$, $D_{\text{int}} = 384.4 \text{ mm}$, $e = 7.8 \text{ mm}$, $L=1200\text{m}$, $H_g=183 \text{ m}$, $H_t=5,5081 \text{ m}$, $K=0.6$,

On dispose d'une tuyère de diamètre $d' = 100 \text{ mm}$ qui est incorporée dans une tubulure de diamètre $d_t=200 \text{ mm}$.

Les caractéristiques de la tuyère sont :

⚡ *montée de l'eau :*

$$\text{On à :} \quad K_r = \frac{v_1}{v_f} = \frac{d^2}{(0.92*d')^2} = 18.90$$

Donc :

$K=19$ Comprise entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée. Par ailleurs :

$$m = \frac{(0.92 * d')^2}{d_t^2} = 0.2116$$

A partir de l'abaque de coefficient des pertes de charge (Annexe (13)), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge «C» dans la tuyère. Ce qui nous donne $C=0,63$

D'où la perte de charge correspond au cas de la montée de l'eau est :

$$\Delta h_1 = C * \frac{v_1^2}{2 * g} = 0.63 * \frac{v_1^2}{2 * g}$$

⚡ *Descente de l'eau :*

On à :

$$K_r = \frac{v_2}{v_f} = 2 * \frac{d^2}{d'^2} = 32$$

Donc :

$$V_2=K_r * V_f=32 * V_f$$

Par ailleurs :

$$m' = \frac{1}{2} * \frac{d'^2}{d_t^2} = 0.125$$

A partir de l'abaque de coefficient des pertes de charge (Annexe (9)), on aura la valeur du coefficient de perte de charge, $C'=0,77$.

D'où :

La perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = C' * \frac{v_2^2}{2 * g} = 0.125 * \frac{v_2^2}{2 * g}$$

➤ *Variation du volume d'air :*

$$\theta' = \frac{2 \times L}{a} = 2.138 \text{ s}$$

Donc : $\Delta U = 0.268 \times V_m$

Résultat de calcul du réservoir d'air

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR1-SR2 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans les annexes (14, 15,16).

Dimensionnement du réservoir d'air

Les caractéristiques du réservoir d'air du tronçon SR1-SR2 sont comme suite :

- ✓ $U_0 = 0.35 \text{ m}^3$
- ✓ $U_{\max} = 0.562 \text{ m}^3$
- ✓ $U_{\min} = 0.258 \text{ m}^3$

Le volume maximal du réservoir d'air sera majoré de 20% donc on obtiendra un volume de $U_{\max} = 0.674 \text{ m}^3$.

On optera alors pour un réservoir normalisé de **1000 l**

Remarque :

Pour les tronçons gravitaires, on procède à une fermeture lente de la vanne pour éviter le coup de bélier.

V.9. Pose des conduites

V.9. 1. Principe de pose des canalisations

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation.

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation, au dessus du sol, sur des ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sol marin.

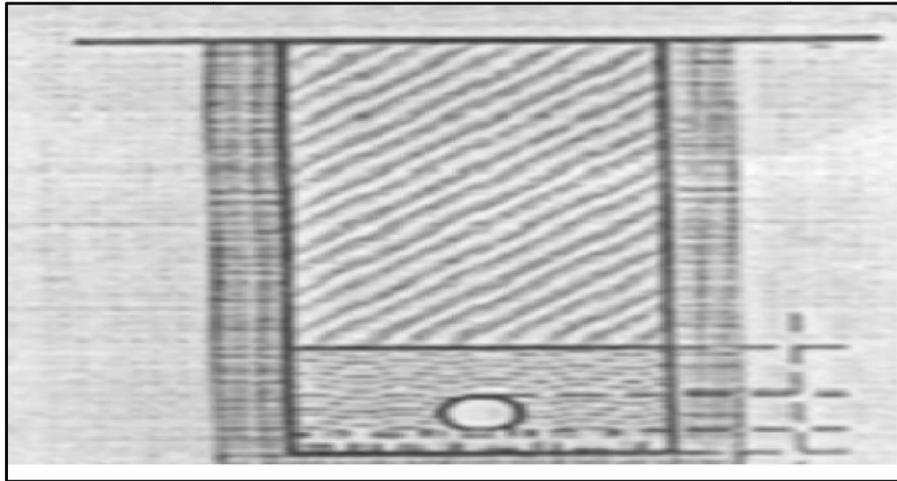


Figure (V.4): Pose de canalisation

V.9.2. Les actions reçues par les conduites

- La pression verticale due au remblai ;
- La pression résultant des charges roulantes ;
- La pression résultant des charges permanentes de surface ;
- Le tassement différentiel du terrain ;
- Action des racines des arbres.

V.9.3. Exécution des travaux

La pose des conduites se fait en passant par plusieurs étapes qui sont :

- Vérification, manutention des conduites ;
- Décapage de la couche de terre végétale ou goudron (si elle existe) ;
- Excavation des tranchées ;
- Aménagement du lit de pose ;
- La mise en place des canalisations en tranchée ;
- Assemblage des tuyaux ;
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Remblaiement de la tranchée.

V.9.3.1. Décapage de la couche de terre végétale ou goudron

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tous d'abord commencer par l'opération d'extraire les couches de terre végétales sur de faible profondeurs :

V.9.3.2. Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1m pour but de :

- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation) ;
- Protéger la canalisation contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri de la gelé.

La pose s'effectue par tronçon successifs en commençant par les points hauts de manière à assurer, s'il y a lieu, l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.

L'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (H) ;
- La largeur de la tranchée (b) ;
- Distance de la cavalière.

V.9.3.3. Aménagement du lit de sable

Le fond de la tranchée est normalement arasé avec une couche du sable de 10 cm d'épaisseur. Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules ayant un diamètre inférieurs à 0,1mm.

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire :

- Exécution d'un béton de propreté, de berceaux, ou même de dalles de répétition.

V.9.4. Pose de canalisation [6]:

V.9.4.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 10 à 15 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

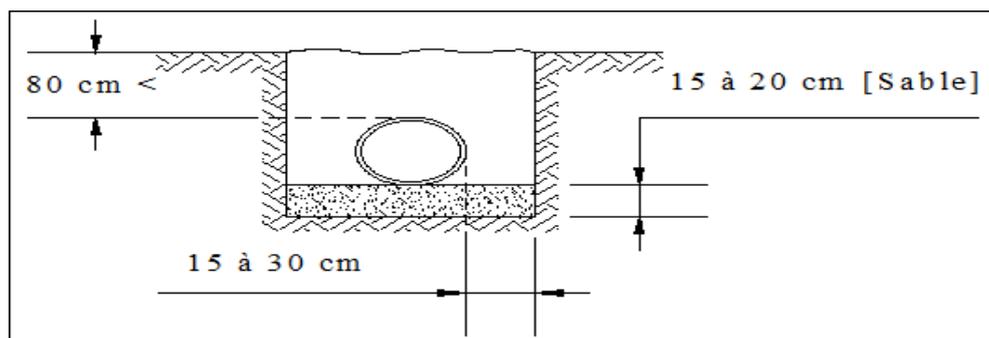


Figure (V.5): Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

V.9.4.2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

✓ Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

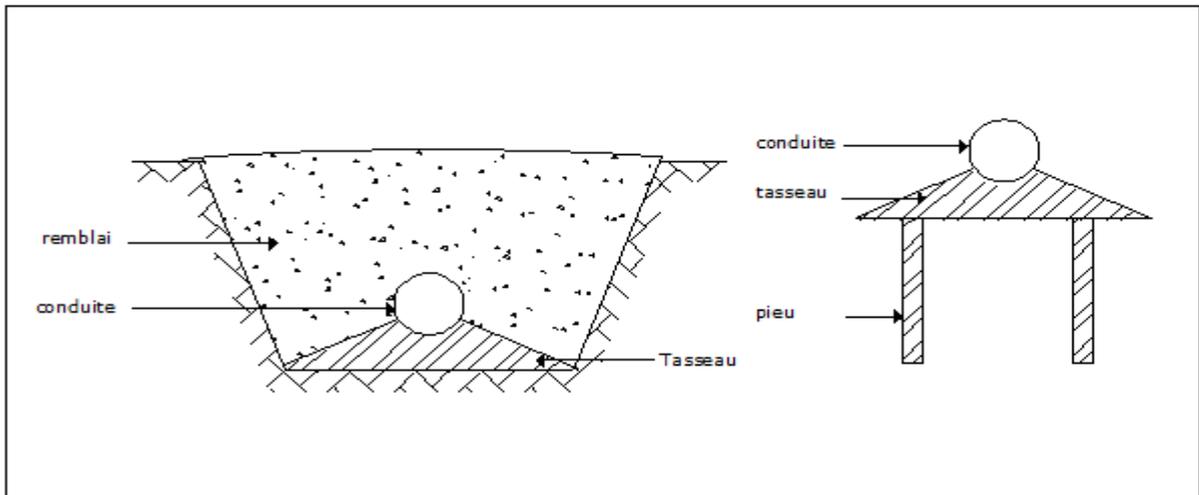


Figure (V.6): Pose de canalisation dans un terrain peu consistant

✓ **Cas d'un terrain mouillé :**

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

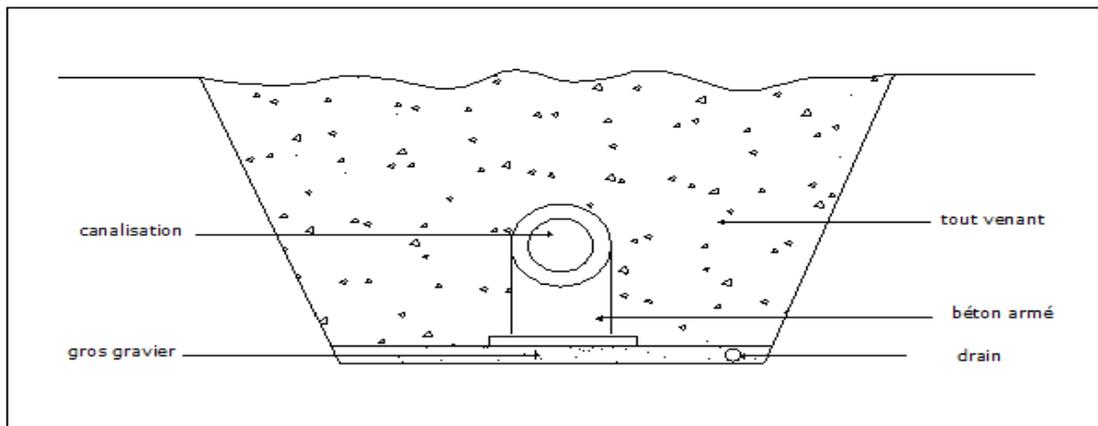


Figure (V.7): Pose de canalisation dans un terrain mouillé

V.9.4.3. Pose de canalisation en galerie :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent de Placer la conduite dans une galerie.

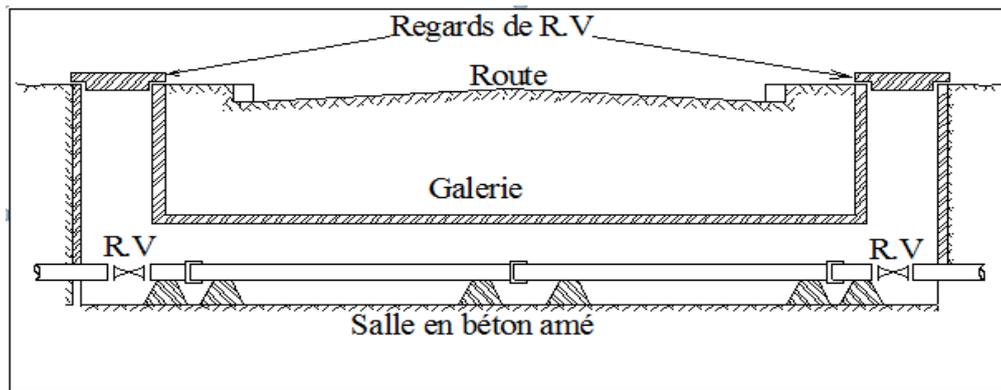


Figure (V.8): Pose de canalisation dans une galerie

V.9.5. Stabilisation des conduites [3] :

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

- butée sur un coude horizontal ;
- butée sur un coude vertical ;
- butée sur branchement ;
- butée sur un cône.

Conclusion

Au cœur de ce chapitre nous avons étudié deux éléments importants :

- ✓ la protection des conduites contre le coup bélier où nous avons eu dans le tronçon (SR1)-(SR2), ce qui nécessite une installation d'un réservoir d'air.
- ✓ à propos de la meilleure façon de poser les conduites dans les différents terrains.

