



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^r. AIT OUARAB Jugurtha
M^r. BEN SLIMANE Farid

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

Option : **HYDRAULIQUE URBAINE**

INTITULE :

RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES DEUX COMMUNES YATAFENE ET IBOUDRARENE A PARTIR DE OUED EL DJEMAA (W.TIZI-OUZOU).

Soutenu le **08 /07/2019** devant le jury composé de :

- Président : **M^r. BENZERRA.A**
- Promoteur: **M^r. MERAH.F**
- Examineur : **M^r. IKNI.T**

Remerciements

Nous tenons à remercier Dieu de nous avoir donné la force, la bonne santé, la patience, la volonté et le courage de mener à bon terme ce modeste travail.

*Nous avons l'honneur et le plaisir de présenter notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre encadreur **M^r MERAH.F** pour son orientation et le temps qu'il nous accordé pour notre encadrement.*

Nos remerciements s'adressent également au membre du jury pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous les enseignants de département d'hydraulique qu'ont faits de leurs mieux pour former les futurs cadres que nous sommes, merci.

Nos remerciements vont également à tout le personnel de :

- *Aux services de D'ADE de YATAFENE ET IBOUDRAREN, qui ont mis à notre disposition tous les documents dont ils disposent.*
- *Nous remercions l'ensemble du personnel des deux APC et la subdivision de Ath-Yenni.*

Nos plus vifs remerciements vont également à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail mais qui ne sont pas cités ici, nous les remercions tous chaleureusement.

Farid et Jugurtha.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents, qui n'ont pas cessé de me soutenir et m'encourager.

Ce travail est le fruit de vos sacrifices et votre soutien moral et matériel que vous avez consentis pour mon éducation dont ils ont fait preuve pour ma réussite.

Que le dieu, le tout puissant, vous préserve et vous accorde santé, longue vie et bonheur ;

A ma grande mère pour laquelle je rends un grand hommage, en signe de respect et de reconnaissance ;

A mes chère sœurs Sabrina et Ghania ;

A mes frères Zahir et Mounir ;

A mes tantes, mes oncles, mes cousines, mes cousins ;

A tous mes ami(e)s spécialement;

A tous ceux qui m'ont porté et me portent dans leurs cœurs.

FARID.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents, qui n'ont pas cessé de me soutenir et m'encourager.

Ce travail est le fruit de vos sacrifices et votre soutien moral et matériel que vous avez consentis pour mon éducation dont ils ont fait preuve pour ma réussite.

Que le dieu, le tout puissant, vous préserve et vous accorde santé, longue vie et bonheur ;

A mes chères sœurs Tinhinane et Kahina;

A mon frère Nourdine ;

A mes tantes, mes oncles, mes cousines, mes cousins ;

A tous mes ami(e)s spécialement;

A tous ceux qui m'ont porté et me portent dans leurs cœurs.

Jugurtha.

Sommaire

Sommaire

I.1. Introduction.....	1
Chapitre I : Présentation de site et estimation des besoins	
I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentations de la région d'étude	2
I.2.1. Situation géographique	2
I.2.2. Situation climatique	4
I.2.3. Réseaux hydrographiques de la zone d'étude	4
I.2.4. Situation topographique	4
I.2.5. Situation démographique	4
I. 3. Estimation des besoins en eau.....	5
I.3.1. Evaluation de la Population future.....	5
I.3.2 Catégories des besoins en eau.....	7
I.3.3 L'évaluation de la consommation moyenne journalière.....	7
I.3.3.1 Besoins domestiques	7
I.3.3.2. Besoins publics actuels	9
I.3.3.3. Besoins équipements à l'horizon 2049	12
I.3.3.4. Récapitulation de la consommation moyenne journalière à l'horizon 2049.....	13
I.3.4 Majoration de la consommation moyenne journalière.....	14
I.3.5 Détermination des consommations maximales et minimales journalières	14
I.3.5.1 Consommation maximale journalière	14
I.3.5.2 Consommation minimale journalière.....	15
I.3.6 Etude des variations des débits horaires	15
I.3.6 .1 Coefficient de variation de la consommation horaire	16
I.3.6.2 Consommation maximale horaire	16
I.3.6.3 Consommation moyenne horaire à l'horizon 2049.....	17
I.3.7 Ressources disponibles	17
I.3.8 Confrontation de la ressource disponible et les besoins estimés	18
I.4. Conclusion	19

Sommaire

Chapitre II : Les reservoirs

II.1. Introduction	20
II.2. Utilités des réservoirs	20
II.3. Emplacement du réservoir	20
II.4. Classification des réservoirs	21
II.4.1. Leur position par rapport au sol :	21
II.4.2. Leur forme :	21
II.4.3. Matériaux de construction :	21
II.4.4. Selon l'usage :	21
II.5. Choix du type du réservoir	23
II.6. Fontaineries et équipements du réservoir	23
II.6.1. Conduite d'adduction	23
II.6.2. Conduite de distribution	24
II.6.3. La conduite de trop plein	24
II.6.4. Conduite de vidange	24
II.6.5. Conduite de by-passe :	25
II.6.6. Ligne pilote :	25
II.6.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :	25
II.7. Entretien des réservoirs	26
II.8. Hygiène et sécurité	27
II.9. Capacité du réservoir	27
II.9.1. La méthode analytique.....	27
II.9.1.1. Détermination de la valeur de P.....	27
II.9.1.2. Le volume total du réservoir.....	28
II.9.2. Méthode graphique	28
II.10. Dimensionnement des stations de reprises	28
II.11. Dimensionnement de la capacité de stockage	28
II.11.1. Dimensionnement du répartiteur Darna (R1)	28
II.11.2. Dimensionnement du répartiteur Targa (R2).....	30
II.11.3. Dimensionnement du réservoir Ait Saada (R3).....	31
II.11.4. Dimensionnement du réservoir Ait Daoud (R4).....	32
II.11.5. Dimensionnement du réservoir Ighil Bouamas (R5).....	33
II.11.6. Dimensionnement du répartiteur bouadnane (R6).....	34

Sommaire

II.11.7. Dimensionnement du réservoir Ighil N Sedda(R7)	36
II.11.8. Dimensionnement du réservoir Darna (R8).....	37
II.11.9. Dimensionnement du réservoir Bouadnane (R9)	38
II.11.10. Dimensionnement du réservoir Tala N Tazart (R10)	39
II.11.1. Dimensionnement du réservoir Souk El Hed (R11)	40
II.11.12. Dimensionnement du réservoir Ait Allaoua (R12).....	41
II.11.13. Dimensionnement de la station de reprise SR01	42
II.11.14. Dimensionnement de la station de reprise SR02	42
II.11.15. Dimensionnement de la station de reprise SR03	43
II.11.16. Dimensionnement de la station de reprise SR0 4	43
II.11.17. Tableau récapitulatif de la capacité de stockage des réservoirs des deux commune.	44
II.12. Conclusion.....	44

Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction	45
III.2 Topologie des systèmes d'adduction.....	45
III.3. Choix du tracé	45
III.4. Choix du type des conduites.....	46
III.5. Etude technico-économique des conduites	46
III.5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite.....	47
III.5.2. Calcul de la vitesse	47
III.5.3. Calcul des pertes de charges.....	48
III.5.3.1. Les pertes de charges linéaires	48
III.5.3.2. Les pertes de charge singulières	49
III.5.3.3. Les pertes de charge totales	49
III.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation.....	49
III.5.5. Puissance de pompage.....	49
III.5.6. Energie consommée par la pompe	49
III.5.7. Frais d'amortissement	50
III.5.8. Calcul du bilan	50
III.6. Calcul des conduites gravitaires	50
III.7. Equipement de l'adduction.....	51
III.7.1. Robinet-vanne	51

Sommaire

III.7.2. Ventouses	51
III.7.3. Vidange	51
III.7.4. Les crépines.....	51
III.8. Description du schéma de l'adduction	52
III.9. Etude de l'adduction.....	53
III.9.1 Par refoulement	53
III.9.1.1. Dimensionnement des conduites des deux forges.....	53
III.9.1.1.1. Tronçon (F1)-(SR01).....	53
III.9.1.1.2. Tronçon (F2)-(SR01).....	53
III.9.1.2. Tronçon (SR01)-(SR02).....	54
III.9.1.3. Tronçon (SR02)-(SR03).....	55
III.9.1.4. Tronçon (SR03)-(R1)	56
III.9.1.5. Tronçon (R1)-(R2)	56
III.9.2. Adduction gravitaire.....	58
III.9.2.1. Tronçon (S1)-(N1).....	58
III.9.2.2. Tronçon (N2)-(R1)	59
III.9.2.3. Tronçon (R1)-(R3)	60
III.9.2.4. Tronçon (R1)-(N3)	61
III.9.2.5. Tronçon (R6)-(R7)	62
III.9.2.6. Tronçon (C1)-(R11)	63
III.9.2.7. Tronçon (S8)-(R12).....	64
III.10. Tableau récapitulatif.....	65
III.11. Conclusion.....	65

Chapitre IV: Pompes

IV.1. Introduction :	67
IV.2. Classification des pompes	67
IV.3. Choix de la pompe	68
IV.4. Courbes caractéristiques d'une pompe	68
IV.4.1. La courbe hauteur-débit ($H = f(Q)$).....	68
IV.4.2. La courbe des puissances absorbées-débit ($P = f(Q)$)	68
IV.4.3. La courbe rendement-débit ($\eta = f(Q)$).....	68
IV.5. Caractéristiques d'une conduite	69
IV.6. Le point de fonctionnement de la pompe	69

Sommaire

IV.6.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage	70
IV.6.2. Régulation par étouffement (Le vannage).....	71
IV.6.3. Rognage de la roue.....	71
IV.6.4. Variation de la vitesse de rotation.....	71
IV.7 Couplage des pompes.....	72
IV.7.1 Couplage en parallèle.....	72
IV.7.2 Couplage en série.....	73
IV.8. Etude de la cavitation.....	73
IV.9. Eléments à fournir au constructeur ou au vendeur pour le choix d'une pompe centrifuge	75
IV.10. Choix des pompes du projet.....	76
IV.10.1. Station de reprise SR1	76
IV.10.2. Station de reprise SR2.....	77
IV.10.3. Station de reprise SR3.....	79
IV.10.4. Station de reprise SR4 :.....	80
IV.10.5. Forage 1.....	81
IV.10.6. Forage 2.....	82
IV.11.Conclusion	84

Chapitre V: Protection et pose des conduites

V.1. Introduction	85
V.2. Protection contre la corrosion.....	85
V.2.1. La corrosion externe.....	85
V.2.2. La corrosion interne.....	85
V.3. Protection contre le coup de bélier	86
V.3.1. Cause du phénomène.....	86
V.3.2. Conséquences du phénomène.....	86
V.3.3. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	86
V.3.3.1. Le volant d'inertie	87
V.3.3.2. Soupape de décharge	88
V.3.3.3. Les ventouses	88
V.3.3.4. Cheminées d'équilibre.....	89
V.3.3.5. Le réservoir d'air	90
V.4. Etude du coup de bélier.....	90

Sommaire

V.4.1. La valeur de coup de bélier	90
V.4.2 Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement	91
V.4.3. Interprétation des résultats.....	92
V.4.4. Méthode de calcul du réservoir d'air.....	92
VI.4.4.1. Principe de calcul de réservoir d'air.....	92
V.4.5. Application du calcul pour le tronçon (SR1- SR2)	94
V.4.6. Application du calcul pour le tronçon (SR2- SR3)	96
V.4.7. Application du calcul pour le tronçon (SR3- R1).....	99
V.5. Pose des conduites.....	101
V.5.1. Exécution et aménagement de la tranchée.....	101
V.5.2. Opérations de pose des conduites.....	102
V.5.3. Epreuve des joints et des canalisations principales	102
V.5.4. Travaux spéciaux.....	102
V.5.4.1. Traversées des routes.....	102
V.5.4.2. Traversées d'oueds	103
V.5.4.3. Pose de canalisation dans un terrain peu consistant	103
V.5.4.4. Les butées	103
V.5.5. Le remblaiement de la conduite	104
V.5.6. Désinfection de la conduite	105
V.6. Conclusion.....	105
Conclusion générale	106

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Nombre d'habitants par localité des deux communes en 2019	6
Tableau (I.2) : Évaluation de la population aux différents horizons	6
Tableau (I.3) : Détermination des besoins domestiques actuels	8
Tableau (I.4): Détermination des besoins domestiques a différents horizon	8
Tableau (I.5) : Tableau récapitulatif des équipements existants dans les deux communes	9
Tableau (I.6) : Tableau récapitulatif des besoins scolaires des deux communes	9
Tableau (I.7) : Tableau récapitulatif des besoins administratifs des deux communes	10
Tableau (I.8) : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires des deux communes	10
Tableau (I.9): Tableau récapitulatif des besoins sportifs des deux communes	11
Tableau (I.10) : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels des deux communes	11
Tableau (I.11) : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux des deux communes	12
Tableau (I.12) : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux des deux communes	12
Tableau (I.13) : Tableau récapitulatif des besoins équipements à différents horizons	13
Tableau (I.14): Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières des deux communes.....	13
Tableau (I.15) : Récapitulatif de majoration de la consommation moyenne journalière	14
Tableau (I.16) : Récapitulatif des consommations moyennes, minimales et maximales journalières	15
Tableau (I.17): Variation du coefficient β max en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau (I.18) : Coefficient de la variation de la consommation horaire des deux communes	16
Tableau(I.19) : Estimation des débits max horaires à l'horizon 2049	17
Tableau (I.20) : Production des captages des deux communes Ibouraren et Yatafene	17
Tableau(I.21) : Demande et production en eau de la zone Souk El Had	18
Tableau(I.22) : Demande et production en eau de la zone Ait Allaoua	18
Tableau(I.23) : Demande et production en eau de la zone : Tassaft + Ait Eurbah, Tala N Tazart, Ighil Bouamas, Darna, Bouadnane, Ighil N Sedda, Ait Ali Ouharzoun, Ait Saada et Ait Daou	18
Tableau (II.1) : Variation de la consommation journalière du réservoir répartiteur Darna	29
Tableau (II.2) : Variation de la consommation journalière du réservoir répartiteur Targa.....	30
Tableau (II.3) : Variation de la consommation journalière du réservoir Ait Saada	31
Tableau (II.4) : Variation de la consommation journalière du réservoir Ait Daoud	32
Tableau (II.5) : Variation de la consommation journalière du réservoir Ighil Bouama.....	34
Tableau (II. 6) : Variation de la consommation journalière répartiteur bouadnane	35
Tableau (II.7) : Variation de la consommation journalière du réservoir Ighil N Sedda	36
Tableau (II.8) : Variation de la consommation journalière du réservoir Darna	37