VI.1. Introduction

Le réseau de distribution est l'ensemble des canalisations qui sont pour objectif de ramener l'eau, à partir du réservoir, jusqu'aux consommateurs. La distribution doit être conçue de telle façon à satisfaire les besoins de ces derniers.

VI.2. Classification des réseaux de distribution

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue généralement trois types de réseaux [3] :

VI.2.1. Réseau ramifié

La caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule dans toute la canalisation, dans un seul sens, les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture c'est-à-dire un accident sur la conduite principale prive tous les abonnés à l'aval.

VI.2.2. Réseau maillé

Il permet à la conduite, une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accédant et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval.

VI.2.3. Réseau mixte

Un réseau dit mixte (ramifié et maillé), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillé. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville

Les figures (VI.1) et (VI.2) représentent le réseau maillé et le réseau ramifié :

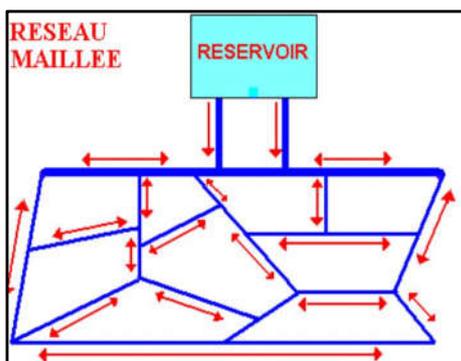


Figure (VI.1) : Réseau maillé

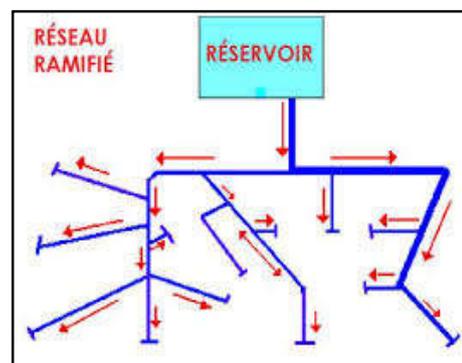


Figure (VI.2) : Réseau ramifié

VI.3. Choix de tracé de réseau de distribution

Pour définir le tracé définitif de réseau de distribution, il est important de penser aux points suivants :

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

VI.4. Choix du type des conduites

Nous avons choisi les conduites en PEHD pour le réseau de distribution, pour les avantages qui sont déjà présentés dans le chapitre adduction.

VI.5. Equipement et accessoire du réseau de distribution

I.5.1. Canalisations

Les réseaux de distribution sont constituées de :

- ✓ Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.
- ✓ Conduites secondaires assurant la liaison entre les conduites principales et les branchements.

VI.5.2. Organes accessoires

Le réseau de distribution comporte des équipements permettant son fonctionnement et son exploitation, dont les principaux sont résumés ci-après :

VI.5.2. 1. Robinets

En principe ces appareils seront posés en vue de permettre l'isolement de divers tronçons de canalisation. Nous les trouvons donc à chaque nœud.

VI.5.2. 2. Poteaux d'incendie

De tels poteaux doivent être raccordés sur des canalisations capables de fournir au point correspondant un débit minimal de 17 l/s sous 0.6 bar. Ils sont placés aux bordures des trottoirs, espacés de 200 à 300 m.

VI.5.2. 3. Régulateurs de pression

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

VI.5.2. 3. Les raccords

Ce sont des composants permettant d’adapter la conduite au tracé prévu au projet. Le tableau (VI.1) indique la fonction de chaque raccord :

Tableau (VI.1) : Fonctions des raccords

Nom du raccord	Fonction
Coude	Changement de direction
Cône de réduction	Diminution du diamètre
Manchon	Assemblage en ligne de 02 éléments cylindriques
Té	Raccordement à l’équerre d’une conduite sur une autre

On distingue aussi les ventouses, les clapets et les vanne de décharge qui sont présentés précédemment dans le chapitre adduction

VI.6. Application

Dans notre cas, on choisit de faire la distribution pour le village d’AMAGAZ, il s’agit d’un réseau ramifié puisque c’est une zone rural. La figure (VI.3) représente Schéma du réseau de distribution du village d’AMAGAZ

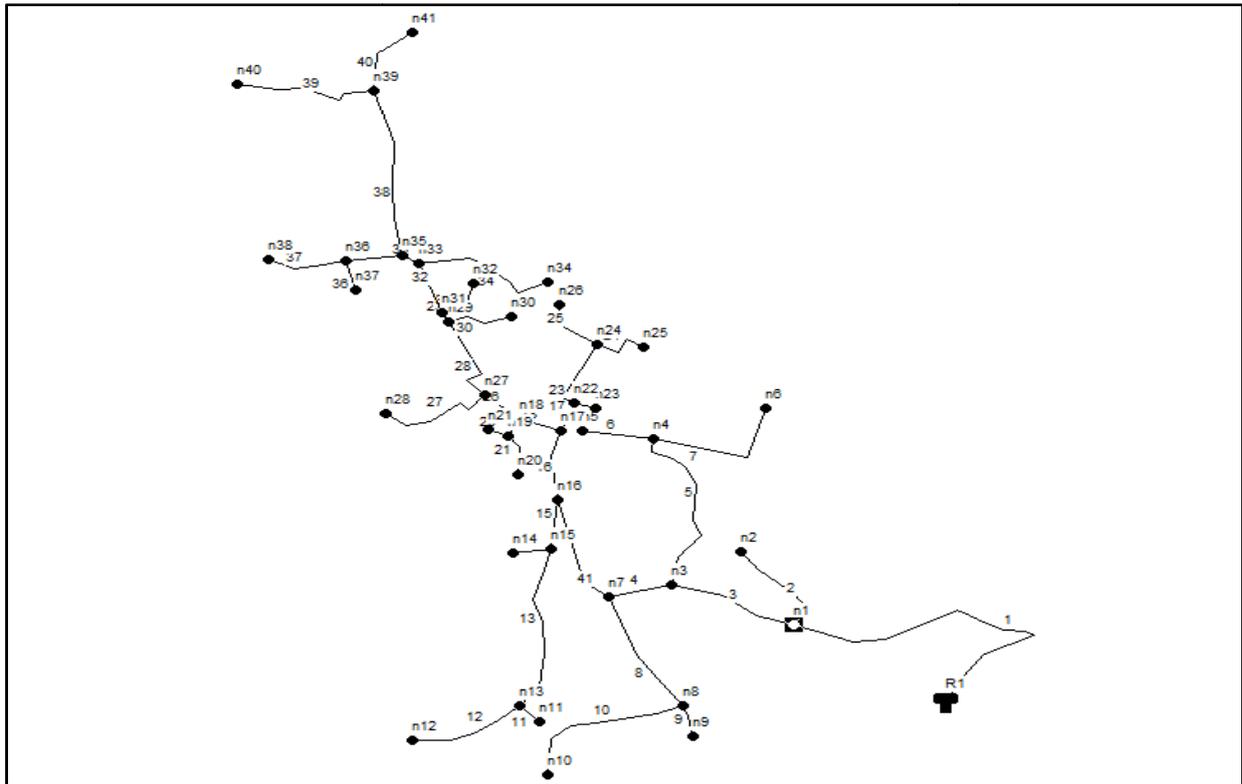


Figure (VI.3) : Schéma représentatif du réseau de distribution de village d’AMAGAZ

VI.6.1. Débit de pointe

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

Nombres d'habitants est 2143, avec $K_{\max,h} = 2,004$ et $Q_{\max,j} = 515.56 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_P = \frac{Q_{\max,j}}{24} * k_{\max,h} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- Q_P : Le débit de pointe (l/s) ;
- $Q_{\max,j}$: Le débit maximum journalier (l/s) ;

D'où

$$Q_P = \frac{515.56}{24} * 2.004 = 43.049 \text{ m}^3/\text{h} \quad Q_P = 11.95 \text{ l/s}$$

VI.6.2. Débit spécifique :

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde.

$$Q_S = \frac{Q_P}{\sum L_i} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

- Q_S : le débit spécifique (l/s) ;
- Q_P : le débit de pointe (l/s) ;
- L_i : la longueur de tronçon.

D'où :

$$\sum L_i = 2265,816 \text{ m}$$

Donc :

$$Q_S = \frac{11.95}{2257,816} \quad Q_S = 0,005292725 \text{ l/s}$$

VI.6.3. Débit de route

C'est le débit circulant à travers un tronçon et supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur de ce dernier.

$$Q_{ri} = Q_S * L_{ij} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

- Q_{ri} : le débit de route (l/s) ;
- Q_s : le débit spécifique (l/s) ;
- L_{ij} : la longueur du tronçon (i-j) en (m).

VI.6.4. Débit au nœud :

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit

$$Q_n = 0.55 \sum Q_r + \sum Q_c \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

- Q_n : débit de nœud en (l/s) ;
- Q_r : débits de route des tronçons reliés au nœud (l/s) ;
- Q_c : débit concentré au nœud en aval en (l/s).

VI.6.5. Calcul des différents débits du réseau du village AMAGAZ

VI.6.5.1. Cas de pointe :

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau (VI.2) :

Tableau (VI.2) : Détermination des débits

Nœud	Tronçon	L (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)	Nœud	Tronçon	L (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N1	R-N1	223,61	1,1835	1,09	N7	N7-N16	83,33	0,441	0,62
	N1-N2	71,95	0,3808		N8	N8-N9	19,87	0,1052	0,63
	N1-N3	79,1	0,4187			N8-N10	105,69	0,5594	
N2	N1-N2	71,95	0,3808	0,2	N8-N7	93,17	0,4931		
N3	N1-N3	79,1	0,4187	0,6	N9	N9-N8	19,87	0,1052	0,05
	N3-N4	121,112	0,641		N10	N10-N8	105,69	0,5594	0,3
	N3-N7	36,75	0,1945		N11	N11-N13	16,76	0,0887	0,04
N4	N4-N3	121,112	0,641	0,76	N12	N12-N13	70,75	0,3745	0,2
	N4-N5	43,102	0,2281		N13	N13-N11	16,76	0,0887	0,6
	N4-N6	100,02	0,5294			N13-N12	70,75	0,3745	
N5	N5-N4	43,102	0,2281	0,12	N13-N15	119,6	0,633		
N6	N6-N4	100,02	0,5294	0,29	N15	N15-N14	23,31	0,1234	0,52
N7	N7-N3	36,75	0,1945	0,62		N15-N13	119,6	0,633	
	N7-N8	93,17	0,4931			N15-N16	35,94	0,1902	

(VI.2) : Détermination des débits (suite et fin)

Nœud	Tronçon	L (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)	Nœud	Tronçon	L (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N14	N14-N15	23,31	0,1234	0,06	N28	N28-N27	75,6	0,40	0,22
N16	N16-N7	83,33	0,441	0,49	N29	N29-N30	35,41	0,1874	0,3
	N16-N15	35,94	0,1902			N29-N31	7,67	0,0406	
	N16-N17	50,14	0,2654			N29-N27	60,2	0,3186	
N17	N17-N18	27,09	0,1434	0,2	N30	N30-N29	35,41	0,1874	0,1
	N17-N22	24	0,127		N31	N31-N32	30,79	0,163	0,22
	N17-N16	50,14	0,2654			N31-N33	40,26	0,213	
N18	N18-N19	14,56	0,077	0,2	N32	N32-N31	30,79	0,163	0,08
	N18-N17	27,09	0,1434			N32-N34	82,92	0,4389	0,38
	N18-N27	28,25	0,1495		N33	N33-N35	10,55	0,056	
N19	N19-N20	30,94	0,1638	0,16	N33	N33-N31	40,26	0,213	0,24
	N19-N21	12,81	0,0678			N34	N34-N33	82,92	
	N19-N18	14,56	0,077		N35	N35-N36	32,83	0,174	0,48
N20	N20-N19	30,94	0,1638	0,09		N35-N39	121,57	0,6434	
N21	N21-N19	12,81	0,0678	0,03		N35-N33	10,55	0,056	
N22	N22-N23	9,03	0,0478	0,23	N36	N36-N37	17,14	0,0907	0,28
	N22-N24	49,09	0,2598			N36-N38	48,41	0,2562	
	N22-N17	24	0,127			N36-N35	32,83	0,174	
N23	N23-N22	9,03	0,0478	0,02	N37	N37-N36	17,14	0,0907	0,04
N24	N24-N25	33,012	0,1747	0,23	N38	N38-N36	48,41	0,2562	0,1
	N24-N26	40,13	0,2124			N39	N39-N40	79,56	0,421
	N24-N22	9,03	0,0478		N39-N41		51,79	0,2741	
N25	N25-N24	33,012	0,1747	0,09	N39	N39-N35	121,57	0,6434	0,23
N26	N26-N24	40,13	0,2124	0,11		N40	N40-N39	79,56	
N27	N27-N18	28,25	0,1495	0,47	N41	N41-N39	51,79	0,2741	0,15
	N27-N28	75,6	0,40		-	-	-	-	-
	N27-N29	60,2	0,3186		-	-	-	-	-

VI.6.5.2. Cas de pointe plus incendie

Pour le cas d'incendie nous avons ajoutés 17 l/s au niveau des nœuds (N7) et (N35), les résultats de calcul sont les mêmes a ceux présentés dans le tableau (VI.2) à l'exception les nœuds N7 et N35 dont le débit de nœud sera 17.62 l/s et 17.48 l/s respectivement.

VI.6. Modélisation et simulation du réseau

VI.6.1. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel servant à l'analyse de systèmes de distribution d'eau potable. Cette analyse comprend la simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression (conduites).il permet de:

- ✓ calculer différentes variables comme la pression à chaque nœud, le niveau d'eau dans les réservoirs et le débit dans chaque tuyau
- ✓ une analyse hydraulique de réseau à partir des caractéristiques physiques des tuyaux et dynamiques des nœuds
- ✓ calculer la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du système

L'environnement de travail de base d'EPANET est représenté dans la figure suivante :

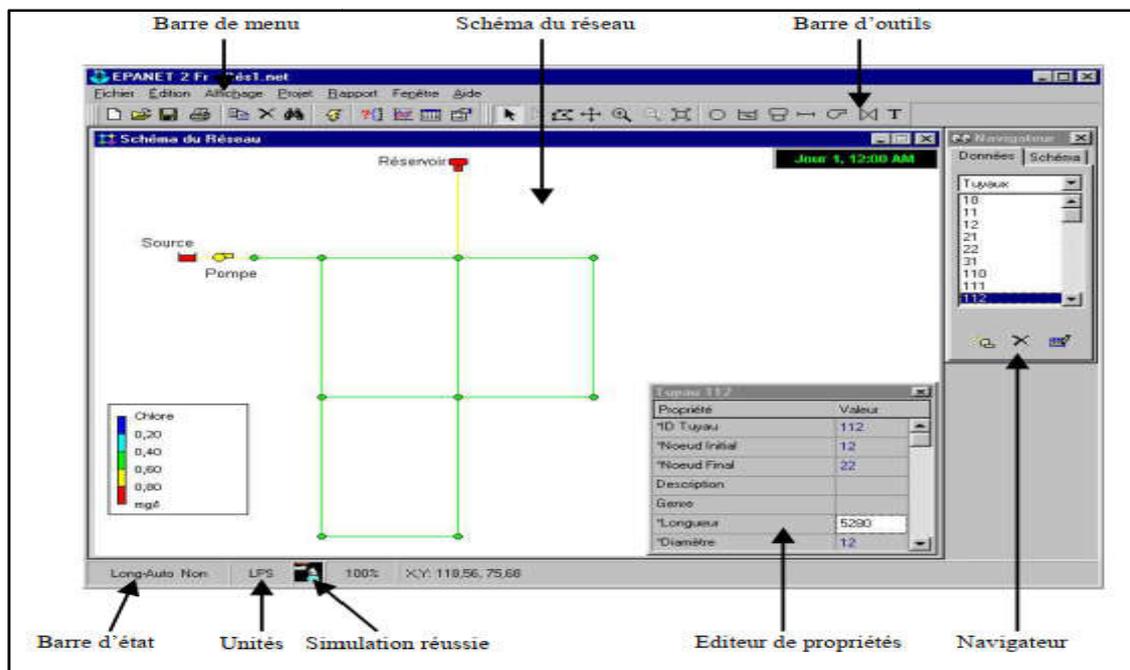


Figure (VI.4) : Environnement de travail sur EPANET

VI.6.2. La modélisation et la Simulation du réseau

Après la saisie des formations du réseau Afin de modéliser notre réseau, nous avons choisi d'effectuer une simulation avec le logiciel EPANET qui nous permettra de visualiser l'écoulement au sein de notre système.

VI.6.3. L'état du réseau après la simulation (cas de pointe)

La figure (VI.5) suivante représente le réseau de distribution après la simulation :

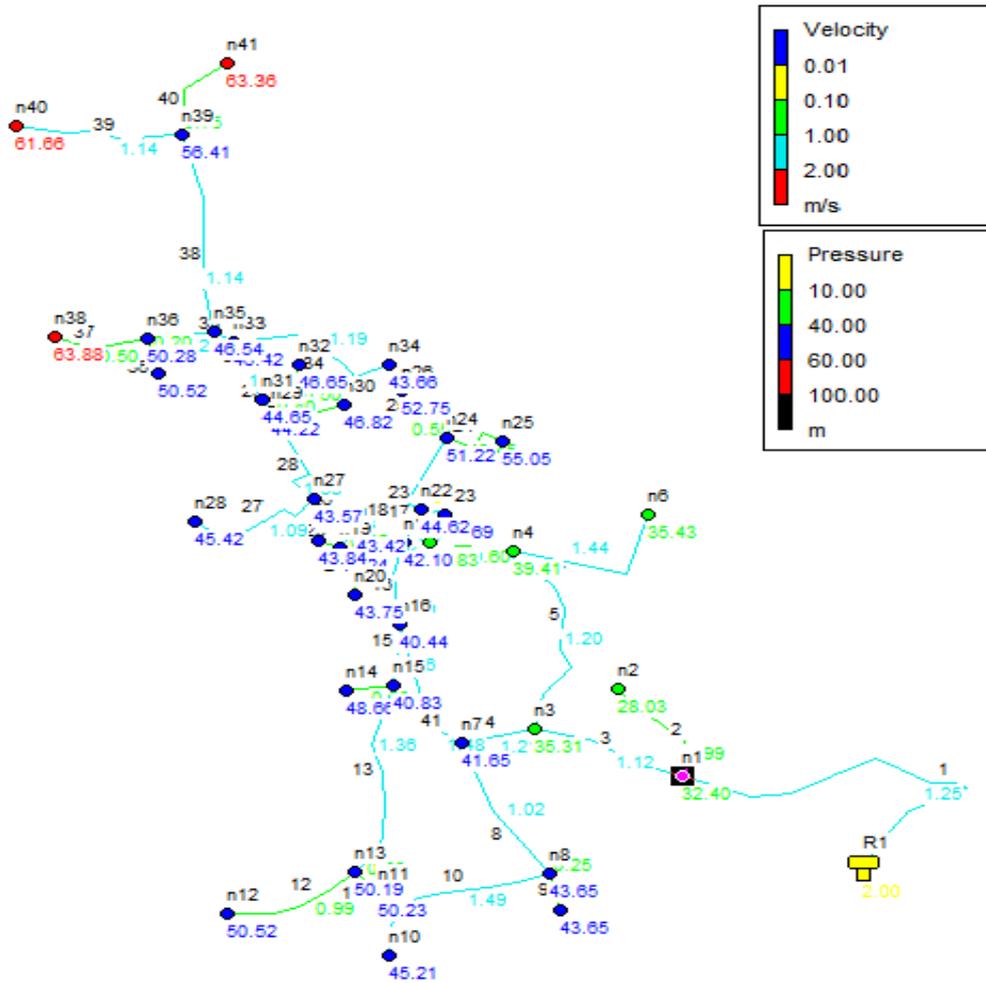


Figure (VI.5) : Etat du réseau après la simulation (cas de pointe)

Remarque :

Dans notre cas nous avons utilisés les conduites en PEHD DN10, les diamètres allant de 20 à 150 mm

VI.6.3.1. L'état des nœuds du réseau après la simulation

L'état des nœuds du réseau après la simulation est représenté dans le tableau (VI.3) :

Tableau (VI.3) : Etat des nœuds du réseau après simulation

Nœuds	Altitudes (m)	Demande (l/s)	Pression (m)	Nœuds	Altitudes (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
N1	547.773	1.09	32.40	N22	530.069	0.23	44.62
N2	545.602	0.20	28.03	N23	529.985	0.02	44.69
N3	544.051	0.60	35.31	N24	518.766	0.23	51.22
N4	534.208	0.76	39.41	N25	514.196	0.09	55.05
N5	534.19	0.12	37.83	N26	515.959	0.11	52.75
N6	520.549	0.29	35.43	N27	531.121	0.47	43.57
N7	537.203	0.62	41.65	N28	521.14	0.22	45.42
N8	531.898	0.63	43.65	N29	528.375	0.30	44.22
N9	531.741	0.05	43.65	N30	524.821	0.10	46.82
N10	510.537	0.30	45.21	N31	527.731	0.22	44.65
N11	514.531	0.04	50.23	N32	525.17	0.08	46.65
N12	507.887	0.20	50.52	N33	525.043	0.38	46.42
N13	514.642	0.60	50.19	N34	517.382	0.24	43.66
N14	525.382	0.06	48.66	N35	524.47	0.48	46.54
N15	533.475	0.52	40.83	N36	517.72	0.28	50.28
N16	536.282	0.49	40.44	N37	517.409	0.04	50.52
N17	533.884	0.20	42.10	N38	502.817	0.10	63.88
N18	531.869	0.20	43.42	N39	509.36	0.73	56.41
N19	529.634	0.16	43.24	N40	494.845	0.23	61.66
N20	528.431	0.09	43.75	N41	499.58	0.15	63.36
N21	529.011	0.03	43.84				

Remarque :

Dans la majorité des nœuds, les pressions sont acceptables, mais dans les nœuds (N28, N40, N41) on remarque que les pressions dépassent 6 bars.

VI.6.3.2. L'état des conduites après simulation

L'état des conduites après simulation est représenté dans le tableau ci-après :

Tableau (VI.4) : Etat des conduites après simulation

Tronçon	L (m)	D _{int} (m)	Vitesse (l/s)	Débit (l/s)	Tronçon	L (m)	D _{int} (m)	Vitesse (l/s)	Débit (l/s)
R-N1	223,61	110.2	1.25	11.95	N22-N17	24	28	1.10	0.68
N1-N2	71,95	16	0.99	0.20	N22-N23	9,03	16	0.10	0.02
N1-N3	79,1	110.2	1.12	10.66	N22-N24	49,09	21	1.24	0.43
N3-N4	121,112	35.2	1.20	1.17	N24-N25	33,012	16	0.45	0.09
N3-N7	36,75	96.8	1.21	8.89	N24-N26	40,13	16	0.55	0.11
N4-N5	43,102	16	0.60	0.12	N27-N18	28,25	66	1.18	4.02
N4-N6	100,02	16	1.44	0.29	N27-N28	75,6	16	1.09	0.22
N7-N8	93,17	35	1.02	0.98	N27-N29	60,2	55.4	1.38	3.33
N7-N16	83,33	79.2	1.48	7.29	N29-N30	35,41	16	0.50	0.10
N8-N9	19,87	16	0.25	0.05	N29-N31	7,67	55.4	1.22	2.93
N8-N10	105,69	16	1.49	0.30	N31-N32	30,79	16	0.40	0.08
N11-N13	16,76	16	0.20	0.04	N31-N33	40,26	55.4	1.09	2.63
N12-N13	70,75	16	0.99	0.20	N33-N34	82,92	16	1.19	0.24
N13-N15	119,6	28	1.36	0.84	N33-N35	10,55	44	1.32	2.01
N15-N14	23,31	16	0.30	0.06	N35-N36	32,83	21	1.21	0.42
N15-N16	35,94	35.2	1.46	1.42	N36-N37	48,41	16	0.50	0.10
N16-N17	50,14	79.2	1.09	5.38	N36-N38	17,14	16	0.20	0.04
N17-N18	27,09	66	1.32	4.50	N35-N39	121,57	35.2	1.14	1.11
N18-N19	14,56	16	1.39	0.28	N39-N40	79,56	16	1.14	0.23
N19-N20	30,94	16	0.45	0.09	N39-N41	51,79	16	0.75	0.15
N19-N21	12,81	16	0.15	0.03	-	-	-	-	-

Remarque :

On remarque que les vitesses dans les conduites sont acceptable elles comprise entre 0.5 et 1.5 m/s, dans certains tuyau les vitesses sont inferieur a 0.5 ceci est due aux faibles débits dans les tronçons concernés.