Liste des tableaux

Tableau (II.9) : Variation de la consommation journalière du réservoir Bouadnane.....	38
Tableau (II.10) : Variation de la consommation journalière du réservoir Tala N Tazart.....	39
Tableau (II.11) : Variation de la consommation journalière du réservoir Souk El Hed	40
Tableau (II.12) : Variation de la consommation journalière du réservoir Ait Allaoua (R12)..	41
Tableau (II.13) : Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR01	42
Tableau (II.14) : Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR02	42
Tableau (II.15): Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR03	43
Tableau (II.16): Tableau récapitulatif de la capacité de stockage des réservoirs des deux communes Iboudraren et Yatafene à l’horizon 2049	48
Tableau (III.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (F1)-(SR1)	53
Tableau (III.2) : Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement du tronçon (F1)-(SR1) ...	53
Tableau (III.3) : Calcul du bilan du tronçon (F1)-(SR2).....	53
Tableau (III.4) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (F2)-(SR1)	54
Tableau (III.5) : Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement du tronçon (F2)-(SR1) ..	54
Tableau (III.6) : Calcul du bilan du tronçon (F2)-(SR1).....	54
Tableau (III.7) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (SR1)-(SR2)	54
Tableau (III.8) : Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement du tronçon (SR1)-(SR2)	55
Tableau (III.9) : Calcul du bilan du tronçon (SR1)-(SR2)	55
Tableau (III.10) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (SR2)-(SR3)	55
Tableau (III.11) : Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement du tronçon (SR2)-(SR3)	55
Tableau (III.12) : Calcul du bilan du tronçon (SR2)-(SR3)	56
Tableau (III.13) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (SR03)-(R1).....	56
Tableau (III.14) : Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement du tronçon (SR3)-(R1)	56
Tableau (III.15) : Calcul du bilan du tronçon (SR3)-(R1)	56
Tableau (III.16) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (SR1)-(R2).....	57
Tableau (III.17) : Calcul des frais d’exploitation et d’amortissement du tronçon (R1)-(R2) ..	57
Tableau (III.18) : Calcul du bilan du tronçon (R1)-(R2).....	57
Tableau (III.19) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (S1)-(N1)	58
Tableau (III.20) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (N2)-(R1).....	59
Tableau (III.21) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R1)-(R3).....	60
Tableau (III.22) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R1)-(N3).....	61
Tableau (III.23) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R6)-(R7).....	62
Tableau (III.24) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (C1)-(R11).....	63
Tableau (III.25) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (S8)-(R12)	64

Liste des tableaux

Tableau (III.26): Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons.....	65
Tableau(IV.1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.	75
Tableau (V.1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	92
Tableau (V.2) : Calcul du réservoir d'air de tronçon (SR1-SR2).	95
Tableau (V.3) : Calcul du réservoir d'air de tronçon (SR2-SR3).	97
Tableau (V.4) : Calcul du réservoir d'air de tronçon (SR3-R1).....	100
Tableau (V.5) : Les différents matériaux utilisés dans la tranchée	102

Liste des figures

Liste des figures

Figure (I.1) : Situation géographique de la daïra de Béni-Yenni.....	3
Figure (I.2) : Zone d'étude.....	3
Figure (I.3) : Histogramme de l'évolution de la population	7
Figure (II.1) : Emplacement d'un réservoir	21
Figure (II.2) : Réservoir semi enterré cylindrique.....	22
Figure (II.3) : Réservoir surélevé	22
Figure (II.4) : Adduction avec chute libre.....	23
Figure (II.5) : Adduction noyée.....	23
Figure (II.6) : Conduite de distribution	24
Figure (II.7) : Conduite de trop plein et de vidange.....	24
Figure (II.8) : By-pass d'un reservoir.....	25
Figure (II.9) : Système à deux prises.....	26
Figure (II.10) : Système à siphon	26
Figure (III-1): Adduction gravitaire	45
Figure (III-2): Adduction par refoulement	45
Figure (III.3): Robinet-Vanne	51
Figure (III.4) : Ventouse.....	51
Figure (III.5): Crépine	52
Figure (IV.1) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	69
Figure(IV.2) : Point de fonctionnement d'une pompe	70
Figure (IV.3) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	72
Figure(IV.4) : pompes en parallèle	72
Figure(IV.5) : pompes en série.....	73
Figure(IV.6) : Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge.....	74
Figure(IV.7) : Courbe des NPSH	74
Figure(IV.8) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.....	75
Figure(IV.9) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression	75

Liste des figures

Figure(IV.10) : Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite de la station (SR01)	77
Figure(IV.11) : Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite de la station (SR02)	78
Figure(IV.12) : Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite de la station (SR03)	80
Figure(IV.13) : Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite de la station (SR04)	81
Figure(IV.14) : Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite de forage (1).....	82
Figure(IV.15) : Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite de forage (1).....	83
Figure(V.1) : Schéma générale d'un volant d'inertie.....	87
Figure(V.2) : Schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge.....	88
Figure(V.3) : une ventouse.....	89
Figure(V.4) : Cheminée d'équilibre.....	89
Figure(V.5) : Réservoir d'air	90
Figure (V.6) : Épure de BERGERON pour le tronçon (SR1-SR2).....	95
Figure (V.7) : Variation de pression absolue pour le tronçon (SR1-SR2).	96
Figure (V.8) : Épure de BERGERON pour le tronçon (SR2-SR3).....	98
Figure (V.9) : Variation de pression absolue pour le tronçon (SR2-SR3).....	98
Figure (V.10) : Épure de BERGERON pour le tronçon (SR3-SR1).....	100
Figure (V.11) : Variation de pression absolue pour le tronçon (SR3-R1).	101
Figure (V.12) : Pose des conduites dans un terrain peu consistant.	103
Figure (V.13) : Les butées.....	104
Figure (V.14) : Remblayage des conduites	105

Liste des symboles

Liste des symboles

- A** : Amortissement annuel (Annuité).
a : Célérité de l'onde (m/s).
B_L : Bilan en (DA).
B : Valeur du coup de bélier (m).
ζ : Coefficient d'ouverture de la vanne en (%).
D : Diamètre en (m).
D_N : Diamètre normalisé en (m).
dot : Dotation.
d' : Diamètre de la veine contractée en (m).
E : Energie consommée par la pompe (KWh).
e : Epaisseur de la conduite (mm).
g : Accélération de la pesanteur en m/s².
H : Hauteur(m).
h_a : Hauteur d'aspiration(m).
h_r : Hauteur de refoulement(m).
H_g : Hauteur géométrique en (m).
H_{mt} : La hauteur manométrique totale en (m).
H₀ : Pression absolue de la conduite.
H_s : Perte de charge singulière
H_t : Perte de charge total.
H_{inc} : Hauteur du volume d'incendier (m).
i : Taux d'annuité.
J : Pertes de charge par unité de longueur (m/ml).
J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m).
J_v : Perte de charge dans les vannes.
K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.
K_c : Coefficient dépendent de la nature de la conduite.
K_{max j} : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
K_{min j} : Coefficient d'irrégularité minimal.
K_{max h} : Coefficient de variation de consommation maximum horaire.
K_{min h} : Coefficient de variation de consommation minimum horaire.
K_{max h} : Coefficient de variation de consommation maximum horaire.
K_{min h} : Coefficient de variation de consommation minimum horaire.
L : Longueur de la conduite en (m).
m : Coefficient de rognage.
N : Nombre d'habitant.
N_t : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).
n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 30 ans).
(NPSH)_d : Charge nette minimale disponible à l'aspiration.
(NPSH)_r : Charge nette minimale requise à l'aspiration.
P : Puissance de pompage en (KWh).
P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
P_N : Population à l'horizon.
P₀ : Pression absolue.
P_u : Prix unitaire de la conduite (DA/ml).

Liste des symboles

- P_r : Pourcentage rognage.
 $P^{\%}$: Résidu maximal dans le réservoir (%).
 P_v : Tension de vapeur de l'eau pompé.
 P_{atm} : Pression atmosphérique.
 Q : Débit refoulé dans la conduite en m^3/s .
 $Q_{max h}$: Débit entrant dans la station (m^3/h).
 $Q_{min j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
 $Q_{moy j}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en m^3/s .
 $Q_{max j}$: Consommation maximale journalière en (m^3/j).
 Re : Nombre de Reynolds.
 R : Pourcentage de rognage.
 R_0 : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.
 S : Section de la conduite (m^2).
 T : Température de l'eau.
 T_p : Temps de pompage (h).
 t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h).
 t_a : Taux d'accroissement de la population %
 U_0 : Volume d'air initial.
 U : Nouveau volume d'air.
 U_{max} : Volume maximal dans le réservoir d'air
 ΔU : Variation du volume d'air.
 V : Vitesse d'écoulement en m/s.
 V_f : Vitesse finale choisie.
 V_{max} : Volume maximal de stockage en (m^3).
 V_m : Vitesse moyenne dans un intervalle donnée.
 V_{sr} : Volume de la station de reprise en (m^3).
 V_T : Volume total du réservoir en (m^3).
 Z : Pression dans le réservoir d'air.
 Z_0 : Pression absolue.
 Δh_1 : Perte de charge lors de la descente de l'eau.
 Δh_2 : Perte de charge lors de la montée de l'eau.
 θ : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.
 α : Coefficient de vieillissement.
 α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.
 β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.
 ν : Viscosité cinématique de l'eau.
 ρ : Masse volumique de l'eau.
 η : Rendement de la pompe en (%).
 δ_0 : Pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
 λ : Coefficient de pertes de charge.

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est un élément indispensable à la vie, il n'y a pas de vie humaine digne sans accès à l'eau de qualité et, de quantité suffisante. Cette source de vie par excellence, est notre or bleu, elle est un bien commun pour toute l'humanité. Elle contribue par des multiples façons à la qualité de notre vie et au développement d'une région dans tous les domaines.

De ce point, l'eau prend une autre importance plus que les besoins de l'être humain et devient de plus en plus une richesse menacée à cause de sa mauvaise gestion, surtout au niveau des réseaux d'alimentation en eau potable là où des grandes quantités sont perdues dans ce dernier ou par les consommateurs.

Parmi les régions qui souffrent d'un manque d'eau il y a les deux communes Yatafene et Iboudraren dans la wilaya de Tizi Ouzou. Ces deux communes sont alimentées actuellement par deux types de ressources, les captages des sources qui sont en nombre de huit (08) tous destinées à l'alimentation des communes de Yatafene et Iboudraren sauf l'ACL de Yatafene (Souk El had qui est alimentée par la station de traitement Souk El Djema qui se situe au voisinage de cette localité).

Malgré l'importance des ressources hydrique existante, certain villages souffrent d'un manque en eau potable cela est dû essentiellement :

- A l'accroissement démographique et l'extension que connaît cette région;
- A la vétusté et la corrosion avancée de certains tronçons de conduites

A cet effet, la direction d'hydraulique de la wilaya de Tizi-Ouzou a estimé nécessaire d'envisager leur alimentation à partir de la nouvelle chaîne qui prend source de deux forages qui seront réalisés à Oued El Djemaa pour remédier aux différents problèmes existant en matière d'eau.

Il est à noter que notre projet consiste à dimensionner la nouvelle chaîne d'adduction en eau potable des deux communes Yatafene et Iboudraren. Cette étude est organisée en cinq chapitres :

- On commence tout d'abord par la récolte des données concernant la situation géographique, hydraulique et la répartition de la population dans cette région d'étude et à l'estimation des différents besoins en eau, aux divers horizons; actuel, au moyen et à long terme;
- Le deuxième chapitre consiste à dimensionner les réservoirs et comparer leurs capacités avec celles des réservoirs existants ;
- Dans le troisième chapitre, nous passerons à l'étude technico-économique afin de dimensionner les conduites d'adduction ;
- Le quatrième chapitre sera consacré au choix des pompes à adopter pour les différentes stations de reprise et pour les deux forages projetés, pour cela on utilise le catalogue CAPRARI;
- Le cinquième chapitre sera consacré à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier et envisager des protections anti bélier pour les tronçons concernés ;
- Et on termine notre travail par une conclusion générale.

CHAPITRE I

***Présentation de site et
estimation des besoins***

I.1. Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire afin de connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend profondément du développement démographique, de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Cette estimation sera réalisée en fonction de l'évaluation de la population pour différents horizons.

I.2. Présentation de la région d'étude

I.2.1. Situation géographique

Le projet, qu'on va élaborer au cours de cette étude, est réalisé dans les deux communes Iboudraren et Yatafene.

La commune d'Iboudraren est située à l'extrême sud de la wilaya de TIZI-OUZOU (Figure (I.1)). Elle est issue du dernier découpage administratif de 1984, elle faisait partie de la Daïra de Ouasif jusqu'en 1991 ou elle fut rattachée à la Daïra de Ath Yenni. Elle occupe une superficie totale de 32,50 Km² pour une population évaluée en 2008 à 5377 habitants (RGPH 2008) [1]. Ce qui donne une densité moyenne de 165,4 habitants/km². En fin 2012, la population en évaluée à 5442 habitants. Elle partage ses limites administratives avec plusieurs communes :

- Au Nord-est par la commune de Ain El Hammam ;
- Au Nord-Ouest par la commune de Béni Yenni ;
- A l'Est par la commune de Yatafene ;
- A l'Ouest par la commune des Ouasifs ;
- Au sud par la commune de M'chedallah (wilaya de Bouira)

Sur le plan de l'organisation spatiale la commune d'Iboudraren est constituée d'une agglomération chef lieux (ACL), quatre agglomérations secondaire (AS Ait Eurbah-Ougemoune tassaft, AS Tala N'tazert, AS Ighil Bouamas et AS Darna) et une zone épars (Ait Allaoua, Ouchvih, et carrière).

La commune de YATAFENE est située à 44 km au Sud-est du chef-lieu de la wilaya de TIZI OUZOU (Figure (I.1)). Elle est rattachée administrativement à la daïra de Ath-Yenni. Son chef-lieu est SOUK EL HAD. Elle est accessible en empruntant soit la RN 71 ou la RN 30. D'une superficie de 15.99 km², la commune de YATAFENE compte 4016 habitants (RGPH 2008) [1]. Répartis sur l'Agglomération chef-lieu (SOUK EL HAD) et ses deux (02) grands villages Ait Saâda et Ait Daoud. L'agglomération villageoise comprend différent quartiers dits « Iderman », on site respectivement Ath Yedder, Ath Hemmou, Ath Zekri, Ath Imloul pour le village Ait Saâda et Ait Daoud Bwadda, Tazagharth et Ait Moussa pour le village Ait Daoud.

La délimitation du territoire de la commune de YATAFENE se présente comme suit:

- Au Nord : La commune d’Ain El Hammam ;
- A l’Est : La commune d’Akbil ;
- A l’Ouest : La commune d’Iboudraren ;
- Au Sud : La wilaya de Bouira.



Figure (I.1) : Situation géographique de la daïra de Béni-Yenni.