VI.6.3.3. L'état de réseau après vannage

Afin d'avoir des pressions adéquate dans le réseau, et pour le bon fonctionnement des accessoires du réseau, on envisage d'installer des réducteurs de pression au niveau des tronçons (N35-N39) et (N36-N38). Le schéma de réseau est présenté dans l'annexe (17)

Les résultats des pressions et les charges au niveau des nœuds avant et après le vannage sont représentés dans le tableau (VI.5) :

Tableau (VI.5) : Pressions et les charge avant et après vannage

Nœuds	Charge avant vannage (m)	Pression avant vannage (m)	Charge avant vannage (m)	Charge avant vannage (m)
38	566.56	63.88	547.99	45.17
40	556.50	61.66	541.74	46.90
41	562.64	63.36	548.18	48.60

VI.6.4. L'état de réseau après la simulation (cas de pointe + l'incendie)

Dans ce cas nous avons utilisé les conduites en PEHD DN10 nous avons fait une simulation pour chaque poteau, nous avons trouvé des vitesses très élevé pour le premier poteau et pour le deuxième poteau nous avons trouvé des vitesses très élevé est des dépressions au niveau des nœuds . Pour cela, nous avons augmenté les diamètres des conduites pour avoirs des vitesses acceptables, les diamètres allons de 20 à 200 mm

Le schéma de la simulation après changement des diamètres est représenté dans la figure suivante :

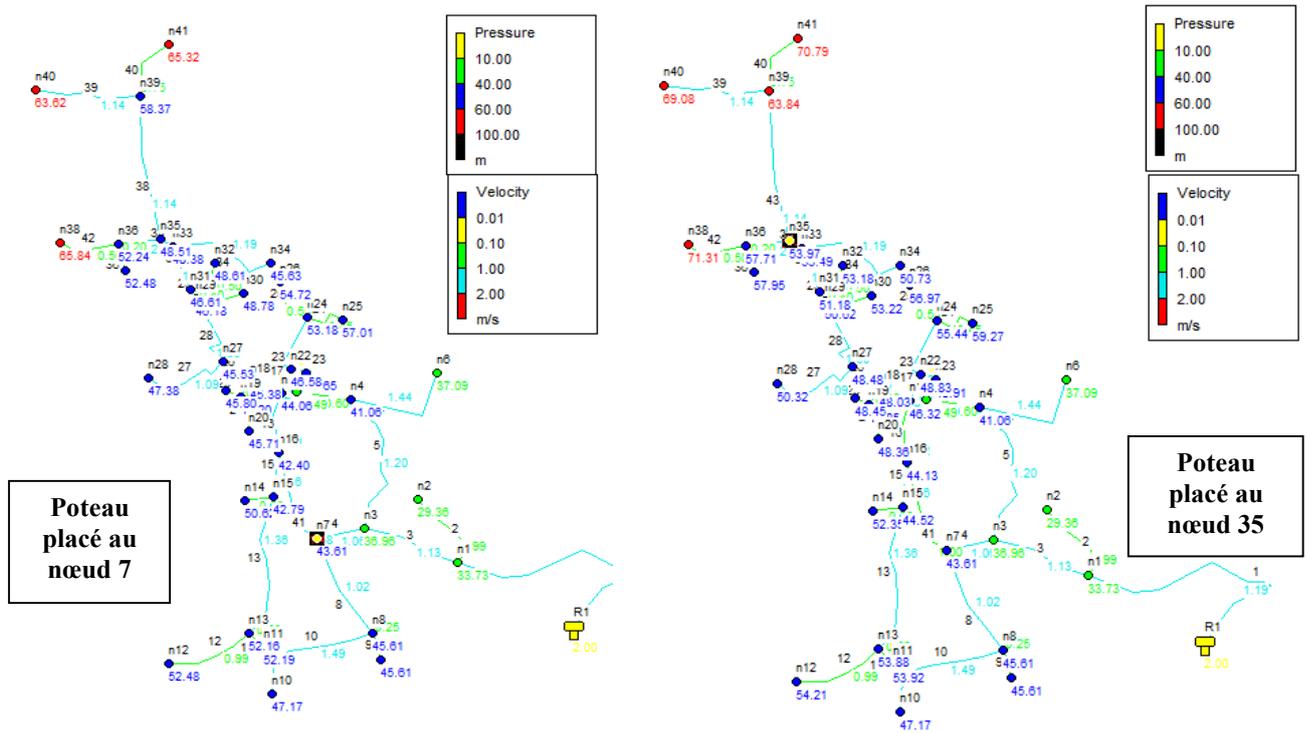


Figure (VI.6) : Etat de réseau après la simulation (cas de pointe + l'incendie)

En remarque que les pressions sont acceptables a l'exception les nœuds N38, N40 et N41 pour le cas de poteau placé au nœud N7, et les nœuds N38, N39, N40 et N41 pour le cas de poteau placé au nœud N35, pour cela nous avons installer des réducteurs de pression au niveau des tronçons (N36-N38) et (N35-N39).

VI.6.4.1. L'état des nœuds et des conduites du réseau après simulation

Les pressions dans les nœuds et les vitesses ainsi les pertes de charge dans les conduites pour les deux poteaux sont représentées dans les annexes (18, 19, 20, 21).

VI.6.4.2. L'état du réseau après vannage

Les résultats des pressions et les charges au niveau des nœuds avant et après le vannage pour les deux cas sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (VI.6) : Pressions au niveau des nœuds avant et après le vannage pour les poteaux au niveau des nœuds N7 et N35

Nœuds	Poteau dans le nœud 7		Nœuds	Poteau dans le nœud 35	
	Pression avant vannage (m)	Pression après vannage (m)		Pression avant vannage (m)	Pression après vannage (m)
38	65.84	47.13	38	71.31	47.60
40	63.62	43.86	39	63.84	44.08
41	65.32	45.56	40	69.08	49.33
-	-	-	41	70.79	51.03

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons dimensionné le réseau de distribution de village d'AMAGAZ, dont le réseau est ramifié. Nous avons dimensionné le réseau dans le cas de pointe et dans le cas d'incendie. La simulation est faite à l'aide du logiciel EPANET, qui nous a permis de calculer les pressions et les charges dans les nœuds, les vitesses et les pertes de charge au niveau des conduites. Ainsi nous avons installé les réducteurs de pression dans les nœuds où les pressions dépassent 6 bars.

Conclusion générale

Lors de cette présente étude, nous avons englobé les points importants qui touche à la réalisation d'un projet d'AEP, ainsi elle nous à permis de mettre en pratique les connaissances que nous avons acquises dans le domaine de l'hydraulique. Un autre intérêt de ce projet est de répondre aux besoins en eau de la commune de M'CISNA, où il s'est avéré nécessaire de renforcer l'alimentation par un piquage à partir de la conduite de transfert du barrage de TICHIHAF.

Après avoir présenté les caractéristiques de la zone d'étude, nous avons évalué les différents besoins en eau de la commune à l'horizon **2043** qui nous à donné un débit maximum de **4017.86 m³/j**.

En ce qui concernant les ouvrages de stockage (réservoirs) et les ouvrages de transit (station de reprise), leurs capacités sont insuffisantes, pour cela nous avons procédé à projeter des réservoirs à leur proximité avec un volume de **1000 m³** au niveau de **ST1**, deux bâches à eau au niveau des stations de reprise **SR3** et **SR4** d'une capacité de **400 m³** et **200 m³** respectivement, un réservoir tête implanté au niveau de **BELEUZIR** d'une capacité de **200 m³**, quatre réservoirs d'une capacité de **150 m³**, **100 m³**, **200 m³** et **100 m³** au niveau de **SIDI SAID** chef lieu, **SIDI SAID** village, **THIGHARMINE** et **IGHIL OUANTER** respectivement.

Pour le système d'adduction, dans le cas de la chaine de refoulement, nous avons dimensionné des conduites en fonte ductile et des conduites en PEHD, et dans le cas gravitaire nous avons opté pour des conduites en PEHD.

Dans la partie pompes, nous avons opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontale avec un meilleur rendement pour les quatre stations de reprise qui constituent notre projet à l'aide d'un catalogue des pompes.

Après l'étude de phénomène de coup de bélier, nous avons constaté que ce phénomène apparait dans un seul tronçon (**SR1-SR2**) avec une surpression. Pour cela, nous avons recommandé un réservoir anti bélier comme dispositif de protection. Pour les conduites gravitaires, nous préconisons une fermeture lente des vannes pour éviter l'apparition de ce phénomène. Afin d'assuré une bonne protection de nos conduites nous avons expliqué les différentes étapes de la pose des conduites, vu son importance pour la réussite de tout projet d'AEP.

La dernière étape de la conception de ce projet est la distribution. Nous avons fait une application au niveau du village d'**AMAGAZ** dont le réseau est ramifié. Nous avons utilisé des conduites en PEHD **PN10**. La simulation est faite à l'aide de logiciel **EPANET**. Ce qui nous à permis d'avoir des diamètres optimaux pour toutes les conduites.

A la fin, nous avons conclu notre travail par une conclusion générale et une bibliographie.

Bibliographie

- [1] : **Données** : Recueillies auprès de Bureau d'Etude Technique Hydraulique LASSAMI.B.
- [2] : **Données** : Recueillies Auprès de la Subdivision Agricole de SEDDOUK.
- [3] : **DUPONT. A.**, Hydraulique Urbaine, Tome 2 : Ouvrage de Transport -Elevation et Distribution des Eaux, *Edition Eyrolles* paris, 1979.
- [4] : **BAHLOUS EL OUAFLI. S.**, Hydraulique Cours et Exercices, *Edition Centre de Publication Universitaire*, Tunisie, 2002.
- [5] : GOMMELLA.C et GUERREE. H, la Distribution d'Eau dans les Agglomérations Urbaines et Rurales, Edition Eyrolles, 1980
- [6] : **BONIN. J.**, Aide Mémoire d'Hydraulique Urbaine, *Edition Eyrolles*, paris, 1982
- [7] : **ZIDI.S, MAZOUZI.ML**, Etude de Défaillance d'une Pompe à Eau Centrifuge de type GUINARD HP, *Mémoire de Fin d'Etude, Master*, Université Kasdi Merbah Ouargla, Algérie, 2016.
- [8] : **BENNIS.S.**, Hydraulique et Hydrologie, *Presses de l'Université du Québec*, Canada, 2009
- [9] : **ARAB. B.**, Etude de l'Adduction à Partir du Barrage Koudiet Acerdoune Pour l'Alimentation en Eau Potable des Daïras de DJEBAHIA AINBESSEM, SOUR EL GHOZLANE (W.BOUIRA) et SIDI AISSA, AIN EL HADJEL (W.M'SILA), *Mémoire de Fin d'Etude* Ecole National Supérieur de l'Hydraulique de Blida, Algérie, 2010.
- [10] **Cours Hydraulique 3, 3^{ème} année Hydraulique Urbaine**, Université de Bejaia, 2015.

المخلص

في إطار هذا المشروع، قمنا بمعالجة نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لبلدية مسيسنة (ولاية بجاية)، انطلاقاً من أنبوب تحويل المياه لسد تيشي حاف. بعد تقديم منطقة الدراسة، قمنا بتقدير الاحتياجات المائية للسكان أفق 2043. ثم قمنا بحساب الخزانات وشبكة التزويد. كما قمنا بدراسة الضخ. يليه التحقق من ظاهرة المطرقة المائية وأخيراً تحديد حجم شبكة التوزيع.

الكلمات المفتاحية : الخزان، شبكة التوريد، مضخة، المطرقة المائية، مياه الشرب.

Résumé

Dans le cadre de ce projet, nous avons traité la conception générale d'un système d'alimentation en eau potable de la commune de M'CISNA (wilaya de Bejaia) à partir de la conduite de transfert du barrage de TICHY-HAF. Après avoir présenté la zone d'étude, nous avons estimé les besoins en eau de la population à l'horizon 2043. Ensuite nous avons dimensionnés les réservoirs et le réseau d'adduction. Nous avons aussi traité la partie pompage suivi par une vérification des conduites contre le phénomène de coup de bélier et enfin le dimensionnement du réseau de distribution.

Les mots clés : réservoir, adduction, pompe, coup de bélier, alimentation en eau potable.

Abstract

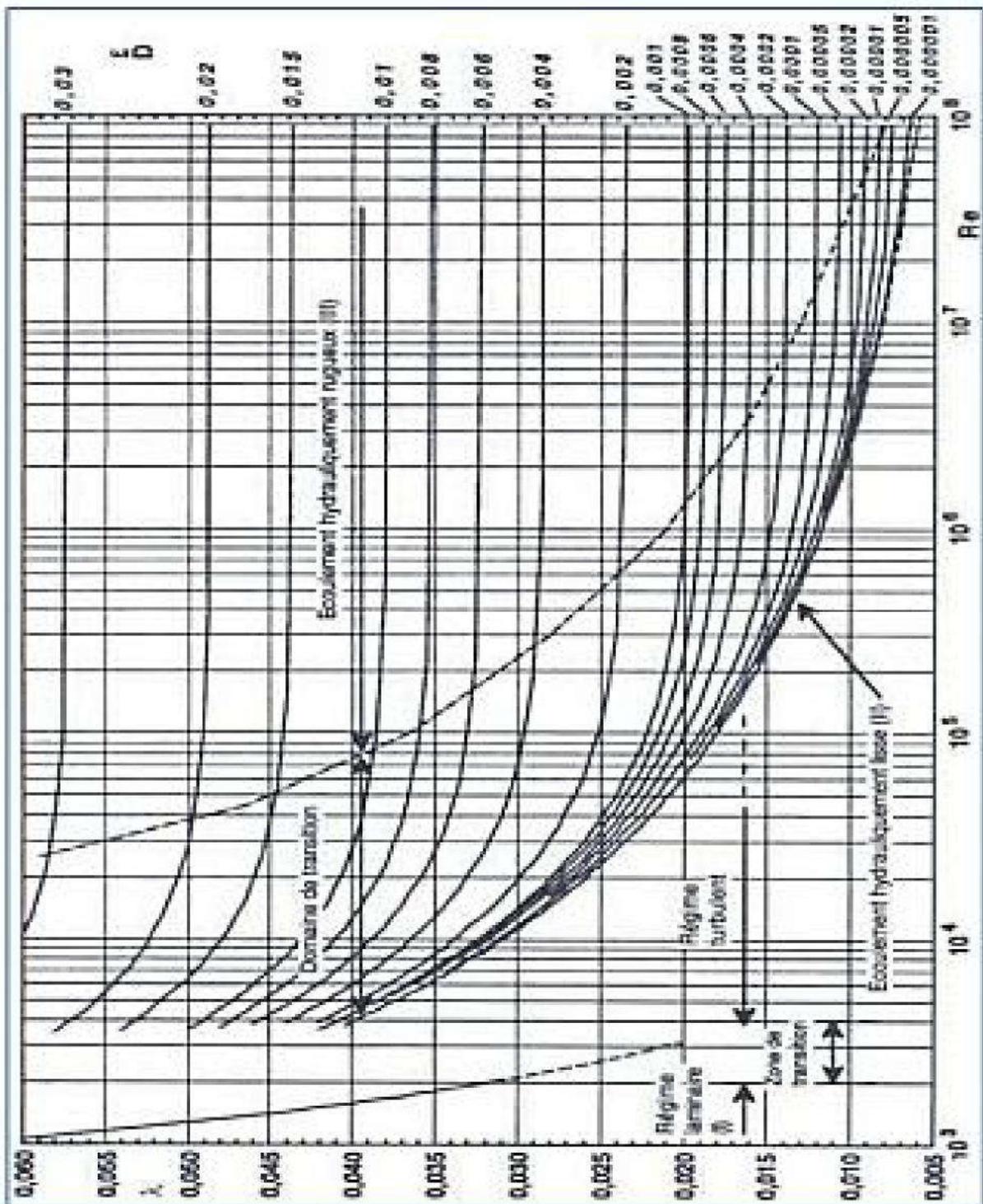
In this project, we have dealt with the general design of a drinking water supply system in M'CISNA commune (wilaya. Bejaia) through a pipe starting from the TICHYHAF dam. After presenting the study area, we estimated the water needs of the population in 2043 horizon. Then we sized the reservoirs and the supply network. We also treated the pumping part followed by a verification of the pipes against the phenomenon of water hammer and finally the sizing of the distribution network.

Key words: recovery station, adduction, pump, water hammer, drinking water supply.

Annexe (I) : Régime de la consommation des agglomérations

Régime de la consommation des agglomérations												
Heure du jour	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0-1	3.50	3.35	3.20	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1-2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2-3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3-4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4-5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5-6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6-7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7-8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8-9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9-10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10-11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11-12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12-13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13-14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14-15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15-16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16-17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17-18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	5.50	6.50	5.50	4.50	3.50	9.40
18-19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19-20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20-21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21-22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22-23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23-24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

Annexe (2) : Diagramme de MOODY



Annexe(3) : Prix unitaires des conduites en fonte ductile

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Pression nominale (bar)	Prix d'achat (Pr) (DA/ml)
100	4.8	40	2800
125	4.8	40	3000
150	5.0	40	3300
200	5.4	40	3800
250	5.8	40	5750
300	6.2	40	6500
350	7.0	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(4) : Prix des conduites en PEHD PN 20

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	3,0	44,46
25	3,5	70,86
32	4,4	109,64
40	5,5	171,15
50	6,9	265,07
63	8,6	423,18
75	10,3	595,00
90	10,1	794,01
110	12,3	1175,74
125	14,0	1490,27
160	17,9	2423,58
200	22,4	3793,42
250	27,9	5900,88
315	35,2	9015,89
400	44,7	14529,62
500	55,8	22624,58
630	70,3	35945,05

Annexe(5) : Prix des conduites en PEHD PN 10

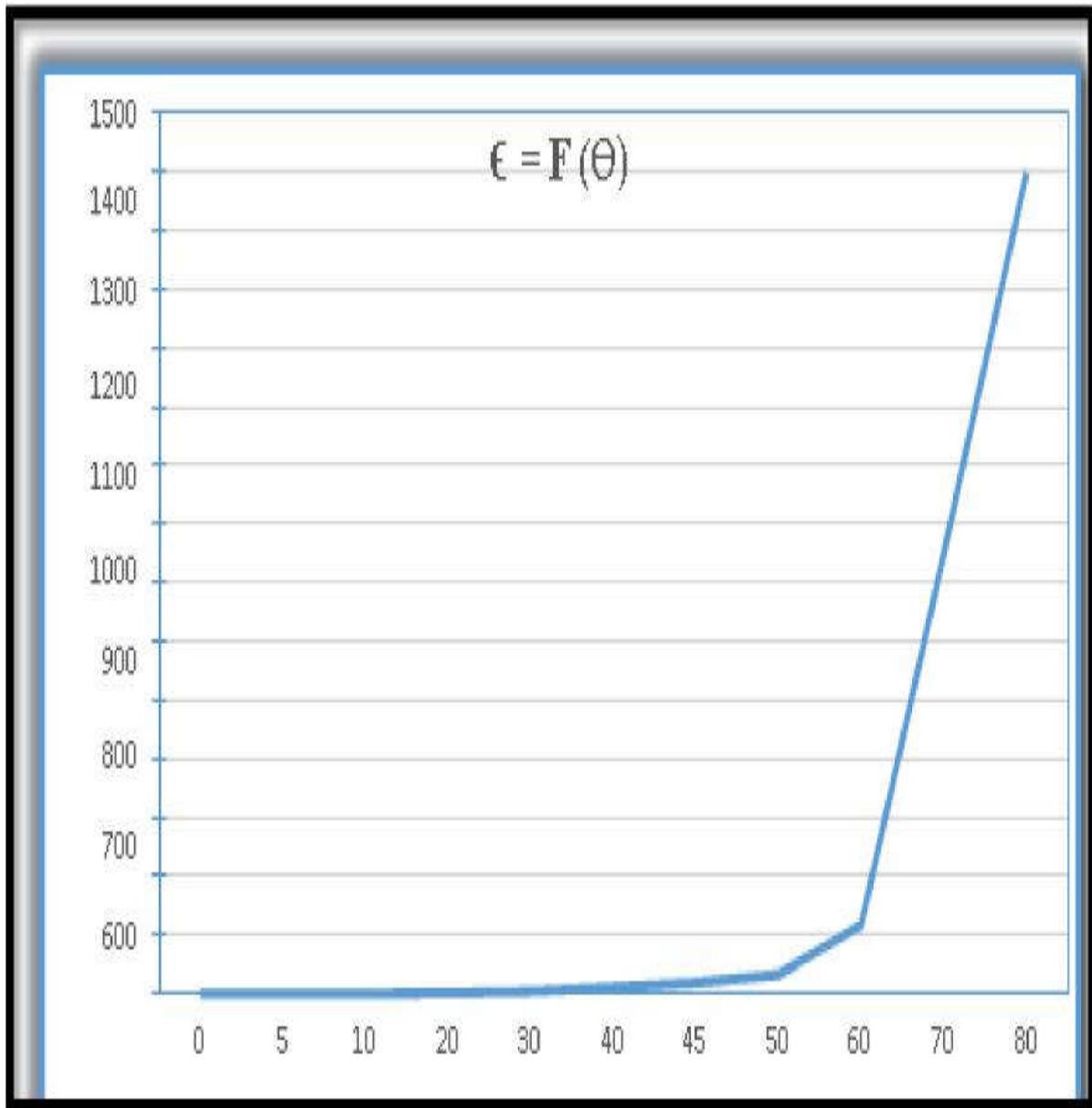
Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA)
20	2,0	40,15
25	2,0	51,23
32	2,0	64,47
40	2,4	97,69
50	3,0	150,53
63	3,8	238,48
75	4,5	338,61
90	5,4	446,80
110	6,6	665,64
125	7,4	843,99
160	9,5	1382,45
200	11,9	2162,92
250	14,8	3357,81
315	18,7	5057,83
400	23,7	8115,39
500	29,7	12616,15
630	37,4	19980,32

Annexe (6): Diamètres des conduites en PEHD PN06

Diamètre extérieure (mm)	L'épaisseur (mm)	Diamètre intérieure (mm)
20	/	/
25	/	/
32	/	/
40	2	36
50	2,4	45,2
63	3	57
75	3,6	67,8
90	4,3	81,4
110	4	102
125	4,5	116
160	5,8	148,4
200	7,2	185,6
250	9,1	231,8
315	11,4	292,2
400	14,5	371

Annexe(7) : Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon en fonction de son degré d'ouverture

Angle d'inclinaison (Θ°)	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
ξ	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751	1400



Annexe (8) : Diamètres des conduites en PEHD PN16

Diamètre extérieure (mm)	L'épaisseur (mm)	Diamètre intérieure (mm)
20	2,3	15,4
25	2,8	19,4
32	3,6	24,8
40	4,5	31
50	5,6	38,8
63	7,1	48,8
75	8,4	58,2
90	8,2	73,6
110	10	90
125	11,4	102,2
160	14,6	130,8
200	18,2	163,6
250	22,7	204,6
315	28,6	257,8
400	36,3	327,4

Annexe (9) : Courbes Caractéristiques de la pompe SRI



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 150/ 7 A

Caractéristiques requises

Débit	176 l/s
Hauteur de refoulement	188 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2

Caractéristiques de la pompe

Débit	87.9 l/s
Hauteur de refoulement	188 m
Puissance absorbée	205 kW
Rendement	79%
Hauteur manométrique H(Q=0)	256 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	250 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

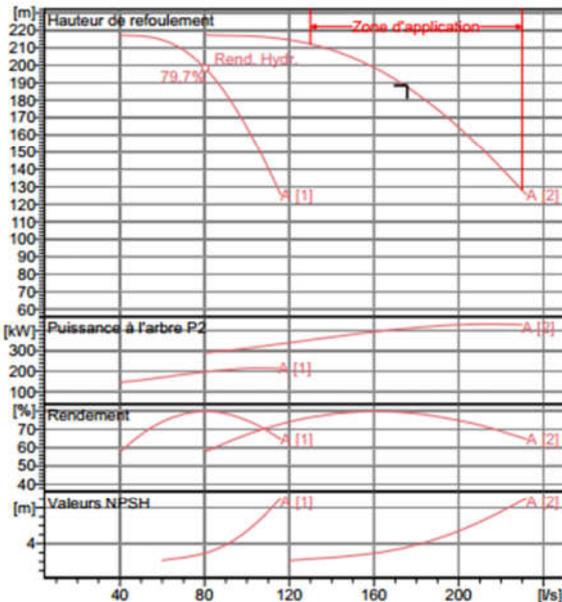
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	2760 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



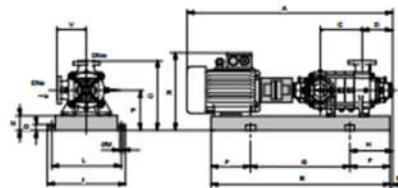
Caractéristiques de fonctionnement

UN/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
119	215	339	73.9	2.12

Dimensions mm

- A = 3334
- B = 2742
- C = 985
- D = 351
- DNa = 200
- DNm = 150
- E = 236
- F = 400
- G = 1942
- H = 636
- I = 870
- L = 820
- M = 20
- N = 180
- O = 42
- P = 535
- Q = 905
- R = 1080
- V = 370