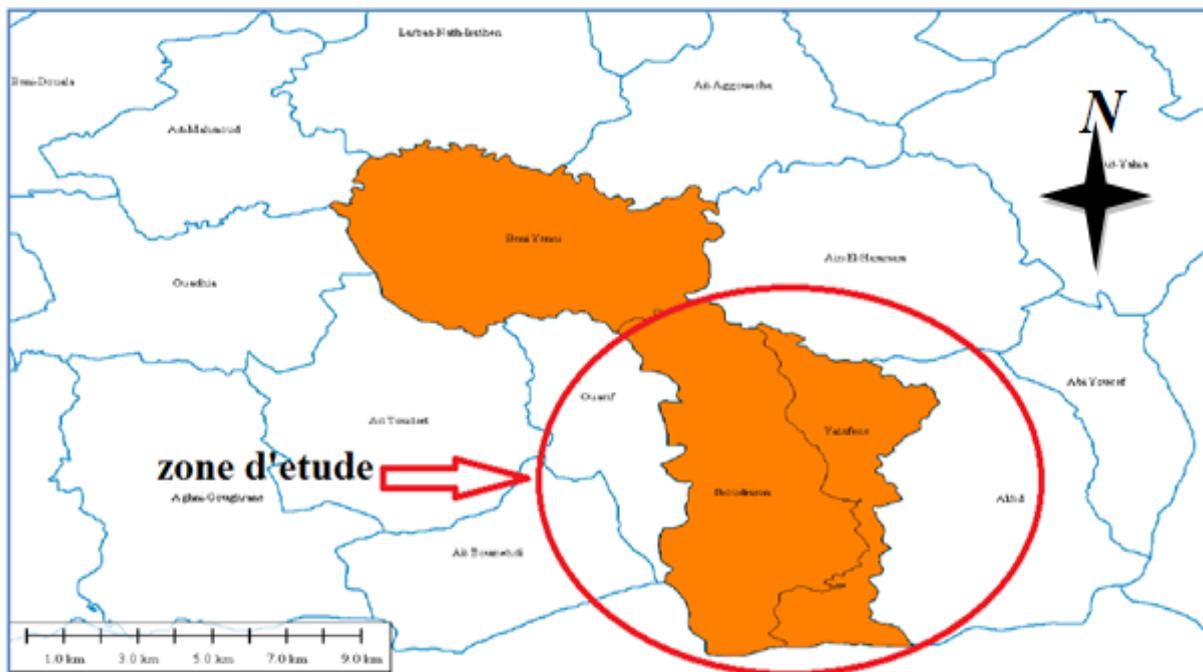


Figure (I.2) : Zone d'étude.

I.2.2. Situation climatique

La situation climatique de la zone d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen avec une période hivernale pluvieuse et neigeuse. Les températures descendent en dessous de 0°C. Quant à la période estivale ; elle est chaude et sèche. La pluviométrie moyenne varie entre 1000 et 2000 mm [1].

Les températures moyennes enregistrées à la station de Tizi-Ouzou varient entre 10,69°C et 27,67°C, leurs fluctuations dépendent de la morphologie des terrains. Les températures minimales varient entre 5 et 8°C au mois de janvier, tandis que les températures maximales dépassent 36°C au mois d'aout. Le mois le plus froid est le mois de janvier, avec 5,55°C, tandis que le mois le plus chaud est aout avec 36,25°C [1].

I.2.3. Réseaux hydrographiques de la zone d'étude

La commune d'Iboudrarenne est traversée par un réseau hydrographique très important, constitué par de denses ruissellements qui prennent naissance sur les hauteurs de Djurdjura, et convergent dans deux oueds permanents (Oued Djemaa et Oued Harzoun).

Quant aux sources, il existe soixante et une (61) sur le territoire de la commune, les plus importantes sont en nombre de seize (16) dont six (6) sont aménagée.

Le réseau hydrographique de la commune de Yatafen est nettement dominé par des cours d'eau à écoulement temporaire (oued talwegs) qui entaillent le relief et constituent les limites naturelles (Ouest, Nord et Est) de la commune [1]. . On citera :

- **Oued Djemaâ** : Longe le territoire communal sur une longueur de 3,45 Km et forme la limite Nord de la commune.
- **Assif El Hammam**: Longe la commune sur une longueur de 10,26 Km et forme la limite Est de la commune.
- **Tassift Ait Boudrar** : Située à la limite Ouest et longe la commune sur une longueur de 6.47 Km pour rejoindre oued Djemaa.

I.2.4. Situation topographique

L'étude relative à la délimitation et à la caractérisation des zones de montagnes et les massifs montagneux du Djurdjura classe la Daira d'Ath Yenni dans la zone de moyenne montagne (étage inférieur).

L'analyse de la carte des altitudes établie à base de la carte d'état major au 1/25 000e de la commune d'Ait Yenni, montre que la région se caractérise par un relief collinaire et une zone de plaine : Les altitudes varient entre 250 m et 1780m [1].

I.2.5. Situation démographique

La population est l'un des éléments essentiels dans tout projet, car tout se fait par l'homme et pour lui. D'après les données recueillies localement auprès des deux A.P.C Yatafene et Iboudrarenne et de la subdivision de Beni-Yenni (RGPH 2008) [1], la population de la zone d'étude est:

- ❖ L'agglomération de yatafene : 3929 habitants.
- ❖ L'agglomération de iboudrerene : 5377 habitants.

I. 3. Estimation des besoins en eau

I.3.1. Evaluation de la Population future

Selon l'analyse des PDAU récupérés, la projection de l'évolution de la population à court, moyen et long terme est établie sur les deux hypothèses suivantes [1] ;

Hypothèse A : Le taux d'accroissement à prendre en considération est 0,20% correspondant au taux d'accroissement intercensitaire enregistré durant la période de 1998 à 2008 pour la wilaya de Tizi-Ouzou.

C'est sur la base de cette hypothèse que la direction de la planification et de l'aménagement du territoire (DPAT) de Tizi-Ouzou a élaboré la projection de la population.

Toutes les communes qui ont connu un taux d'accroissement inférieurs au taux moyen de la Wilaya, le taux retenu pour la projection de la population est de 0,20% (qui correspondent au taux moyen d'accroissement de la population durant la dernière décennie)

Hypothèse B : Le taux d'accroissement à prendre en considération est égal à 0.87% correspondant a la moyenne des deux taux d'accroissement intercensitaire enregistré durant les périodes 1987/1998 (+1.54%) et de 1998/2008 (+0.20) pour la wilaya de Tizi-Ouzou, cette hypothèse est considéré comme hypothèse forte.

Pour l'estimation de la population future à l'horizon 2049, nous prenons un horizon de 30 ans avec un taux d'accroissement de 0.87% pour les deux communes Iboudraren et Yatafene.

Pour les calculs de la population future, nous utiliserons la formule des intérêts composés:

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

Avec :

- ✓ P_n : Population à l'horizon étudié.
- ✓ P_0 : Population actuelle.
- ✓ t_a : Taux d'accroissement de la population en %.
- ✓ n : Nombre d'années séparant les deux horizons.

A. Estimation de la population actuelle pour chaque localité

L'actualisation de la population s'appuie sur le dernier recensement de 2008[1]. La répartition de la population des deux communes iboudraren et yatafene est donnée dans le tableau (I.1) ci après :

Tableau (I.1) : Nombre d'habitants par localité des deux communes en 2019

Localités	Zone	Population en 2008	Taux d'accroissement(%)	Population en 2019
IBOUDRAREN	Tassaft + Ait Eurbah	1750	0,87	1925
	Tala N Tazart	636		700
	Ighil Bouamas	523		576
	Darna	456		502
	Ait Allaoua	184		203
	Bouadnane	879		967
	Ighil N Sedda	464		511
	Ait Ali Ouharzoun	485		534
Totalité	-	5377	-	5918
YATAFENE	Souk El Had (ACL)	482	0,87	531
	Ait Saada	2079		2287
	Ait Daoud	1368		1505
Totalité	-	3929	-	4323

B. Estimation de la population aux différents horizons

Notre étude s'étend sur un horizon de 30 ans, les résultats de l'estimation sont regroupés dans le tableau (I.2) et schématisés dans la figure (II.3) qui suivent :

Tableau (I.2) : Évaluation de la population aux différents horizons

Localités	Zone	Population en 2019	Population en 2029	Population en 2039	Population en 2049
IBOUDRAREN	Tassaft + Ait Eurbah	1925	2100	2290	2497
	Tala N Tazart	700	763	832	908
	Ighil Bouamas	576	628	685	747
	Darna	502	547	597	651
	Ait Allaoua	203	221	241	263
	Bouadnane	967	1055	1150	1254
	Ighil N Sedda	511	557	607	662
	Ait Ali Ouharzoun	534	582	635	692
Totalité		5918	6453	7037	7674
YATAFENE	Souk El Had (ACL)	531	579	631	688
	Ait Saada	2287	2494	2720	2966
	Ait Daoud	1505	1641	1790	1952
Totalité		4323	4714	5141	5606

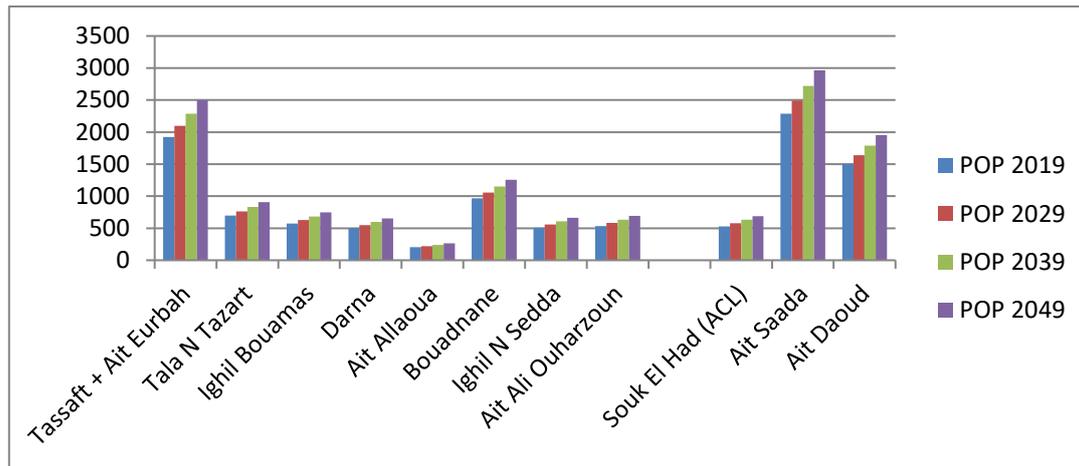


Figure (III.3) : Histogramme de l'évolution de la population

A l'horizon 2049, le nombre d'habitants des deux communes concernées par le projet sera de 13280 habitants.

I.3.2. Catégories des besoins en eau

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération. Pour l'étude des besoins de deux communes, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques
- Besoins publics

I.3.3. L'évaluation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation multipliée par le nombre total des habitants,

$$Q_{moy j} = \frac{dot * N}{1000} \text{ (m}^3\text{/jour)} \quad (I.2)$$

Avec :

- ✓ $Q_{moy j}$: Débit moyenne journalier.
- ✓ dot : Dotation [$\text{m}^3\text{/j/hab}$].
- ✓ N : Nombre d'habitants.

I.3.3.1. Besoins domestiques

La consommation domestique moyenne est généralement rapportée au nombre d'habitants, elle est alors exprimée en m^3 par jour et par habitant (en $\text{m}^3\text{/jour/hab}$). Cette consommation varie en fonction de plusieurs facteurs: le niveau de vie, les habitudes, la disponibilité de l'eau, le climat, le prix de l'eau, etc.

Les besoins domestiques actuels et futurs des deux communes, sont donnés dans les tableaux suivants:

Tableau (I.3) : Détermination des besoins domestiques actuels

Localités	Zone	Nombre d'abatants 2019	Dotation (l/jour/hab)	Débit domestique (m ³ /jour)
Iboudraren	Tassaft + Ait Eurbah	1925	150	288,75
	Tala N Tazart	700		105,00
	Ighil Bouamas	576		86,40
	Darna	502		75,30
	Ait Allaoua	203		30,45
	Bouadnane	967		145,05
	Ighil N Sedda	511		76,65
	Ait Ali Ouharzoun	534		80,10
YATAFENE	Souk El Had (ACL)	531	150	79,65
	Ait Saada	2287		343,05
	Ait Daoud	1505		225,75
Totalité	-	10241	-	1536,15

Tableau (II.4): Détermination des besoins domestiques a différents horizon

Localité	Zone	Q _{moy j} (m ³ /jour) 2019	Q _{moy j} (m ³ /jour) 2029	Q _{moy j} (m ³ /jour) 2039	Q _{moy j} (m ³ /jour) 2049
Iboudraren	Tassaft + Ait Eurbah	288,75	315	343,5	374,55
	Tala N Tazart	105	114,45	124,8	136,20
	Ighil Bouamas	86,4	94,2	102,75	112,05
	Darna	75,3	82,05	89,55	97,65
	Ait Allaoua	30,45	33,15	36,15	39,45
	Bouadnane	145,05	158,25	172,5	188,10
	Ighil N Sedda	76,65	83,55	91,05	99,30
	Ait Ali Ouharzoun	80,1	87,3	95,25	103,80
Yatafene	Souk El Had (ACL)	79,65	86,85	94,65	103,20
	Ait Saada	343,05	374,1	408	444,90
	Ait Daoud	225,75	246,15	268,5	292,80
Total	-	1536,15	1675,05	1826,7	1992

I.3.3.2. Besoins publics actuels

Les besoins publics englobent la consommation des administrations, des établissements d'enseignement, des municipalités, des hôpitaux,... etc.

(a) Equipement existants

Les équipements existants dans les deux communes sont regroupés dans le tableau (I.5) suivant :

Tableau (I.5) : Tableau récapitulatif des équipements existants dans les deux communes

Type de besoins	Iboudraren	Yatafene
Scolaire	Primaires : 07, CEM : 01, CFPA : 01	Primaires : 06, CEM : 01
Administratifs	Siège APC, Agence PTT, Antenne PTT : 02, Brigade de gendarmerie, Antenne Administrative, Bureau de poste	Siège APC, Bureau de poste, Agence postale
Sanitaire	Polyclinique: 01, Salle de soins : 05	Polyclinique:01, Salle de soins: 02
Commerces	Cafétéria : 02, Librairie : 01, Restaurant : 01, Pharmacie : 01, Boulangerie : 01, superette : 01	Cafétéria : 02, Librairie : 02, Restaurant : 02, Pharmacie : 01, Epicerie : 02, Station de service: 01
Socioculturels	01 Centre culturel, Foyer de jeunes : 05, Mosquée : 06, une bibliothèque.	Espace culturel : 01, Salle de lecture : 02, Mosquée : 06
Sportifs	Stade, Salle polyvalente	Salle polyvalente
industriels	Huilerie, unité industrielle	/

(b) Les besoins scolaires

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par présente étude sont regroupés dans le tableau (I.6) ci-dessous.