Notes:

Date 02.07.2018	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Annexe (10) : Courbes caractéristiques de la pompe SR2



CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

COMPANY WITH INTEGRATED MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV = ISO 9001:2000 = ISO 14001:2004

PML 150/ 5 A

Caractéristiques requises	
Débit	146 l/s
Hauteur de refoulement	108 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	2

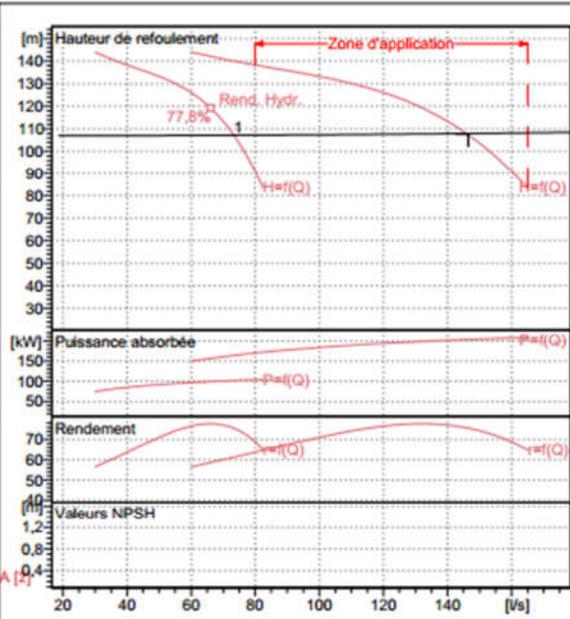
Caractéristiques de la pompe	
Débit	73,2 l/s
Hauteur de refoulement	108 m
Puissance absorbée	102 kW
Rendement	75,6%
Hauteur manométrique H(Q=0)	184 m
Orif. de refoulement	DN 150 (UNI PN40)

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1480 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	110 kW
Intensité nominale	204 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	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
P2 maxi arbre pompe	348 kW

Caractéristiques générales	
Poids	1810 kg

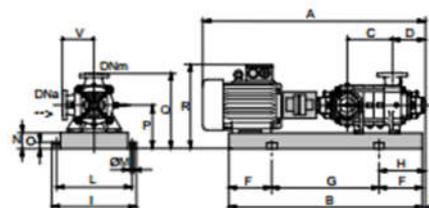
Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
64	143	154	57,9	1,51

- Dimensions mm
- A = 2686
 - B = 2240
 - C = 735
 - D = 351
 - DNa = 200/PN8-25
 - DNm = DN 150 (UNI PN40)
 - E = 241
 - F = 350
 - G = 1540
 - H = 591
 - I = 870
 - L = 820
 - M = 22
 - N = 160
 - O = 50
 - P = 475
 - Q = 845
 - R = 940
 - V = 370



Notes:

Date 06/05/2018	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (II) : Courbes caractéristiques de la pompe SR3

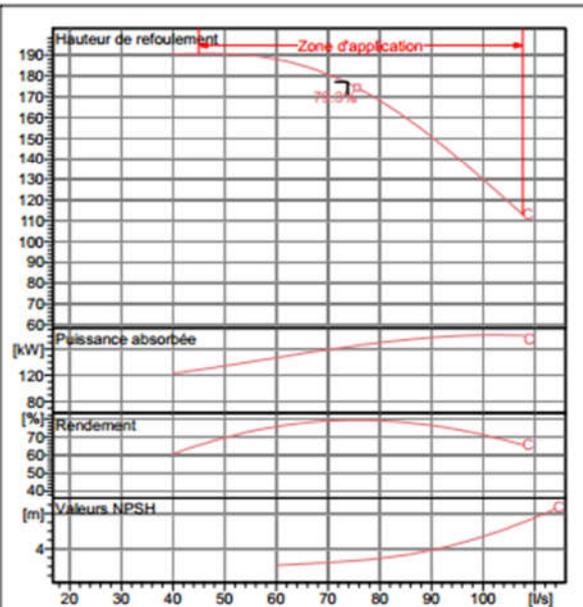
caprari
pumping power

Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

PM 150/ 7 C	
Caractéristiques requises	
Débit	73.8 l/s
Hauteur de refoulement	177 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	73.8 l/s
Hauteur de refoulement	177 m
Puissance absorbée	163 kW
Rendement	79.2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	227 m
Orif. de refoulement	DN 150 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1480 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	200 kW
Intensité nominale	203 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	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
P2 maxi arbre pompe	348 kW
Caractéristiques générales	
Poids	2423 kg

Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

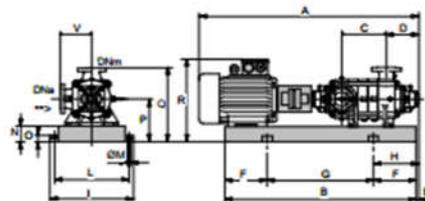


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 3192
B = 2592
C = 985
D = 351
DNa = 200/PN8-25
DNm = DN 150 (UNI PN40)
E = 241
F = 400
G = 1792
H = 641
I = 870
L = 820
M = 20
N = 160
O = 42
P = 475
Q = 845
R = 941
V = 370



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
03.07.2018	1		

Annexe (12) : Courbes caractéristiques de la pompe SR4

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001**PM 125/ 3 F****Caractéristiques requises**

Débit	55,8 l/s
Hauteur de refoulement	176 m
Fluide	Eau potable
Température	20 °C
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	55,8 l/s
Hauteur de refoulement	176 m
Puissance absorbée	130 kW
Rendement	74,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	214 m
Orif. de refoulement	125 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	200 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

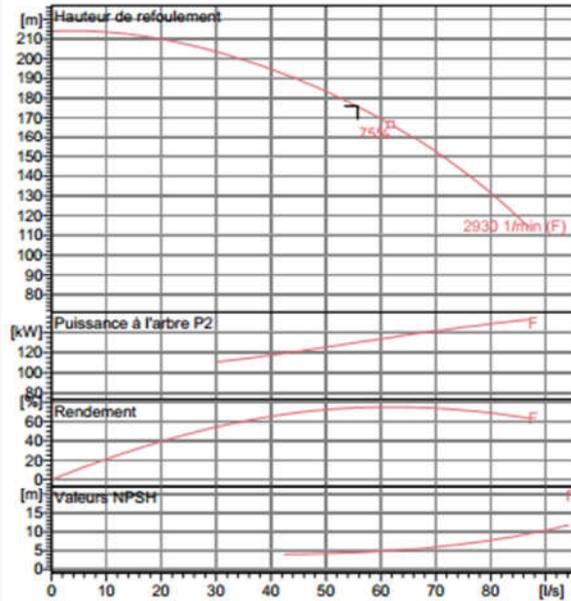
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	1770 kg
-------	---------

Matériaux

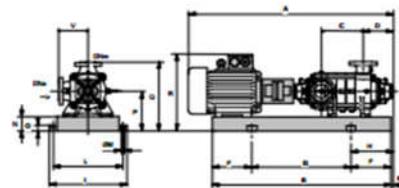
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

**Caractéristiques de fonctionnement** Courbes des performances indicatives

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

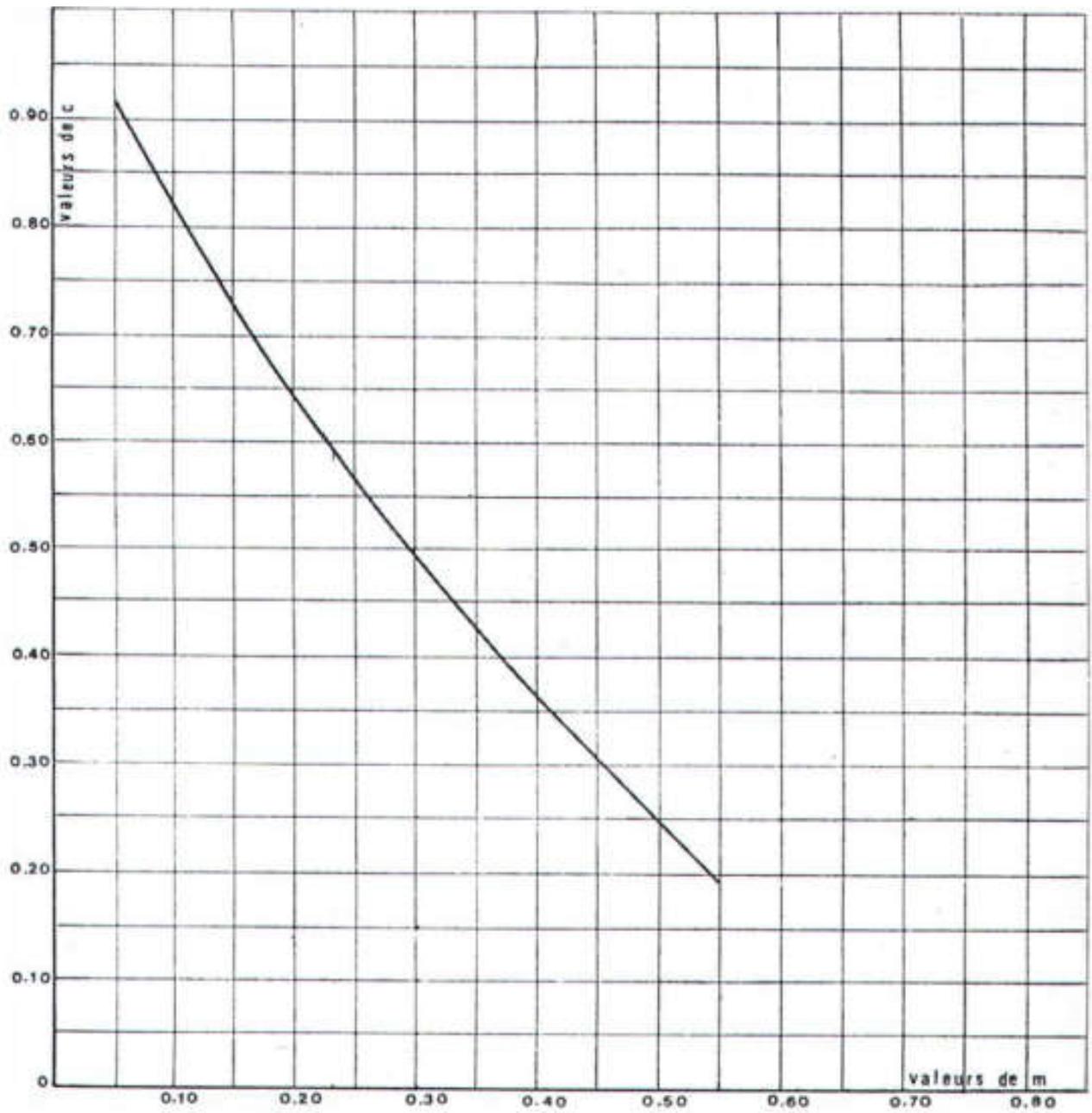
Dimensions mm

A = 2480
B = 1880
C = 345
D = 337
DNa = 150
DNm = 125
E = 181
F = 300
G = 1280
H = 481
I = 760
L = 710
M = 22
N = 160
O = 50
P = 475
Q = 795
R = 982
V = 320



Notes:

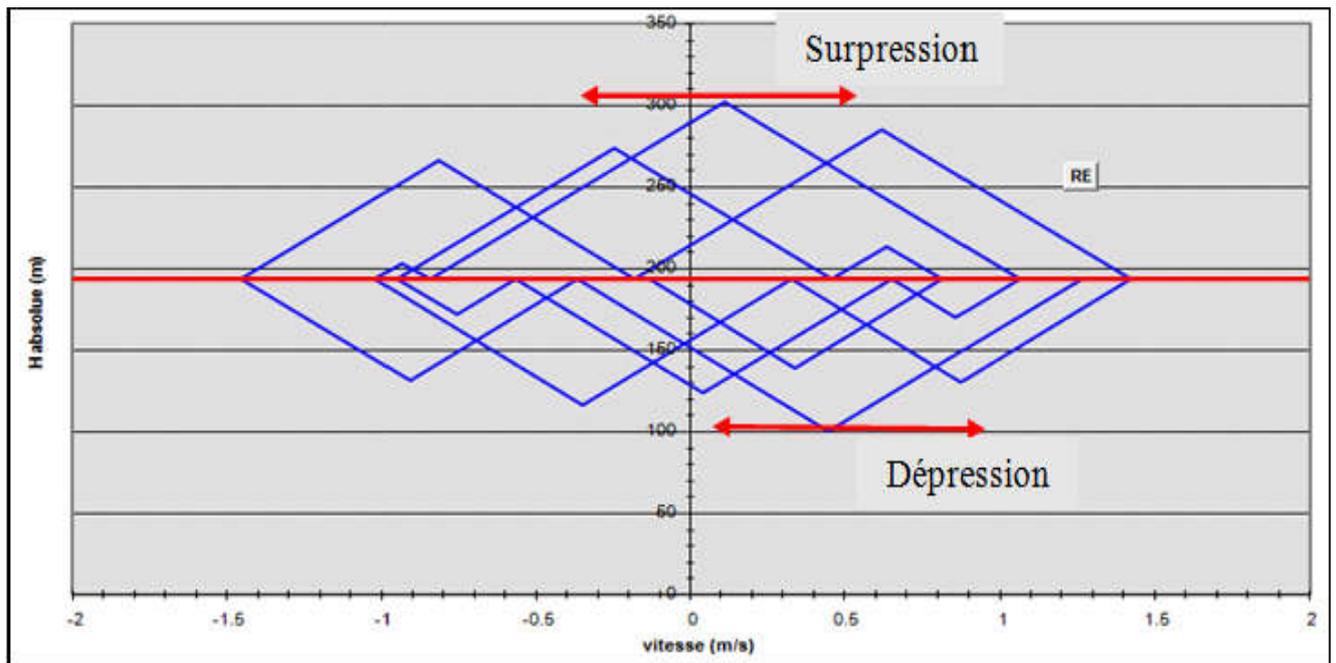
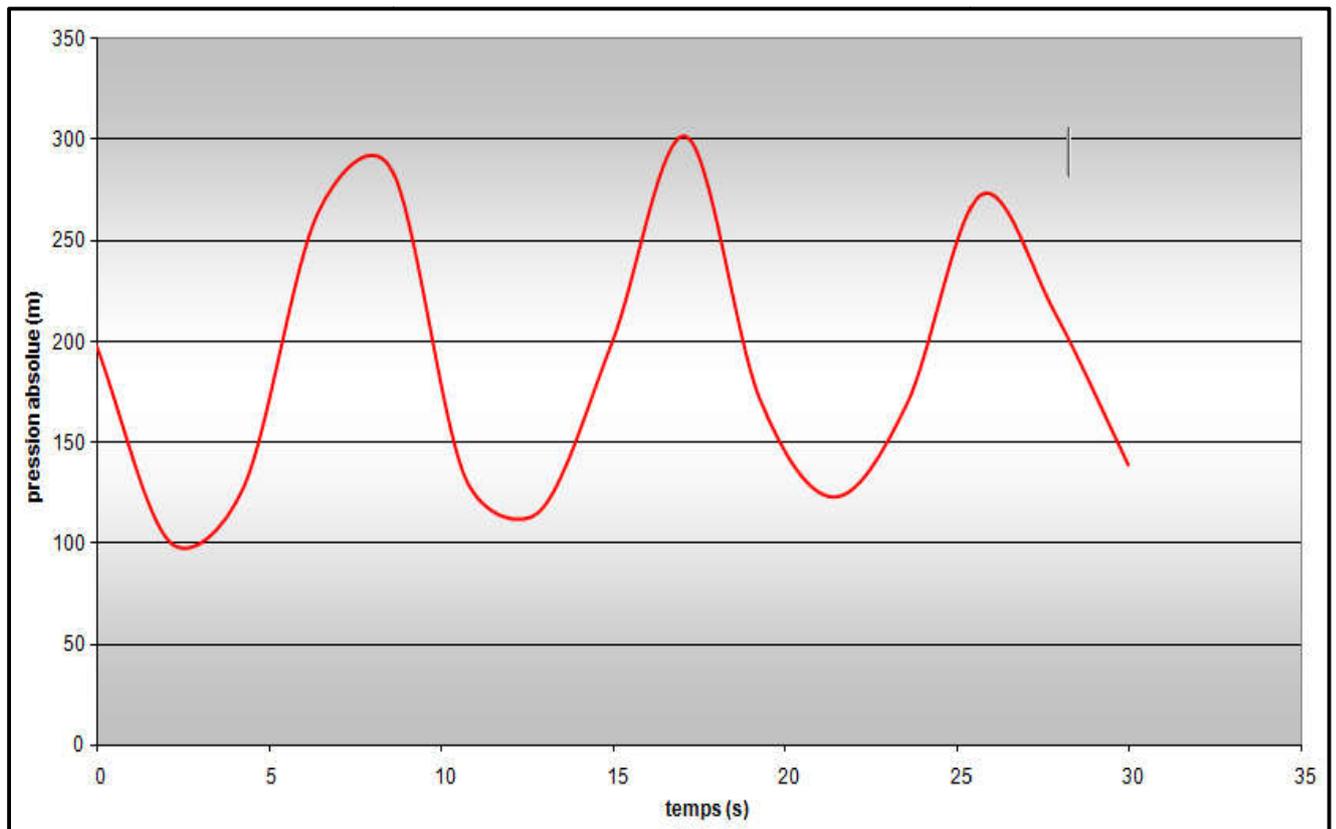
Date 02.07.2018	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (13) : Coefficient de perte de charge «c» dans une tuyère

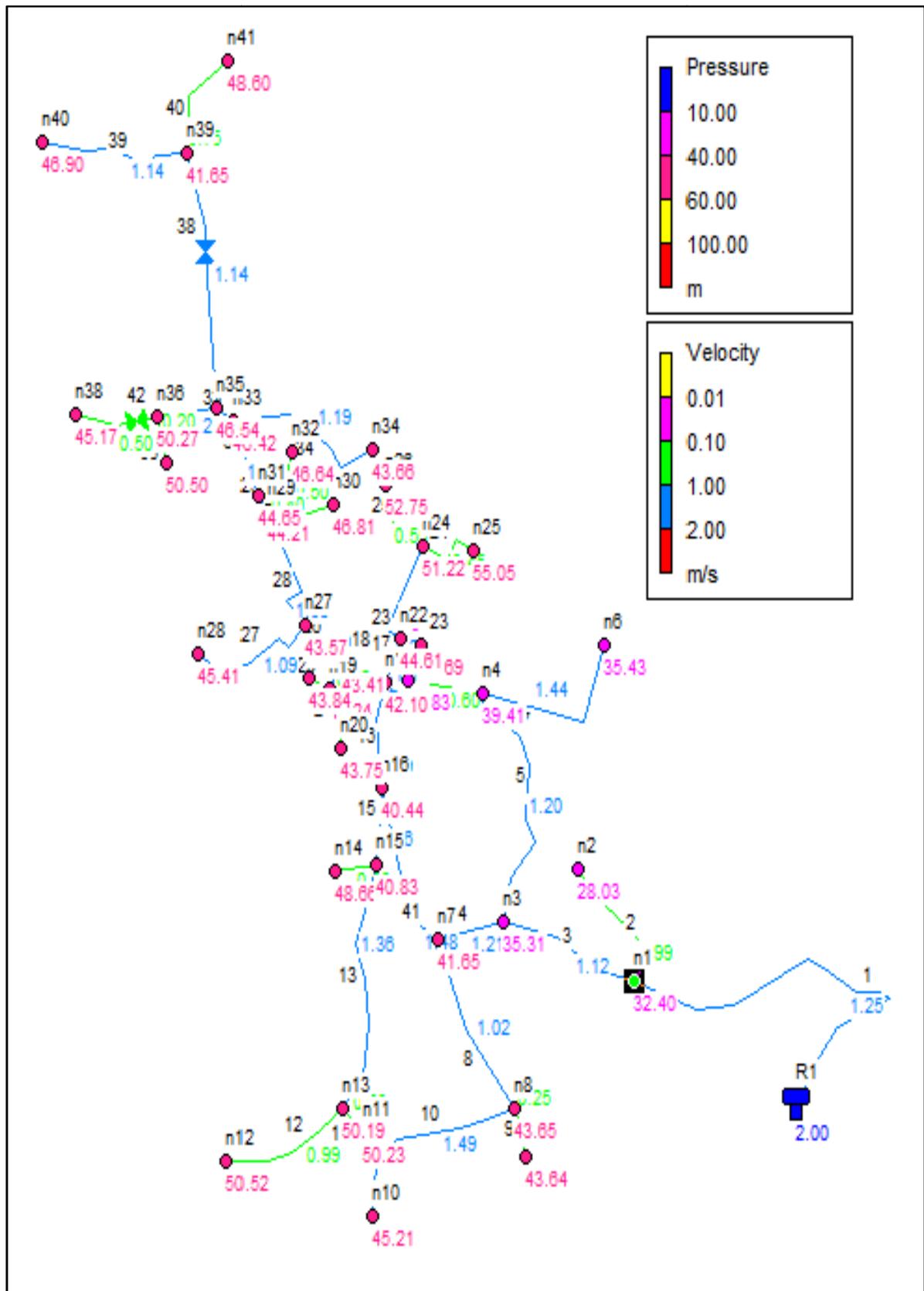
Annexe (14): Calcul du réservoir d'air du tronçon SRI-SR2

Données de l'Adductio		Résultats:		Données du Réservoir d'ai	
Diametre	0.3844 m	Vitesse	1.26299377 m/s	Volume U _a	0.35 m ³
Débit	0.1465 m ³ /s	Section	0.11599424 m ²	K PDC entr	11.59 Vf ²
H géomet	183 m	Célérité a	1121.8951 m/s	K PDC sort	6.52 Vf ²
Long. Cond	1200 m	B	144.438994 m	Exposant	1.4
coef. K	0.6	Hmax	337.438994 m	Pression de l'ai	
Epaisseur e	0.0078 m	Hmin	48.561006 m	pres. air Z	45.5736912 /U ^A
C Haz Will	123.25	periode θ	2.13923743 s	Résultats des pression	
Résultats des variations du volume d'a		Ho	193 m	Surpression	109.114953 m
Umax	0.56242758 m ³	PDC δ	5.16134584 m	Dépression	92.3105582 m
Umin	0.25891746 m ³	a/g	114.362396 s		

ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z → Δh → δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0.35	198.161346	0	198.161346	5.16134584	193	1.26299377	0	0	
0.21242758	0.56242758	102.00488	1.31543849	100.689442	0.76073601	99.9287058	0.449166	0.85608227	0.44917076	-4.759E-06
-0.0569718	0.50545575	118.456201	9.56318392	128.019385	2.80326775	130.822653	-0.9083488	-0.2295962	-0.9083632	1.4442E-05
-0.2138094	0.29164636	255.808527	7.69720994	263.505737	2.29282719	265.798564	-0.8154754	-0.861651	-0.8149387	-0.0005367
-0.023976	0.2676704	288.452106	2.51999161	285.932115	1.38889754	284.543217	0.62155097	-0.096623	0.62169267	-0.0001417
0.18559477	0.45326517	137.981517	4.98274694	132.99877	2.61114376	130.387626	0.87452611	0.74794615	0.87419963	0.00032648
0.06556114	0.51882631	114.204553	1.38572381	115.590277	0.46861832	116.058895	-0.3457481	0.26421111	-0.3457774	2.9348E-05
-0.1583097	0.36051658	190.116088	10.0284532	200.144541	2.92933674	203.073878	-0.930444	-0.6379876	-0.9301977	-0.0002463
-0.1015991	0.25891746	302.195735	0.08078176	302.114953	0.05743105	302.057522	0.11125681	-0.409444	0.11130966	-5.285E-05
0.12054368	0.37946114	176.961985	4.82523559	172.136749	2.53461965	169.60213	0.8602762	0.48579051	0.86027136	4.8404E-06
0.11222855	0.49168968	123.125121	0.01278954	123.112331	0.01042131	123.10191	0.04448391	0.45228058	0.0442898	0.00019411
-0.0884178	0.40327191	162.508862	6.64052105	169.149383	1.99979674	171.14918	-0.7577808	-0.3563233	-0.7569363	-0.0008444
-0.1243998	0.27887206	272.362429	0.69981531	273.062244	0.24893234	273.311177	-0.2465956	-0.5013309	-0.2457254	-0.0008702
0.04835924	0.3272313	217.729576	2.63317269	215.096403	1.44656688	213.649837	0.63622091	0.19488755	0.63550047	0.00072044
0.12134618	0.44857748	140.004422	0.7650543	139.239367	0.46054671	138.778821	0.34266862	0.48902459	0.34254871	0.00011991

Annexe (15) : Epure de BERGERON pour le tronçon SR1-SR2.*Annexe (16) : Variation de la pression absolue pour le tronçon SR1-SR2*

Annexe (17) : Etat du réseau après vannage (cas de pointe)



Annexe (18) : Etat des nœuds du réseau (cas de pointe + l'incendie) pour le poteau dans le nœud N7