Tableau (III.6) : Tableau récapitulatif des besoins scolaires des deux communes

Localité	Zone	Type d'établissement	Nombre d'élèves	Dotation (l/jour/élève)	Débit (m ³ /jour)
Iboudraren	Darna	Primaire : 01	27	20	0,54
	Tssaft + Ait Eurbah	Primaire : 01	61	20	1,22
	Tala N Tazart	Primaire : 01	65	20	1,30
	Bouadnane	Primaire : 01	88	20	1,76
		CEM : 01	211	30	6,33
	Ighil N Sedda	Primaire : 01	55	20	1,10
	Ait Ali Ouherzoune	Primaire : 01	72	20	1,44
	Ighil Bouamas	Primaire : 01	53	20	1,06
CFPA : 01		400	20	8,00	
Yatafene	Souk El Had	Primaire : 01	45	20	0,90
	Ait Saada	Primaire : 02	250	20	5,00
		CEM : 01	150	30	4,50
	Ait Daoud	Primaire : 03	200	20	4,00
				Total	37,15

(c) Les Besoins administratifs

Les divers équipements administratifs des localités concernées, leurs dotations et les débits journaliers correspondant sont représentés dans le tableau (I.7) ci-dessous.

Tableau (I.7) : Tableau récapitulatif des besoins administratifs des deux communes

Localité	Zone	Type d'établissement	Nombre d'employée	Dotation (l/jour/emp)	Débit (m ³ /jour)
Iboudraren	Bouadnane (ACL)	Siège APC	30	15	0,45
		Agence PTT	10	15	0,15
		Antenne PTT	05	15	0,075
		Bureau de poste	10	10	0,10
	Tassaft + Ait Eurbah	Antenne PTT	05	15	0,075
		Antenne Administrative	10	15	0,15
Yatafen	Souk El Had (ACL)	Siège APC	30	15	0,45
	Ait Saada	Bureau de poste	10	10	0,10
	Ait Daoud	Agence postale	10	10	0,10
				Total	3,25

(d) Les Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont regroupés dans le tableau (I.8).

Tableau (I.8) : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires des deux communes

Localité	Zone	Type d'établissement	Unités	Dotation (l/jour)	Débit (m ³ /jour)
Iboudraren	Bouadnane (ACL)	Polyclinique	30	80	2,40
		Salle de Soins	20	25	0,50
	Darna	Salle de Soins	10	25	0,25
	Ighil Bouamas	Salle de Soins	10	25	0,25
	Tala N Tazart	Salle de Soins	10	25	0,25
	Tassaft+Ait Eurbah	Salle de Soins	10	25	0,25
Yatafene	Souk El Had (ACL)	Polyclinique	30	80	2,40
	Ait Saada	Salle de soins	30	25	0,75
	Ait Daoud	Salle de soins	30	25	0,75
				Total	7,80

*(e) Les Besoins sportifs**Tableau (I.9): Tableau récapitulatif des besoins sportifs des deux communes*

Localité	Zone	Type d'établissement	Nombre d'utilisateurs	Dotations (l/jour/utilisateur)	Débit (m ³ /jour)
Iboudraren	Bouadane (ACL)	Salle Polyvalente	80	60	4,80
		Stade	80	60	4,80
Yatafene	Souk El Had (ACL)	Salle Polyvalente	80	60	4,80
				Total	14.40

(f) Besoins socioculturels

Tout les besoins et les équipements socioculturels des deux communes sont donnés dans le tableau (I.10).

Tableau (I.10) : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels des deux communes

Localité	Zone	Type d'établissement	Nombre d'utilisateurs	Dotations (l/jour/utilisateur)	Débit (m ³ /jour)
Iboudraren	Bouadane	Mosquées	300	20	6,00
		Bibliothèque	50	15	0,75
		Foyer de jeunes	150	15	2,25
	Ighil n sedda	Mosquées	150	20	3,00
	Ait ali ouharzoun	Mosquées	150	20	3,00
		Foyer de jeunes	50	15	0,75
	Darna	Mosquée	150	20	3,00
		Foyer de jeunes	50	15	0,75
	Ighil Bouamas	Mosquée	150	20	3,00
		Foyer de jeunes	50	15	0,75
		Centre Culturel	150	20	3,00
	Tala N Tazart	Mosquée	150	20	3,00
		Foyer de jeunes	50	15	0,75
	Tassaf + Ait Eurbah	Mosquée	300	20	6,00
Foyer de jeunes		50	15	0,75	
Ait Allaoua	Mosquée	50	20	1,00	
Yatafene	Souk El Had (ACL)	Espace Culturel	150	20	3,00
		Mosquées : 02	400	20	8,00
	Ait Saada	Mosquées : 02	400	20	8,00
		Foyer de jeunes	150	15	2,25
	Ait Daoud	Mosquées : 02	400	20	8,00
Foyer de jeunes		150	15	2,25	
				Total	69,25

(g) Besoins commerciaux

Les résultats des besoins commerciaux sont présentés dans tableau(I.11) ci-dessous.

Tableau (I.11) : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux des deux communes

Localité	Zone	Type d'établissement	Nombre d'employés	Dotation	Débit (m ³ /jour)
Iboudraren	Bouadnane (ACL)	Cafeteria	5	20	0,10
		Restaurant	7	30	0,21
		Boulangerie	08	30	0,24
		Pharmacies	03	5	0,015
Yatafene	Souk El Had (ACL)	Cafeteria : 2	10	20	0,20
		Restaurant : 2	14	30	0,42
		Epicerie : 2	6	10	0,06
		Station de service	10	30	0,30
		Pharmacies	03	5	0,015
Total					1,56

(h) Besoins industriels

Tableau (I.12) : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux des deux communes

Localité	Zone	Type d'établissement	Débit (m ³ /jour)
Iboudraren	Bouadnane (ACL)	Unité industrielle	0,4
	Ighil boumas	huilerie	2,5
Total			2,9

I.3.3.3. Besoins équipements à l'horizon 2049

Après l'estimation détaillée des équipements et leurs besoins, on obtient une demande en eau d'équipement public pour chaque zone pour l'horizon 2019. Afin d'estimer les besoins d'équipement projetés on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipement et les besoins domestiques de chaque zone, et à la base de ce rapport on estime les besoins projetés d'équipements pour l'horizon voulu, en appliquant la formule suivante :

$$\frac{Q_{equi\ 2019}}{Q_{dom\ 2019}} = \frac{Q_{equi\ 2049}}{Q_{dom\ 2049}} \quad (I.3)$$

Tableau (I.13) : Tableau récapitulatif des besoins équipements à différents horizons

Localité	Zone	Q _{moy j} équipement (m ³ /jour) 2019	Q _{moy j} équipement (m ³ /jour) 2049
Iboudraren	Tassaft + Ait Eurbah	95,84	124,32
	Tala N Tazart	36,5	47,35
	Ighil Bouamas	44,21	57,33
	Darna	26,89	34,87
	Ait Allaoua	10	12,96
	Bouadnane	74,38	96,46
	Ighil N Sedda	26,75	34,65
Ait Ali Ouharzoun	28,89	37,44	
Yatafene	Souk El Had (ACL)	44,09	57,13
	Ait Saada	122,45	158,80
	Ait Daoud	82,15	106,55
Total	-	592,16	767,87

I.3.3.4. Récapitulation de la consommation moyenne journalière à l'horizon 2049

La consommation moyenne journalière de chaque zone est la somme de tous les besoins (publics et domestiques). Les résultats de l'évaluation des besoins moyens journaliers à l'horizon 2049 sont donnés pour chaque localité dans le tableau (I.14).

Tableau (I.14): Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières des deux communes

Localité	Zone	Q _{moy j} domestique (m ³ /jour)	Q _{moy j} équipement (m ³ /jour)	Q _{moy j} total (m ³ /jour)
Iboudraren	Tassaft + Ait Eurbah	374,55	124,32	498,87
	Tala N Tazart	136,20	47,35	183,55
	Ighil Bouamas	112,05	57,33	169,38
	Darna	97,65	34,87	132,52
	Ait Allaoua	39,45	12,96	52,41
	Bouadnane	188,10	96,46	284,56
	Ighil N Sedda	99,30	34,65	133,95
	Ait Ali Ouharzoun	103,80	37,44	141,24
Yatafene	Souk El Had (ACL)	103,20	57,13	160,33
	Ait Saada	444,90	158,80	603,70
	Ait Daoud	292,80	106,55	399,35
Total	-	1992	767,87	2759,87

I.3.4. Majoration de la consommation moyenne journalière

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, les pertes d'eau sont situées à différents niveaux: la prise d'eau, la station de traitement (si elle existe), les stations de pompage, les réservoirs, les réseaux d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs,... etc. Le volume de ces pertes d'eau dépend de : l'âge, l'état du réseau, la compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau (rapidité de détection des fuites, efficacité d'exécution des travaux, moyens humains, équipement en matériels adéquats, organisation, etc.).

En général, pour un réseau moyennement entretenu, les pertes atteignent couramment jusqu'à 25 à 35 % de la consommation. Dans le projet actuel, on prend 25 % de la consommation moyenne journalière, alors:

$$Q_{moy.j.maj} = Q_{moy.j (consommé)} \times (1 + 0.25) \quad (I.4)$$

Tableau (I.15) : Récapitulatif de majoration de la consommation moyenne journalière

Localité	Zone	$Q_{moy.j} (m^3/jour)$	$Q_{moy.j.maj} (m^3/jour)$
Iboudraren	Tassaft + Ait Eurbah	498,87	623,59
	Tala N Tazart	183,55	229,43
	Ighil Bouamas	169,38	211,73
	Darna	132,52	165,65
	Ait Allaoua	52,41	65,51
	Bouadnane	284,56	355,69
	Ighil N Sedda	133,95	167,44
	Ait Ali Ouharzoun	141,24	176,55
Yatafene	Souk El Had (ACL)	160,33	200,42
	Ait Saada	603,70	754,63
	Ait Daoud	399,35	499,19
Total	-	2759,87	3449,84

I.3.5. Détermination des consommations maximales et minimales journalières

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation.

Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{max j}$ et $K_{min j}$.

I.3.5.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$)

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

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

Avec :

- ✓ $Q_{moy j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j)
- ✓ $K_{max j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max j} = (1,1 ; 1,3)$

On prend : $K_{max j} = 1,3$

I.3.5.2. Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$)

La consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année.

Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{min j} = K_{min j} \times Q_{moy j} \quad (I.6)$$

Avec :

- ✓ $K_{min j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum, $K_{min j}=(0,7-0,9)$
- ✓ $Q_{moy j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j)

On prend: $K_{min j} = 0,9$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau (I.16) ci-dessous.

Tableau (I.16) : Récapitulatif des consommations moyennes, minimales et maximales journalières

Localité	Zone	$Q_{moy.j.maj}$ ($m^3/jour$)	$Q_{max.j}$ ($m^3/jour$)	$Q_{min.j}$ ($m^3/jour$)
Iboudraren	Tassaft + Ait Eurbah	623,59	810,67	561,23
	Tala N Tazart	229,43	298,26	206,49
	Ighil Bouamas	211,73	275,25	190,56
	Darna	165,65	215,35	149,09
	Ait Allaoua	65,51	85,16	58,96
	Bouadnane	355,69	462,40	320,13
	Ighil N Sedda	167,44	217,68	150,69
	Ait Ali Ouharzoun	176,55	229,51	158,89
Yatafene	Souk El Had (ACL)	200,42	260,54	180,37
	Ait Saada	754,63	981,02	679,17
	Ait Daoud	499,19	648,94	449,27
Total	-	3449,84	4484,79	3104,85

I.3.6. Etude des variations des débits horaires

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Le débit horaire varie suivant les heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par le coefficient maximal horaire $K_{max h}$ et le coefficient minimal horaire $K_{min h}$, avec :

$$Q_{min h} = K_{min h} \times Q_{moy h} \quad (I.7)$$

$$Q_{max h} = K_{max h} \times Q_{moy h} \quad (I.8)$$

Avec :

- ✓ $K_{max h}$: Coefficient de variation horaire maximal.
- ✓ $K_{min h}$: Coefficient de variation horaire minimal.
- ✓ $Q_{max h}$: Débit maximal horaire.
- ✓ $Q_{min h}$: Débit minimal horaire.
- ✓ $Q_{moy h}$: Débit moyenne horaire.

I.3.6 .1. Coefficient de variation de la consommation horaire

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre ; toutefois la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe sur la consommation maximale journalière. Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximal journalier. Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaire ($k_{max h}$, $k_{min h}$), qui tiennent compte explicitement de l'aménagement des bâtiments, du niveau de développement d'équipement sanitaire, du régime du travail et d'autres conditions locales.

Donc :

$$k_{max h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (I.9)$$

$$k_{min h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad (I.10)$$

I.3.6.2. Consommation maximale horaire

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement (Tableau(I.18)). Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients, qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir:

- Un coefficient α_{max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient β_{max} étroitement lié à l'accroissement de la population (Tableau(I.17)).

On peut donc écrire : $k_{max h} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$

Tableau (I.17): Variation du coefficient β max en fonction du nombre d'habitants

Population	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{max}	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15	1,10

Pour la valeur de α_{max} on prend la valeur égale à 1.3.

Tableau (I.18) : Coefficient de la variation de la consommation horaire des deux communes

Localité	Zone	Nombre de population	β_{max}	$K_{max,h}$	$K_{max,h}$ normalisé
Iboudraren	Tassaft + Ait Eurbah	2497	1,6	2,08	2,00
	Tala N Tazart	908	2	2,6	2,50
	Ighil Bouamas	747	2	2,6	2,50
	Darna	651	2	2,6	2,50
	Ait Allaoua	263	2	2,6	2,50
	Bouadnane	1254	1,898	2,47	2,50
	Ighil N Sedda	662	2	2,6	2,50
	Ait Ali Ouharzoun	692	2	2,6	2,50
Yatafene	Souk El Had (ACL)	688	2	2,6	2,50
	Ait Saada	2966	1,569	2,04	2,00
	Ait Daoud	1952	1,71	2,22	2,00

I.3.6.3. Consommation moyenne horaire à l'horizon 2049

Les consommations moyennes et maximales horaires des différentes zones sont calculées respectivement par les formules (I.11) et (I.8) et représentées dans le tableau (I.10) :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{24} \quad (\text{I.11})$$

Tableau(I.19) : Estimation des débits max horaires à l'horizon 2049

Localité	Zone	$Q_{\text{max.j}}$ (m ³ /jour)	$Q_{\text{moy.h}}$ (m ³ /h)	$Q_{\text{max.h}}$ (m ³ /h)
Iboudraren	Tassaft + Ait Eurbah	810,67	33,78	70,26
	Tala N Tazart	298,26	12,43	32,31
	Ighil Bouamas	275,25	11,49	29,82
	Darna	215,35	8,97	23,33
	Ait Allaoua	85,16	3,55	9,23
	Bouadnane	462,40	19,27	47,54
	Ighil N Sedda	217,68	9,07	23,58
	Ait Ali Ouharzoun	229,51	9,56	24,86
Yatafene	Souk El Had (ACL)	260,54	10,86	28,23
	Ait Saada	981,02	40,88	83,37
	Ait Daoud	648,94	27,04	60,11
Total		4484,79	186,87	432,64

I.3.7. Ressources disponibles

Les deux communes sont alimentées par deux types de ressources.

Les captages des sources qui sont en nombre de huit (08) tous destinés à l'alimentation des communes de Yatafene et Iboudraren sauf l'ACL de Yatafane (Souk El had qui est alimentée par la station de traitement Souk El Djema).

ACL Souk El had est alimentée à partir d'une cuve d'une station de traitement qui se situe au voisinage de cette localité.

Le Tableau suivant résume la capacité de production des ouvrages dans les deux communes Iboudraren et Yatafene :

Tableau (I.20) : Production des captages des deux communes Iboudraren et Yatafene

Resource	Débit (m ³ /jour)
Zerroud	378
Ouelssous	741,12
Aman Melloulén	303,36
Toulmatine	17,376
Akham Ali	102
El Ainseur N Teslatine	151,92
Targa	30,72
Tamda	61,68
Station de traitement souk el djemaa	288
Total	2074,176

I.3.8. Confrontation de la ressource disponible et les besoins estimés

Après avoir estimé les besoins de toutes les agglomérations des deux communes et les ressources disponibles.

Nous avons pu cumuler les informations nécessaires pour faire une confrontation entre la demande en eau et la ressource disponible comme indiqué dans les tableaux suivant :

Tableau(I.21) : Demande et production en eau de la zone Souk El Had

Localité	Zone/ressource	Qmax.j (m ³ /jour)
Yatafene	Souk El Had (ACL)	260,54
Total Consommé (m³/jour)	-	260,54
Total Produit (m³/jour)	Station de traitement Souk El Djemaa	288
Déficit (m³/jour)	-	0

Tableau(I.22) : Demande et production en eau de la zone Ait Allaoua

Localité	Zone/ ressource	Qmax.j (m ³ /jour)
Iboudraren	Ait Allaoua	85,16
Total Consommé (m³/jour)	-	85,16
Total Produit (m³/jour)	Source : El Ainseur N Teslatine	151,92
Déficit (m³/jour)	-	0

Tableau(I.23) : Demande et production en eau de la zone : Tassaft + Ait Eurbah, Tala N Tazart, Ighil Bouamas, Darna, Bouadnane, Ighil N Sedda, Ait Ali Ouharzoun, Ait Saada et Ait Daou

Localité	Zone	Qmax.j (m ³ /jour)
Iboudraren	Tassaft + Ait Eurbah	810,67
	Tala N Tazart	298,26
	Ighil Bouamas	275,25
	Darna	215,35
	Bouadnane	462,40
	Ighil N Sedda	217,68
	Ait Ali Ouharzoun	229,51
Yatafene	Ait Saada	981,02
	Ait Daoud	648,94
Total Consommé (m³/jour)	-	4139,09
Total Produit (m³/jour)	-	1634,26
Déficit (m³/jour)	-	2504,83

I.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons représenté les deux communes concernées par l'étude, nous avons défini les données nécessaires concernant la zone d'étude du point climatologique, démographique,...etc. la confrontation de la ressource disponible et les besoins estimé montre clairement que les communes d'Iboudraren et Yatafene présente un déficit en eau potable, ce qui nécessite la mobilisation de nouvelles ressources pour assurer les besoins en eau en situation future. Ces ressources devront combler le déficit estimé à long terme, soit 29l/s à l'horizon 2049.

CHAPITRE II

Les réservoirs

II.1. Introduction

Dans ce présent chapitre, nous allons traiter l'une des importantes infrastructures dans une agglomération, en l'occurrence le réservoir, qui est un ouvrage très important d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage aménagé pour contenir l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

II.2. Utilités des réservoirs

Ils assurent plusieurs fonctions à savoir [6]:

Fonction techniques :

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres) ;
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...);
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Régularité des pressions dans le réseau ;
- Réserve incendie garantie. Une partie du volume est réservée à la lutte contre l'incendie.

Fonctions économiques :

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production.
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie.

II.3. Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes [6]:

- Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent.
- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable (Figure(II.1)).
- La topographie intervient et à une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie.
- Il doit être construit sur des terrains sables et solides.

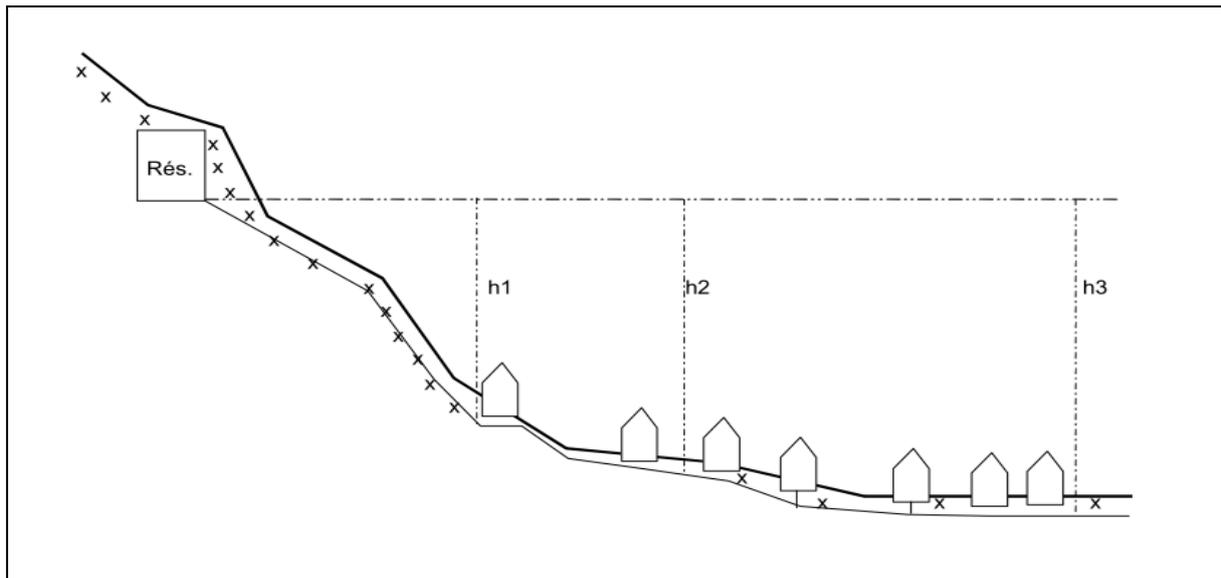


Figure (II.1) : Emplacement d'un réservoir

II.4. Classification des réservoirs

Ils peuvent être classés selon [3]:

II.4.1. Leur position par rapport au sol :

- Les réservoirs enterrés;
- Les réservoirs semi enterrés;
- Les réservoirs sur le sol: Ce genre de réservoirs alimente gravitairement le réseau de distribution ;
- Les réservoirs surélevés: La cuve du réservoir étant disposée sur une tour ;
- Réservoir avec station de surpression associée : L'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression ;
- Réservoir sous pression : Ou un dispositif de compresseur d'air maintient au dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique ;

II.4.2. Leur forme :

- Les réservoirs séculaires;
- Les réservoirs carrés, rectangulaires;
- Les réservoirs quelconques.

II.4.3. Matériaux de construction :

Ils peuvent être :

- Métalliques ;
- En maçonnerie ;
- En béton armé ;
- Ou béton précontrainte.

II.4.4. Selon l'usage :

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

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

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

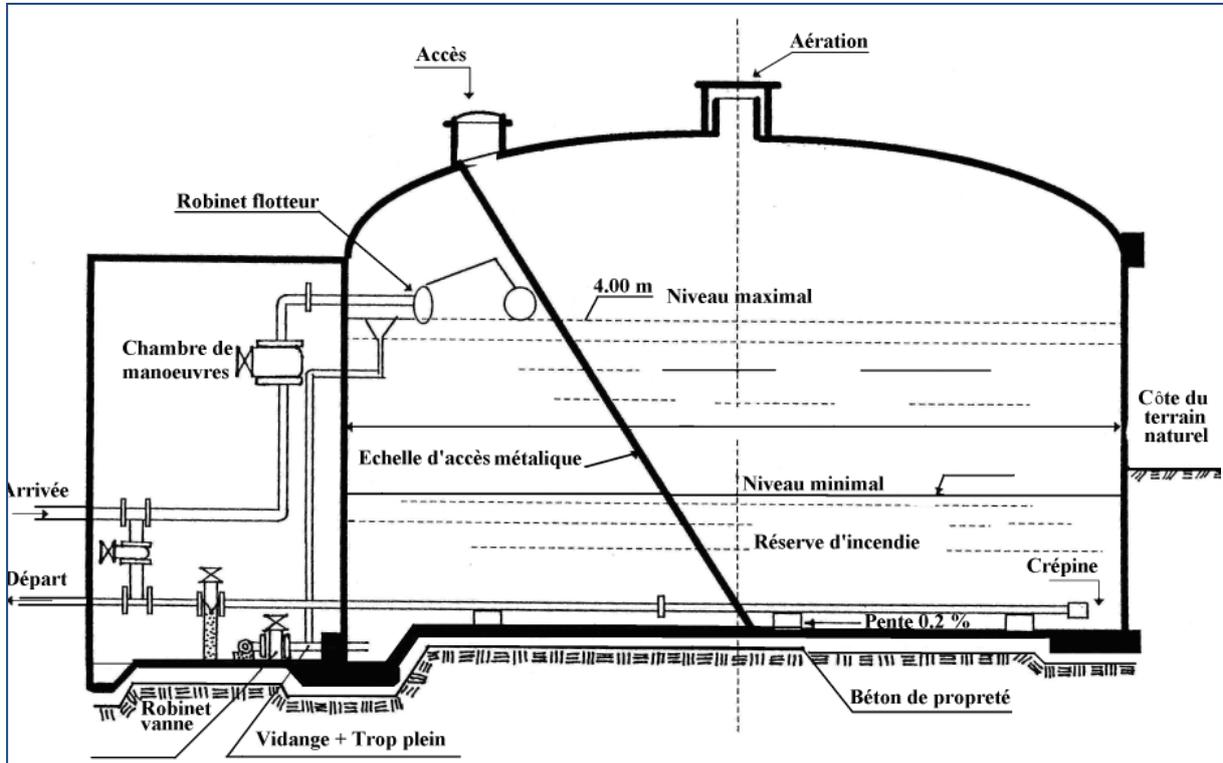


Figure (II.2) : Réservoir semi enterré cylindrique

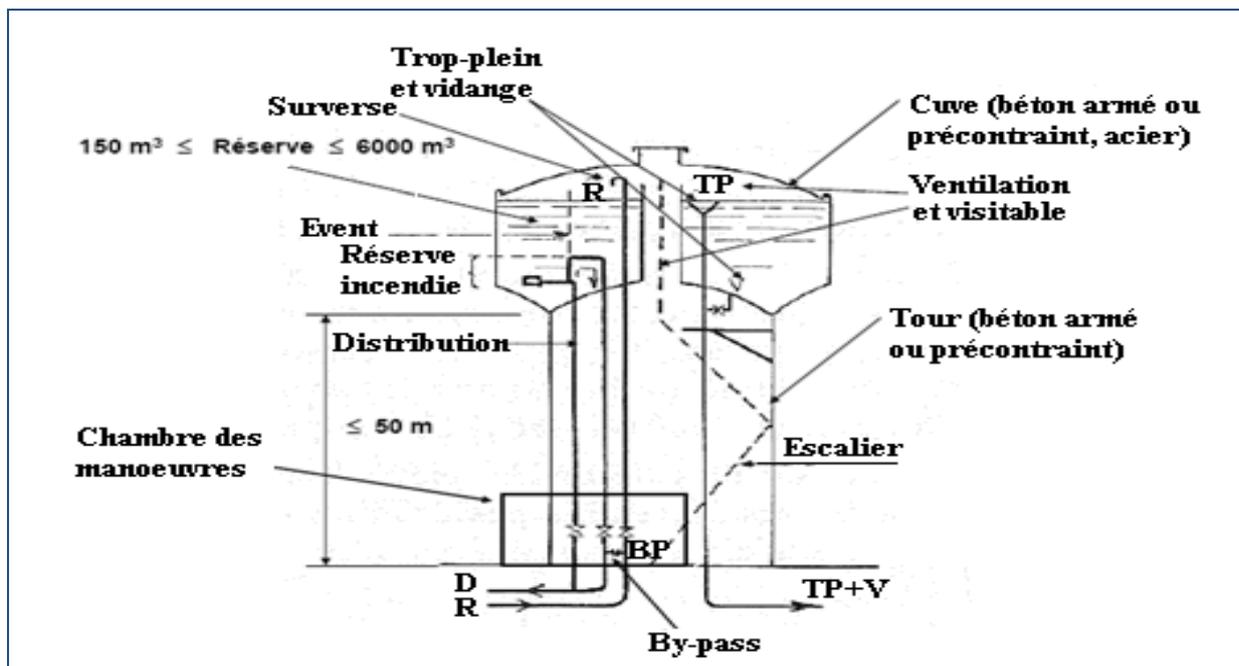


Figure (II.3) : Réservoir surélevé

II.5. Choix du type du réservoir

Vu la topographie des lieux, le relief de la région étant accidenté et l'emplacement disponible et les avantages qu'offrent les réservoirs circulaires, semi enterrés ; à savoir [6] :

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Ethnocentrie lus facile à réaliser.
- Conservation de l'eau se fait à une faible variable de température.
- L'étanchéité est assurée.

L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico-économiques.

II.6. Fontaineries et équipements du réservoir

Un réservoir doit être équipé par [4]:

- Conduite d'arrivée ou d'alimentation (d'adduction) ;
- Conduite de départ ou de distribution ;
- Conduite de vidange ;
- Conduite de trop plein ;
- Conduite de by-passe ;
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur. Toutes les conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

II.6.1. Conduite d'adduction

La conduite d'adduction à son débouchée dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal [5] :

- Obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire
- Un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'adduction s'effectue par surverse, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée.