Nœuds	Altitudes (m)	Demande (l/s)	Pression (m)	Nœuds	Altitudes (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
N1	547.773	1.09	33.73	N22	530.069	0.23	46.58
N2	545.602	0.20	29.36	N23	529.985	0.02	46.65
N3	544.051	0.60	36.96	N24	518.766	0.23	53.18
N4	534.208	0.76	41.06	N25	514.196	0.09	57.01
N5	534.19	0.12	39.49	N26	515.959	0.11	54.72
N6	520.549	0.29	37.09	N27	531.121	0.47	45.53
N7	537.203	17.62	43.61	N28	521.14	0.22	47.38
N8	531.898	0.63	45.61	N29	528.375	0.30	46.18
N9	531.741	0.05	45.61	N30	524.821	0.10	48.78
N10	510.537	0.30	47.17	N31	527.731	0.22	46.61
N11	514.531	0.04	52.19	N32	525.17	0.08	48.61
N12	507.887	0.20	52.48	N33	525.043	0.38	48.38
N13	514.642	0.60	52.16	N34	517.382	0.24	45.63
N14	525.382	0.06	50.62	N35	524.47	0.48	48.51
N15	533.475	0.52	42.79	N36	517.72	0.28	52.24
N16	536.282	0.49	42.40	N37	517.409	0.04	52.48
N17	533.884	0.20	44.06	N38	502.817	0.10	65.84
N18	531.869	0.20	45.38	N39	509.36	0.73	58.37
N19	529.634	0.16	45.20	N40	494.845	0.23	63.62
N20	528.431	0.09	45.71	N41	499.58	0.15	65.32
N21	529.011	0.03	45.80	-	-	-	-

Annexe (19) : Etat des conduites du réseau (cas de pointe+l'incendie) pour le poteau dans le nœud N7

Tronçon	L (m)	D _{int} (m)	Vitesse (l/s)	P-charge m/km	Tronçon	L (m)	D _{int} (m)	Vitesse (l/s)	P-charge m/km
R-N1	223,61	176.2	1.19	6.70	N22-N17	24	28	1.10	54.12
N1-N2	71,95	16	0.99	90.85	N22-N23	9,03	16	0.10	1.30
N1-N3	79,1	176.2	1.13	6.16	N22-N24	49,09	21	1.24	95.70
N3-N4	121,112	35.2	1.20	47.44	N24-N25	33,012	16	0.45	22.43
N3-N7	36,75	176.2	1.06	5.45	N24-N26	40,13	16	0.55	31.77
N4-N5	43,102	16	0.60	36.98	N27-N18	28,25	66	1.18	20.99
N4-N6	100,02	16	1.44	176.31	N27-N28	75,6	16	1.09	107.61
N7-N8	93,17	35	1.02	35.46	N27-N28	60,2	55.4	1.38	34.89
N7-N16	83,33	79.2	1.48	25.57	N27-N29	35,41	16	0.50	26.92
N8-N9	19,87	16	0.25	8.15	N29-N30	7,67	55.4	1.22	27.66
N8-N10	105,69	16	1.49	187.38	N29-N31	30,79	16	0.40	18.30
N11-N13	16,76	16	0.20	4.38	N31-N32	40,26	55.4	1.09	22.75
N12-N13	70,75	16	0.99	90.85	N31-N33	82,92	16	1.19	125.66
N13-N15	119,6	28	1.36	79.15	N33-N34	10,55	44	1.32	42.74
N15-N14	23,31	16	0.30	11.17	N33-N35	32,83	21	1.21	91.75
N15-N16	35,94	35.2	1.46	67.31	N35-N36	17,14	16	0.20	4.38
N16-N17	50,14	79.2	1.09	14.71	N36-N37	48,41	16	0.50	26.92
N17-N18	27,09	66	1.32	25.76	N36-N38	121,57	35.2	1.14	43.15
N18-N19	14,56	16	1.39	165.55	N35-N39	79,56	16	1.14	116.48
N19-N20	30,94	16	0.45	22.43	N39-N40	51,79	16	0.75	54.66
N19-N21	12,81	16	0.15	2.07	-	-			

Annexe (20) : Etat des nœuds du réseau cas de pointe + l'incendie pour le poteau dans le nœud N35

Nœuds	Altitudes (m)	Demande (l/s)	Pression (m)	Nœuds	Altitudes (m)	Demande (l/s)	Pression (m)
N1	547.773	1.09	33.73	N22	530.069	0.23	48.83
N2	545.602	0.20	29.36	N23	529.985	0.02	48.91
N3	544.051	0.60	36.96	N24	518.766	0.23	55.44
N4	534.208	0.76	41.06	N25	514.196	0.09	59.27
N5	534.19	0.12	39.49	N26	515.959	0.11	56.97
N6	520.549	0.29	37.09	N27	531.121	0.47	48.48
N7	537.203	0.62	43.61	N28	521.14	0.22	50.32
N8	531.898	0.63	45.61	N29	528.375	0.30	50.62
N9	531.741	0.05	45.61	N30	524.821	0.10	53.22
N10	510.537	0.30	47.17	N31	527.731	0.22	51.18
N11	514.531	0.04	53.92	N32	525.17	0.08	53.18
N12	507.887	0.20	54.21	N33	525.043	0.38	53.49
N13	514.642	0.60	53.88	N34	517.382	0.24	50.73
N14	525.382	0.06	52.35	N35	524.47	17.48	53.97
N15	533.475	0.52	44.52	N36	517.72	0.28	57.71
N16	536.282	0.49	44.13	N37	517.409	0.04	57.95
N17	533.884	0.20	46.32	N38	502.817	0.10	71.31
N18	531.869	0.20	48.03	N39	509.36	0.73	63.84
N19	529.634	0.16	47.85	N40	494.845	0.23	69.08
N20	528.431	0.09	48.36	N41	499.58	0.15	70.79
N21	529.011	0.03	48.45	-	-	-	-

Annexe (21) :Etat des conduites du réseau (cas de pointe+l'incendie) pour le poteau dans le nœud N35

Tronçon	L (m)	D _{int} (m)	Vitesse (l/s)	P-charge m/km	Tronçon	L (m)	D _{int} (m)	Vitesse (l/s)	P-charge m/km
R-N1	223,61	176.2	1.19	6.70	N22-N17	24	28	1.10	54.12
N1-N2	71,95	16	0.99	90.85	N22-N23	9,03	16	0.10	1.29
N1-N3	79,1	176.2	1.13	6.16	N22-N24	49,09	21	1.24	95.70
N3-N4	121,112	35.2	1.20	47.44	N24-N25	33,012	16	0.45	22.43
N3-N7	36,75	176.2	1.06	5.45	N24-N26	40,13	16	0.55	31.77
N4-N5	43,102	16	0.60	36.98	N27-N18	28,25	141	1.35	10.71
N4-N6	100,02	16	1.44	176.31	N27-N28	75,6	16	1.09	107.61
N7-N8	93,17	35	1.02	35.46	N27-N28	60,2	141	1.30	10.07
N7-N16	83,33	176.2	1.00	4.85	N27-N29	35,41	16	0.50	26.92
N8-N9	19,87	16	0.25	8.15	N29-N30	7,67	141	1.28	9.71
N8-N10	105,69	16	1.49	187.38	N29-N31	30,79	16	0.40	18.30
N11-N13	16,76	16	0.20	4.38	N31-N32	40,26	141	1.26	9.45
N12-N13	70,75	16	0.99	90.85	N31-N33	82,92	16	1.19	125.66
N13-N15	119,6	28	1.36	79.15	N33-N34	10,55	141	1.22	8.91
N15-N14	23,31	16	0.30	11.17	N33-N35	32,83	21	1.21	91.75
N15-N16	35,94	35.2	1.46	67.31	N35-N36	17,14	16	0.20	4.38
N16-N17	50,14	176.2	0.92	4.17	N36-N37	48,41	16	0.50	26.92
N17-N18	27,09	141	1.38	11.16	N36-N38	121,57	35.2	1.14	43.15
N18-N19	14,56	16	1.39	165.55	N35-N39	79,56	16	1.14	116.48
N19-N20	30,94	16	0.45	22.43	N39-N40	51,79	16	0.75	54.66
N19-N21	12,81	16	0.15	2.07	-	-			

Introduction générale

Conclusion générale

Chapitre I

Présentation du site et estimation des besoins

Chapitre II

Etude des ouvrages de stockage

Chapitre III
Adduction

Chapitre IV
Etude et choix des pompes

CHAPITRE V

Pose et protection des conduites

Chapitre VI
Réseau de distribution

Annexes

Bibliographie

Sommaire

La légende

- Conduite de transfert du barrage TICHY-HAF, BEJAIA
- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Conduite d'adduction
- Conduite de distribution
- Réservoir
- Station de reprise
- CR** Cote radié
- L** La longueur de la conduite (m)
- D** Diamètre de la conduite (m)

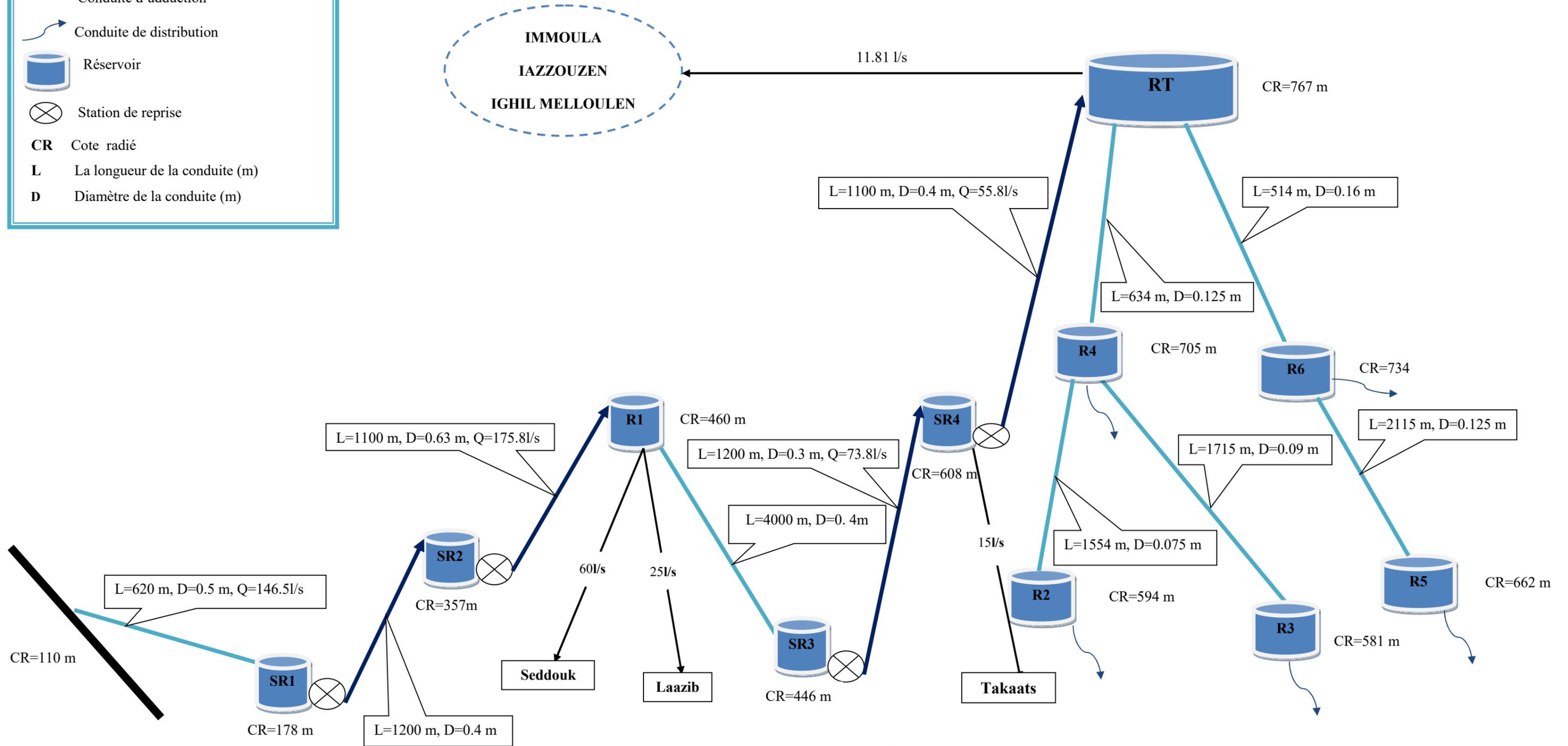


Figure (III.7) : Schéma général d'Adduction