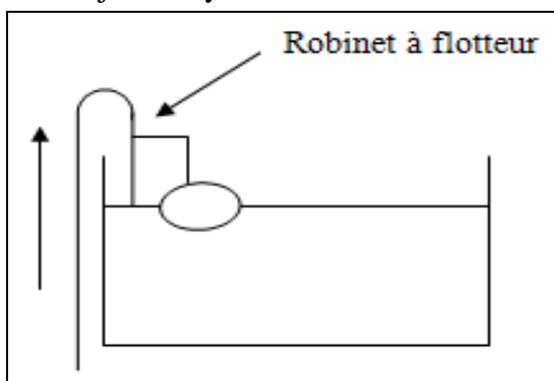


Figure (III.4) : Adduction avec chute libre

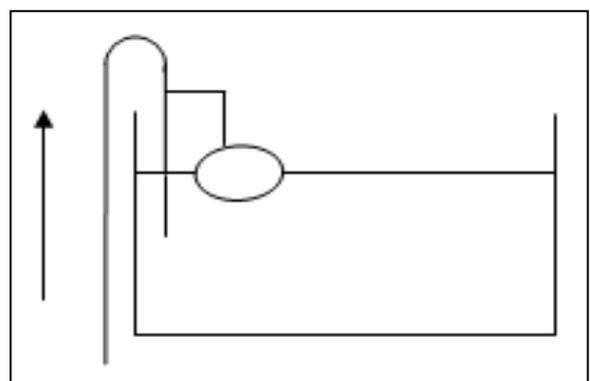


Figure II.5 : Adduction noyée

II.6.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite s'effectue à 0,15 ou 0,20m du radier, afin d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve, il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0,5 m au dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée, un robinet vanne sera ménagé sur le départ de la conduite[4].

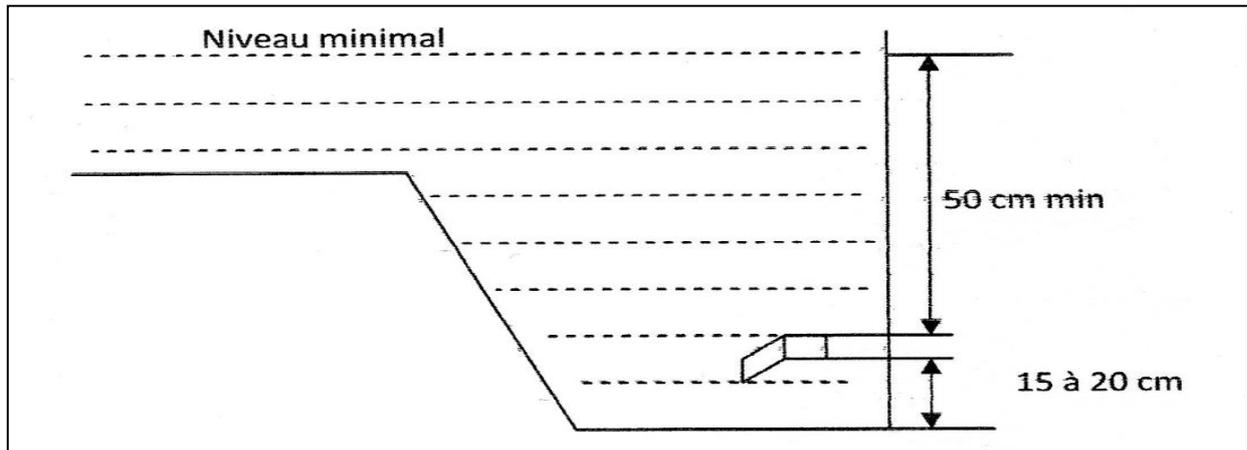


Figure II.6 : Conduite de distribution

II.6.3. La conduite de trop plein

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, la canalisation de trop plein débouchera à un exutoire voisin. Afin d'éviter la pollution ou une introduction d'animaux qui pourrait pénétrer dans le réservoir, on réalise un joint hydraulique constitué d'un siphon avec une garde d'eau suffisante (Figure(II.7)).

II.6.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange comporte un robinet vanne. Elle est nécessaire pour le nettoyage et l'inspection ainsi que les éventuelles réparations. Elle est placée en bas du réservoir et reliée généralement à la conduite de trop-plein [6] (Figure(II.7)).

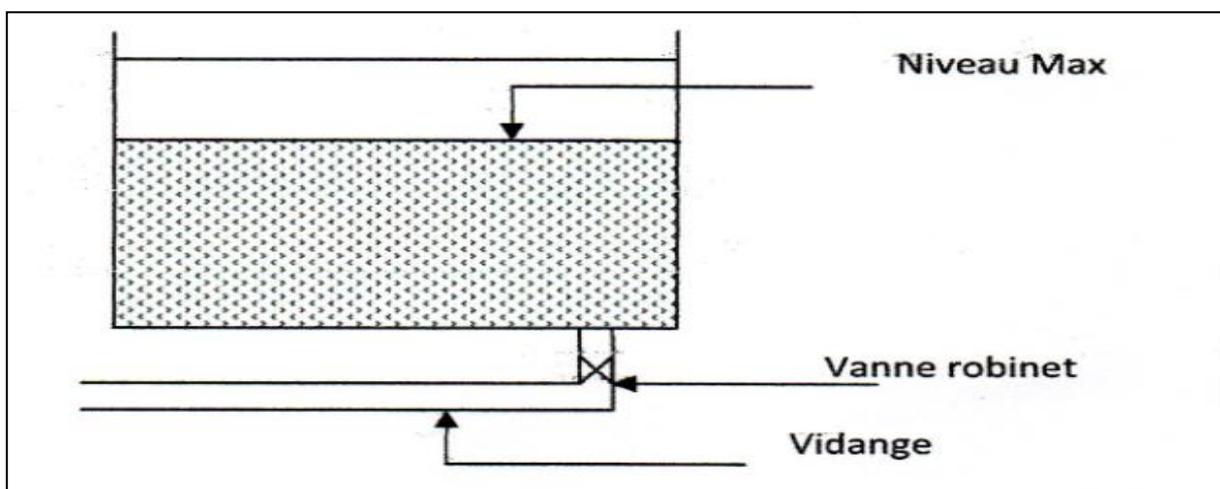


Figure (II.7) : Conduite de trop plein et de vidange

II.6.5. Conduite de by-passe

Le by-passe est un dispositif reliant la conduite d'amenée d'eau à la conduite de départ, on l'utilise lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange ou la réparation du réservoir.

- En temps normal : 1 et 3 sont ouvertes et 2 est fermée.
- En by-passe : On ferme 1 et 3 et on ouvre 2.

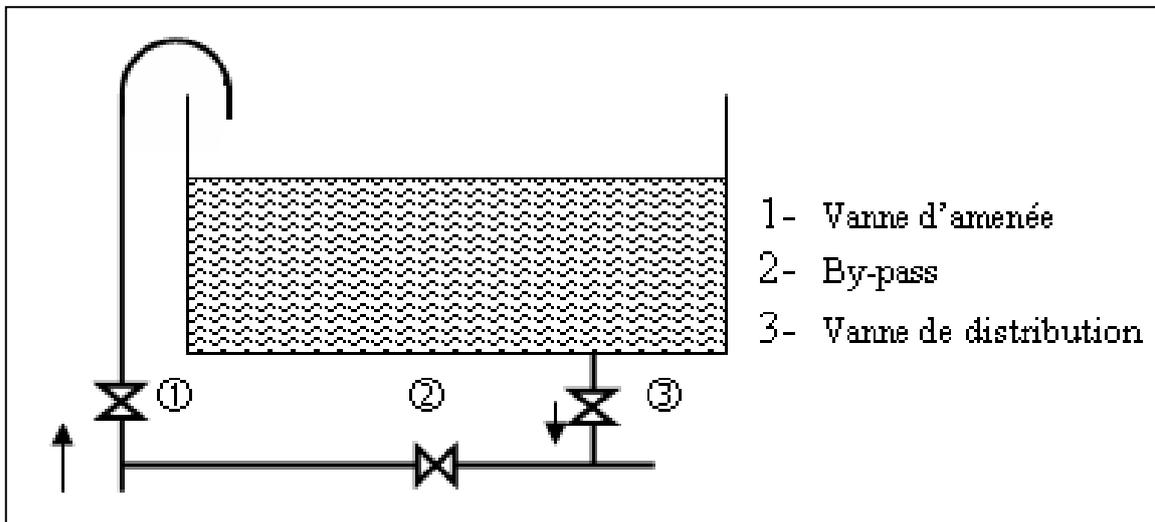


Figure (II.8): By-pass d'un reservoir

II.6.6. Ligne pilote

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute d'un réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau supérieur.

II.6.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, à cet effet on utilise deux solutions, en l'occurrence.

- **Le système à deux prises**

Il consiste à distribuer l'eau en régime normal à partir d'une prise située au-dessus du volume réservé et commandée par la vanne 2. La prise située au voisinage du fond est condamnée par la vanne 1 (vanne d'incendie), qui peut avantageusement être télécommandée en cas de sinistre.

L'inconvénient de cette solution est que, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, il subsiste entre les prises 1 et 2 une zone mal renouvelée, ou risque de développement de micro-organismes qui peuvent contaminer toute l'eau du réservoir et risquant de surcroît de lui donner un goût désagréable.

- En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouverte.
- En cas d'incendie, 1 est ouverte.

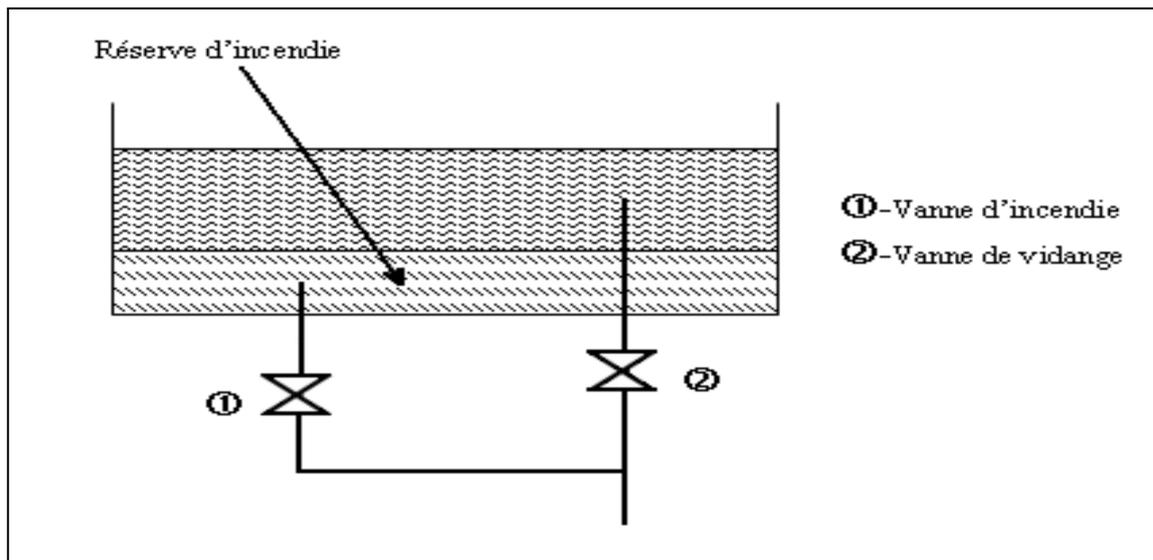


Figure (II.9) : Système à deux prises

- **Le système à siphon**

Le système à siphon consiste à prélever, dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir mais on la faisant transiter au service normal par un siphon situé à la coté supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui la désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre, la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuite le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie, cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir.

- En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée.
- En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée.

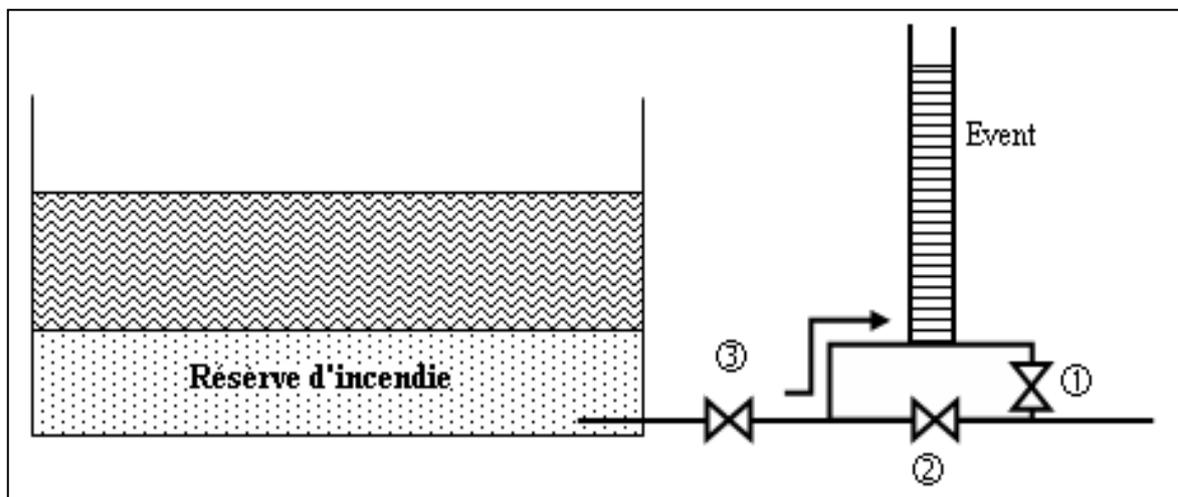


Figure (II.10) : Système à siphon

II.7. Entretien des réservoirs

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures, ainsi que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier doit être apporté au nettoyage des cuves étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve.
- Elimination des dépôts sur les parois
- Examen et répartitions éventuelles de celles
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.
- Remise en service.

II.8. Hygiène et sécurité

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, il faut que les réservoirs soient :

- Couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers.
- Eclairés par des ouvertures munies
- Etanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau.

II.9. Capacité du réservoir

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité de stockage suffisante. Elle est définie comme étant la capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée de la réserve d'incendie. Elle doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, du régime d'approvisionnement et de distribution, le calcul de la capacité se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

II.9.1. La méthode analytique

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

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

Avec :

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

I.9.1.1. Détermination de la valeur de P

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

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

- la répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures (voir annexe1)
- on répartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée.
- la différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.
- on détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (P_{\max}) sera le pourcentage du volume de stockage.

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

Avec :

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

II.9.1.2. Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est prise égale à 120 m³ (Volume nécessaire pour éteindre un incendie de 2 heures à raison de 60 m³/h).

$$V_t = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

- V_t : volume total du réservoir.
- V_{\max} : volume maximal de stockage.
- V_{inc} volume d'incendie (120m³).

II.9.2. Méthode graphique

Cette méthode consiste à rapporter sur un graphique les résultats de la variation de la consommation, en portant sur l'axe des abscisses les heures, et sur l'axe des ordonnées le résidu cumulé. Le calcul de la capacité pratique du réservoir se repose sur la répartition des débits de distribution qui diffère d'une agglomération à une autre. En pratique au cours de la journée, plusieurs problèmes peuvent surgir sur la chaîne de refoulement, comme un accident sur la conduite d'adduction, au niveau du forage ou une eau suspecte, alors le réservoir doit être en mesure de répondre à la demande de l'agglomération pendant ces temps de pannes, donc il y a lieu de prévoir un volume supplémentaire.

II.10. Dimensionnement des stations de reprises

Les stations de reprises jouent le rôle de transit, leur dimensionnement sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge. On optera pour des stations de reprises circulaires, le temps de stockage sera d'un quart d'heure (1/4 heure).

$$V_{sr} = Q_{\max j} \times T_c \quad (\text{II.5})$$

D'où :

- V_{sr} : Volume de la station de reprise (m³) ;
- $Q_{\max j}$: Débit entrant dans la station (m³/h) ;
- T_c : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge.

II.11. Dimensionnement de la capacité de stockage

II.11.1. Dimensionnement du répartiteur Darna (R1)

Ce réservoir répartiteur assure l'alimentation des réservoirs des villages Ait Daoud, Ait saada, ighil boumas et le réservoir répartiteur de Bouadnane qui assure a son tours l'alimentation de réservoir de Ighil N Sedda et la distribution vers les localités Ait Ali Ouharzoun et Tassafat+Ait Eurbah.

Avec un débit de $Q_{max j} = 3928 \text{ m}^3/\text{j}$ distribué pour toutes les localités concernées.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau (II.1) : Variation de la consommation journalière du réservoir répartiteur Darna (R1)

Heure	Apport1	Apport2	Sortie 1	Sortie 2	Sortie 3	Sortie 4	Déficit	Surplus	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	1,508	3,189	0,972	0,683	1,04	1,62		0,369	0,369
1-2	1,508	3,189	0,972	0,683	1,04	1,62		0,369	0,739
2-3	1,508	3,189	0,972	0,683	1,04	1,62		0,369	1,108
3-4	1,508	3,189	0,972	0,683	1,04	1,62		0,369	1,478
4-5	1,508	3,189	0,972	0,683	1,04	1,62		0,369	1,847
5-6	1,508	3,189	0,972	0,683	1,04	1,62		0,369	2,217
6-7	1,508	3,189	0,972	0,683	1,04	1,62		0,369	2,586
7-8	1,508	3,189	0,972	0,683	1,04	1,62		0,369	2,955
8-9	1,508	3,189	0,972	0,683	1,04	1,62		0,369	3,324
9-10	1,508	3,189	0,972	0,683	1,04	1,62		0,369	3,694
10-11	1,508	3,189	0,972	0,683	1,04	1,62		0,369	4,063
11-12	1,509	3,189	0,972	0,683	1,04	1,62		0,369	4,433
12-13	1,509	3,189	0,972	0,683	1,04	1,62		0,369	4,803
13-14	1,509	3,189	0,972	0,683	1,04	1,62		0,369	5,172
14-15	1,509	3,189	0,972	0,683	1,04	1,62		0,369	5,542
15-16	1,509	3,189	0,972	0,683	1,04	1,62		0,369	5,911
16-17	1,509	3,189	0,973	0,683	1,04	1,62		0,369	6,280
17-18	1,509	3,189	0,973	0,683	1,04	1,63		0,369	6,649
18-19	1,509	0	0	0,683	1,04	1,63	-1,847		4,802
19-20	1,509	0	0	0,683	1,04	1,63	-1,847		2,955
20-21	1,509	0	0	0,683	1,04	1,63	-1,847		1,108
21-22	1,509	0	0	0,683	1,04	1,63	-1,847		-0,738
22-23	1,509	3,189	0,973	0,683	1,04	1,63		0,369	-0,369
23-24	1,509	3,189	0,973	0,683	1,04	1,63		0,369	0
Total	36,212	63,788	19,456	16,520	24,975	39,047			

A partir des résultats du tableau (II.1), $P_{max} = 7,388\%$

- Le volume maximal de stockage du réservoir V_{\max}

$$V_{\max} = (P_{\max} \times Q_{\max j})/100$$

$$V_{\max} = 290,28m^3$$

La commune dispose déjà d'un réservoir répartiteur de capacité de 300 m³, Alors la capacité de ce réservoir est suffisante pour répondre au besoin de cette zone pour l'horizon 2049.

II.11.2. Dimensionnement du répartiteur Targa (R2)

Ce réservoir répartiteur assure l'alimentation des réservoirs des villages Bouadnane, Tala n Tazart et Darna avec un débit $Q_{\max j} = 764,238 \text{ m}^3/\text{j}$.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau (II.2) : Variation de la consommation journalière du réservoir répartiteur Targa (R2)

Heure	Apport	Sortie 1	Sortie 2	Sortie 3	Déficit	Surplus	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	5	2,090	1,070	1,006		0,833	0,833
1-2	5	2,090	1,070	1,006		0,833	1,667
2-3	5	2,090	1,070	1,006		0,833	2,5
3-4	5	2,090	1,070	1,006		0,833	3,333
4-5	5	2,090	1,070	1,006		0,833	4,167
5-6	5	2,090	1,070	1,006		0,833	5
6-7	5	2,090	1,070	1,006		0,833	5,833
7-8	5	2,090	1,070	1,006		0,833	6,667
8-9	5	2,090	1,070	1,006		0,833	7,5
9-10	5	2,090	1,070	1,006		0,833	8,333
10-11	5	2,090	1,070	1,006		0,833	9,167
11-12	5	2,090	1,070	1,006		0,833	10
12-13	5	2,090	1,070	1,006		0,833	10,833
13-14	5	2,090	1,070	1,006		0,833	11,667
14-15	5	2,090	1,070	1,006		0,833	12,5
15-16	5	2,090	1,070	1,006		0,833	13,333
16-17	5	2,090	1,070	1,006		0,833	14,167
17-18	5	2,090	1,070	1,006		0,833	15
18-19	0	2,090	1,070	1,006	-4,166		10,833
19-20	0	2,090	1,070	1,007	-4,166		6,667
20-21	0	2,090	1,070	1,007	-4,166		2,5
21-22	0	2,091	1,071	1,007	-4,166		-1,667
22-23	5	2,091	1,071	1,007		0,833	-0,833
23-24	5	2,091	1,071	1,007		0,833	0
Total	36,212	50,161	25,681	24,158			

A partir des résultats du tableau (II.2), $P_{\max} = 15,834\%$

- Le volume maximal de stockage du réservoir V_{\max}

$$V_{\max} = (P_{\max} \times Q_{\max j})/100$$

$$V_{\max} = 121m^3$$

On propose de construire un nouveau réservoir de capacité 150 m^3 .

- Le diamètre du réservoir

La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5 m. On va opter pour $H = 4 \text{ m}$.

$$D_r = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} \quad \text{Avec : } V = 150 \text{ m}^3$$

donc : $D_r = 6,90 \text{ m}$

II.11. 3. Dimensionnement du réservoir Ait Saada (R3)

Ce réservoir assure la distribution de village Ait Saada, le nombre d'habitants qui s'y trouve est de 2966 habitants donc :

$$\alpha_{max} = 1,3 \quad \beta_{max} = 1,569$$

Alors : $K_{max} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 1,3 \times 1,569 = 2,04$

Avec un débit de $Q_{max} = 981,02 \text{ m}^3/\text{j}$ distribué pour le village

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau (II.3) : Variation de la consommation journalière du réservoir Ait Saada (R3)

Heure	Apport (%)	Sortie (%)	Déficit (%)	Surplus (%)	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		3,16	9,98
3-4	4,16	1		3,16	13,14
4-5	4,16	3		1,16	14,3
5-6	4,16	5,5	-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	-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	-1,83		-0,7
14-15	4,17	5	-0,83		-1,53
15-16	4,17	5	-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	-1,83		-2,85
19-20	4,17	6	-1,83		-4,68
20-21	4,17	6	-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			

A partir des résultats du tableau (II.3), $P_{\max}=20,81\%$

$$V_{\max} = 204,16 \text{ m}^3$$

$$V_t = 324,16 \text{ m}^3$$

La commune dispose déjà de deux réservoirs de capacité de 200 m^3 et 150 m^3 . Alors la capacité de ces réservoirs est suffisante pour répondre au besoin de cette zone pour l'horizon 2049.

II.11.4. Dimensionnement du réservoir Ait Daoud (R4)

Ce réservoir assure la distribution de village Ait Daoud. Le nombre d'habitant qui s'y trouve est de 1952 habitants donc :

$$\alpha_{\max} = 1,3$$

$$\beta_{\max} = 1,71$$

$$K_{\max} = 2,223$$

Avec un débit de $Q_{\max j} = 648,94 \text{ m}^3/\text{j}$ distribué pour le village Ait Daoud.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau (II.4) : Variation de la consommation journalière du réservoir Ait Daoud (R4)

Heure	Apport	Sortie	Déficit	Surplus	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		3,16	9,98
3-4	4,16	1		3,16	13,14
4-5	4,16	3		1,16	14,3
5-6	4,16	5,5	-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	-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	-1,83		-0,7
14-15	4,17	5	-0,83		-1,53
15-16	4,17	5	-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	-1,83		-2,85
19-20	4,17	6	-1,83		-4,68
20-21	4,17	6	-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			

A partir des résultats du tableau (II.4), $P_{\max}=20,81\%$

$$V_{\max} = 135,04 \text{ m}^3$$

$$V_t = 255,04 \text{ m}^3$$

La commune dispose déjà d'un réservoir de capacité de 150 m^3 , alors on propose de construire un autre réservoir de capacité 120 m^3 jumelé avec celui existant.

- Le diamètre du réservoir

Comme le village à alimenter est considéré de moyenne importance. La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5 m. On va opter pour $H = 4 \text{ m}$.

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} \quad \text{Avec : } V = 120 \text{ m}^3$$

$$D'ou : D_r = 6,19 \text{ m}$$

- La hauteur d'incendie du réservoir à construire

On considère qu'on a un seule réservoir de 270 m^3 :

$$H_{\text{incendie}} = \sqrt{\frac{4 \times V_{\text{incendie}}}{\pi \times (D_{270})^2}}$$

Avec :

$$D_{270} = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times H}} \quad D'ou: D_{270} = 9,27 \text{ m}.$$

Donc :

$$H_{\text{incendie}} = 1,78 \text{ m}$$

- Hauteur d'eau disponible

$$H_d = H - H_{\text{inc}} = 2,2 \text{ m}$$

II.11.5. Dimensionnement du réservoir Ighil Bouamas (R5)

Ce réservoir assure la distribution de village Ighil Bouamas, le nombre d'habitant qui s'y trouve est de 747 habitants donc :

$$\alpha_{\max} = 1,3 \quad \beta_{\max} = 2 \quad K_{\max} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{\max j} = 275,25 \text{ m}^3/\text{j}$ distribué pour le village Ighil Bouamas.

Les résultats obtenus sont donné dans le tableau qui suit :

Tableau (II.5) : Variation de la consommation journalière du réservoir Ighil Bouamas(R5)

Heure	Apport	Sortie	Déficit	Surplus	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	4,16	0,6		3,56	3,56
1-2	4,16	0,6		3,56	7,12
2-3	4,16	1,2		2,96	10,08
3-4	4,16	2		2,16	12,24
4-5	4,16	3,5		0,66	12,9
5-6	4,16	3,5		0,66	13,56
6-7	4,16	4,5	-0,34		13,22
7-8	4,16	10,2	-6,04		7,18
8-9	4,17	8,8	-4,63		2,55
9-10	4,17	6,5	-2,33		0,22
10-11	4,17	4,1		0,07	0,29
11-12	4,17	4,1		0,07	0,36
12-13	4,17	3,5		0,67	1,03
13-14	4,17	3,5		0,67	1,7
14-15	4,17	4,7	-0,53		1,17
15-16	4,17	6,2	-2,03		-0,86
16-17	4,17	10,4	-6,23		-7,09
17-18	4,17	9,4	-5,23		-12,32
18-19	4,17	7,3	-3,13		-15,45
19-20	4,17	1,6		2,57	-12,88
20-21	4,17	1,6		2,57	-10,31
21-22	4,17	1		3,17	-7,14
22-23	4,17	0,6		3,57	-3,57
23-24	4,17	0,6		3,57	0
Total	100	100			

A partir des résultats du tableau (II.5), $P_{\max}=29,01\%$

$$V_{\max} = 79,86 \text{ m}^3$$

$$V_t = 199,86 \text{ m}^3$$

La commune dispose déjà d'un réservoir de capacité de 150 m^3 , alors on propose de construire un autre réservoir de capacité 50 m^3 jumelé avec celui existant.

Le dimensionnement du réservoir à construire :

- $H = 4 \text{ m}$.
- $D_r = 4 \text{ m}$
- $H_{\text{incendie}} = 2,39 \text{ m}$
- $H_d = H - H_{\text{inc}} = 1,61 \text{ m}$

II.11.6. Dimensionnement du répartiteur Bouadnane (R6)

Ce réservoir assure la distribution des villages Tassaft + Ait Eurbah, Ait Ali Ouharzoun et l'alimentation du réservoir de village Ighil N Sedda.

Avec un débit de $Q_{max j} = 1257,85 \text{ m}^3/\text{j}$ distribué pour toutes les localités concernées.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau (II. 6) : Variation de la consommation journalière répartiteur Bouadnane (R6)

Heure	Apport	Sortie 1	Sortie2	Sortie3	Déficit	Surplus	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	4,16	0,720	0,109	0,483		2,846	2,846
1-2	4,16	0,720	0,109	0,483		2,846	5,692
2-3	4,16	0,720	0,219	0,645		2,575	8,268
3-4	4,16	0,720	0,365	0,645		2,429	10,698
4-5	4,16	0,720	0,639	1,934		0,866	11,564
5-6	4,16	0,720	0,639	3,545	-0,744		10,821
6-7	4,16	0,720	0,821	3,545	-0,927		9,894
7-8	4,16	0,720	1,862	3,545	-1,967		7,927
8-9	4,17	0,720	1,606	2,258	-0,413		7,514
9-10	4,17	0,720	1,186	2,258	0,007		7,521
10-11	4,17	0,720	0,748	3,867	-1,166		6,355
11-12	4,17	0,720	0,748	5,478	-2,777		3,578
12-13	4,17	0,720	0,639	5,478	-2,668		0,909
13-14	4,17	0,720	0,639	3,867	-1,057		-0,147
14-15	4,17	0,720	0,858	3,223	-0,631		-0,778
15-16	4,17	0,720	1,131	3,223	-0,905		-1,683
16-17	4,17	0,720	1,898	2,258	-0,705		-2,387
17-18	4,17	0,720	1,716	2,258	-0,522		-2,909
18-19	4,17	0,720	1,332	3,867	-1,750		-4,659
19-20	4,17	0,721	0,292	3,867	-0,709		-5,369
20-21	4,17	0,721	0,292	3,867	-0,709		-6,079
21-22	4,17	0,721	0,183	1,934	1,333	1,333	-4,746
22-23	4,17	0,721	0,109	1,289	2,050	2,051	-2,695
23-24	4,17	0,721	0,109	0,645	2,695	2,695	0
Total	100	17,3	18,25	64,45			

A partir des résultats du tableau (II.6), $P_{max}=16,93\%$

$$V_{max} = 212,95 \text{ m}^3$$

$$V_t = 332,95 \text{ m}^3$$

La commune dispose déjà d'un réservoir de capacité de 300 m^3 , alors on propose de construire un autre réservoir de capacité 50 m^3 jumelé avec celui existant.

Le dimensionnement du réservoir à construire :

- $H = 4 \text{ m}$.
- $D_r = 4 \text{ m}$
- $H_{\text{incendie}} = 1,99 \text{ m}$
- $H_d = H - H_{\text{inc}} = 2,01 \text{ m}$

II.11.7. Dimensionnement du réservoir Ighil N Sedda(R7)

Ce réservoir assure la distribution de village Ighil N Sedda, le nombre d'habitant qui s'y trouve est de 662 habitants donc : $\alpha_{\text{max}} = 1,3$ $\beta_{\text{max}} = 2$ $K_{\text{max}} = 2,6$

Avec un débit de $Q_{\text{max } j} = 217,68 \text{ m}^3/\text{j}$ distribué pour le Ighil N Sedda.

Les résultats obtenus sont donné dans le tableau qui suit :

Tableau (II.7) : Variation de la consommation journalière du réservoir Ighil N Sedda (R7)

Heure	Apport	Sortie	Déficit	Surplus	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	4,16	0,6		3,56	3,56
1-2	4,16	0,6		3,56	7,12
2-3	4,16	1,2		2,96	10,08
3-4	4,16	2		2,16	12,24
4-5	4,16	3,5		0,66	12,9
5-6	4,16	3,5		0,66	13,56
6-7	4,16	4,5	-0,34		13,22
7-8	4,16	10,2	-6,04		7,18
8-9	4,17	8,8	-4,63		2,55
9-10	4,17	6,5	-2,33		0,22
10-11	4,17	4,1		0,07	0,29
11-12	4,17	4,1		0,07	0,36
12-13	4,17	3,5		0,67	1,03
13-14	4,17	3,5		0,67	1,7
14-15	4,17	4,7	-0,53		1,17
15-16	4,17	6,2	-2,03		-0,86
16-17	4,17	10,4	-6,23		-7,09
17-18	4,17	9,4	-5,23		-12,32
18-19	4,17	7,3	-3,13		-15,45
19-20	4,17	1,6		2,57	-12,88
20-21	4,17	1,6		2,57	-10,31
21-22	4,17	1		3,17	-7,14
22-23	4,17	0,6		3,57	-3,57
23-24	4,17	0,6		3,57	0
Total	100	100			

A partir des résultats du tableau (II.7), $P_{\text{max}}=29,01\%$

$$V_{\text{max}} = 63,15 \text{ m}^3$$

$$V_t = 183,15 \text{ m}$$

La commune dispose déjà d'un réservoir de capacité de 100 m^3 , alors on propose de construire un autre réservoir de capacité 100 m^3 jumelé avec celui existant.

Le dimensionnement du réservoir à construire :

- $H = 4 \text{ m}$.
- $D_r = 5,64 \text{ m}$
- $H_{incendie} = 1,59 \text{ m}$
- $H_d = H - H_{inc} = 2,45 \text{ m}$

II.11.8. Dimensionnement du réservoir Darna (R8)

Ce réservoir assure la distribution de village Darna, le nombre d'habitant qui s'y trouve est de 651 habitants donc : $\alpha_{max} = 1.3$ $\beta_{max} = 2$ $K_{max} = 2,6$

Avec un débit de $Q_{max j} = 215,35 \text{ m}^3/\text{j}$ distribué pour le village de Darna

Les résultats obtenus sont donné dans le tableau qui suit :

Tableau (II.8) : Variation de la consommation journalière du réservoir Darna (R8)

Heure	Apport	Sortie	Déficit	Surplus	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	4,16	0,6		3,56	3,56
1-2	4,16	0,6		3,56	7,12
2-3	4,16	1,2		2,96	10,08
3-4	4,16	2		2,16	12,24
4-5	4,16	3,5		0,66	12,9
5-6	4,16	3,5		0,66	13,56
6-7	4,16	4,5	-0,34		13,22
7-8	4,16	10,2	-6,04		7,18
8-9	4,17	8,8	-4,63		2,55
9-10	4,17	6,5	-2,33		0,22
10-11	4,17	4,1		0,07	0,29
11-12	4,17	4,1		0,07	0,36
12-13	4,17	3,5		0,67	1,03
13-14	4,17	3,5		0,67	1,7
14-15	4,17	4,7	-0,53		1,17
15-16	4,17	6,2	-2,03		-0,86
16-17	4,17	10,4	-6,23		-7,09
17-18	4,17	9,4	-5,23		-12,32
18-19	4,17	7,3	-3,13		-15,45
19-20	4,17	1,6		2,57	-12,88
20-21	4,17	1,6		2,57	-10,31
21-22	4,17	1		3,17	-7,14
22-23	4,17	0,6		3,57	-3,57
23-24	4,17	0,6		3,57	0
Total	100	100			

A partir des résultats du tableau (II.8), $P_{max}=29,01\%$

$$V_{max} = 62,48m^3$$

$$V_t = 182,48 m^3$$

La commune dispose déjà d'un réservoir de capacité de 300 m³, Alors la capacité de ce réservoir est suffisante pour répondre au besoin de cette zone pour l'horizon 2049.

II.11.9. Dimensionnement du réservoir Bouadnane (R9)

Ce réservoir assure la distribution de village Bouadnane, le nombre d'habitant qui s'y trouve est de 1254 habitants donc :

$$\alpha_{max} = 1.3$$

$$\beta_{max} = 1,898$$

$$K_{max} = 2,467$$

Avec un débit de $Q_{max j} = 462,40 m^3/j$ distribué pour le village Bouadnane.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau (II.9) : Variation de la consommation journalière du réservoir Bouadnane (R9)

Heure	Apport 1	Apport 2	Sortie	Déficit	Surplus	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	0,712	3,454	0,6		3,56	3,56
1-2	0,7123	3,454	0,6		3,56	7,13
2-3	0,7123	3,454	1,2		2,96	10,10
3-4	0,7123	3,454	2		2,16	12,27
4-5	0,7123	3,454	3,5		0,66	12,93
5-6	0,7123	3,454	3,5		0,66	13,58
6-7	0,7123	3,454	4,5	-0,34		13,26
7-8	0,7123	3,454	10,2	-6,04		7,23
8-9	0,7123	3,454	8,8	-4,63		2,60
9-10	0,7123	3,454	6,5	-2,33		0,26
10-11	0,7123	3,454	4,1		0,07	0,33
11-12	0,7123	3,454	4,1		0,07	0,4
12-13	0,7123	3,454	3,5		0,67	1,07
13-14	0,7123	3,454	3,5		0,67	1,73
14-15	0,7123	3,454	4,7	-0,53		1,2
15-16	0,7123	3,454	6,2	-2,03		-0,83
16-17	0,7123	3,454	10,4	-6,23		-7,07
17-18	0,7123	3,454	9,4	-5,23		-12,30
18-19	0,7123	3,454	7,3	-3,13		-15,43
19-20	0,7123	3,454	1,6		2,57	-12,87
20-21	0,7123	3,454	1,6		2,57	-10,30
21-22	0,7123	3,454	1		3,17	-7,13
22-23	0,7123	3,454	0,6		3,57	-3,57
23-24	0,7123	3,454	0,6		3,57	0
Total	17,09	82,903	100			

A partir des résultats du tableau (II.9), $P_{max}=29,01\%$

$$V_{\max} = 134,144 \text{ m}^3$$

$$V_t = 254,144 \text{ m}^3$$

La commune dispose déjà d'un réservoir de capacité de 100 m^3 , alors on propose de construire un autre réservoir de capacité 160 m^3 jumelé avec celui existant.

Le dimensionnement du réservoir à construire :

- $H = 4 \text{ m}$.
- $D_r = 7,13 \text{ m}$
- $H_{\text{incendie}} = 1.35 \text{ m}$
- $H_d = H - H_{\text{inc}} = 2,64 \text{ m}$

II.11.10. Dimensionnement du réservoir Tala N Tazart (R10)

Ce réservoir assure la distribution de village Tala N Tazart, le nombre d'habitant qui s'y trouve est de 908 habitants donc : $\alpha_{\max} = 1.3$ $\beta_{\max} = 2$ $K_{\max} = 2,6$
Avec un débit de $Q_{\max j} = 298,261786 \text{ m}^3/\text{j}$ distribué pour le village Tala N Tazart.

Les résultats obtenus sont donné dans le tableau qui suit :

Tableau (II.10) : Variation de la consommation journalière du réservoir Tala N Tazart (R10)

Heure	Apport1	Apport2	Sortie	Déficit	Surplus	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	2,741	1,425	0,6	3,57		3,57
1-2	2,741	1,425	0,6	3,57		7,13
2-3	2,741	1,425	1,2	2,97		10,10
3-4	2,741	1,425	2	2,17		12,26
4-5	2,741	1,425	3,5	0,67		12,93
5-6	2,741	1,425	3,5	0,67		13,60
6-7	2,741	1,425	4,5		-0,33	13,26
7-8	2,741	1,425	10,2		-6,03	7,23
8-9	2,741	1,425	8,8		-4,63	2,59
9-10	2,741	1,425	6,5		-2,33	0,26
10-11	2,742	1,425	4,1	0,07		0,33
11-12	2,742	1,425	4,1	0,07		0,39
12-13	2,742	1,425	3,5	0,67		1,06
13-14	2,742	1,425	3,5	0,67		1,73
14-15	2,742	1,425	4,7		-0,53	1,20
15-16	2,742	1,425	6,2		-2,03	-0,84
16-17	2,742	1,425	10,4		-6,23	-7,07
17-18	2,742	1,425	9,4		-5,23	-12,30
18-19	2,742	1,425	7,3		-3,13	-15,44
19-20	2,742	1,425	1,6	2,57		-12,87
20-21	2,742	1,425	1,6	2,57		-10,30
21-22	2,742	1,425	1	3,17		-7,13
22-23	2,742	1,426	0,6	3,57		-3,57
23-24	2,742	1,426	0,6	3,57		0
Total	65,801	34,202	100			

A partir des résultats du tableau (II.10), $P_{max}=29,04\%$

$V_{max}=86,61\text{ m}^3$ donc: $V_t=206,61\text{ m}^3$

La commune dispose déjà d'un réservoir de capacité de 100 m^3 , alors on propose de construire un autre réservoir de capacité 120 m^3 jumelé avec celui existant.

Le dimensionnement du réservoir à construire :

- $H = 4\text{ m}$.
- $D_r = 6,19\text{ m}$
- $H_{incendie} = 2,18\text{ m}$
- $H_d = H - H_{inc} = 1,2\text{ m}$

II.11.1. Dimensionnement du réservoir Souk El Hed (R11)

Ce réservoir assure la distribution de village Souk El Had (ACL), le nombre d'habitants qui s'y trouve est de 688 habitants donc : $\alpha_{max} = 1.3$ $\beta_{max} = 2$ $K_{max} = 2,6$

Avec un débit de $Q_{max\ j}=260,54\text{m}^3/\text{j}$ distribué pour l'agglomération

Les résultats obtenus sont donné dans le tableau qui suit :

Tableau (II.11) : Variation de la consommation journalière du réservoir Souk El Hed (R11)

Heure	Apport	Sortie	Déficit	Surplus	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	4,16	0,6		3,56	3,56
1-2	4,16	0,6		3,56	7,12
2-3	4,16	1,2		2,96	10,08
3-4	4,16	2		2,16	12,24
4-5	4,16	3,5		0,66	12,9
5-6	4,16	3,5		0,66	13,56
6-7	4,16	4,5	-0,34		13,22
7-8	4,16	10,2	-6,04		7,18
8-9	4,17	8,8	-4,63		2,55
9-10	4,17	6,5	-2,33		0,22
10-11	4,17	4,1		0,07	0,29
11-12	4,17	4,1		0,07	0,36
12-13	4,17	3,5		0,67	1,03
13-14	4,17	3,5		0,67	1,7
14-15	4,17	4,7	-0,53		1,17
15-16	4,17	6,2	-2,03		-0,86
16-17	4,17	10,4	-6,23		-7,09
17-18	4,17	9,4	-5,23		-12,32
18-19	4,17	7,3	-3,13		-15,45
19-20	4,17	1,6		2,57	-12,88
20-21	4,17	1,6		2,57	-10,31
21-22	4,17	1		3,17	-7,14
22-23	4,17	0,6		3,57	-3,57
23-24	4,17	0,6		3,57	0
Total	100	100			

A partir des résultats du tableau (II.11), $P_{\max}=29,01\%$

$$V_{\max} = 75,58 \text{ m}^3$$

$$V_t = 195,6 \text{ m}^3$$

La commune dispose déjà d'un réservoir de capacité de 200 m³, Alors la capacité de ce réservoir est suffisante pour répondre au besoin de cette zone pour l'horizon 2049.

II.11.12. Dimensionnement du réservoir Ait Allaoua (R12)

Ce réservoir assure la distribution de village Ait Allaoua, le nombre d'habitant qui s'y trouve est de 263 habitants donc :

$$\alpha_{\max} = 1.3$$

$$\beta_{\max} = 2$$

$$K_{\max} = 2,6$$

Avec un débit de $Q_{\max j} = 85,159 \text{ m}^3/\text{j}$ distribué pour le village

Les résultats obtenus sont donné dans le tableau qui suit :

Tableau (II.12) : Variation de la consommation journalière du réservoir Ait Allaoua (R12)

Heure	Apport	Sortie	Déficit	Surplus	Résidu
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
0-1	4,16	0,6		3,56	3,56
1-2	4,16	0,6		3,56	7,12
2-3	4,16	1,2		2,96	10,08
3-4	4,16	2		2,16	12,24
4-5	4,16	3,5		0,66	12,9
5-6	4,16	3,5		0,66	13,56
6-7	4,16	4,5	-0,34		13,22
7-8	4,16	10,2	-6,04		7,18
8-9	4,17	8,8	-4,63		2,55
9-10	4,17	6,5	-2,33		0,22
10-11	4,17	4,1		0,07	0,29
11-12	4,17	4,1		0,07	0,36
12-13	4,17	3,5		0,67	1,03
13-14	4,17	3,5		0,67	1,7
14-15	4,17	4,7	-0,53		1,17
15-16	4,17	6,2	-2,03		-0,86
16-17	4,17	10,4	-6,23		-7,09
17-18	4,17	9,4	-5,23		-12,32
18-19	4,17	7,3	-3,13		-15,45
19-20	4,17	1,6		2,57	-12,88
20-21	4,17	1,6		2,57	-10,31
21-22	4,17	1		3,17	-7,14
22-23	4,17	0,6		3,57	-3,57
23-24	4,17	0,6		3,57	0
Total	100	100			

A partir des résultats du tableau (II.12), $P_{\max}=29,01\%$

$$V_{\max} = 24,71 \text{ m}^3$$

$$V_t = 144,71 \text{ m}^3$$

La commune dispose déjà d'un réservoir de capacité de 50 m^3 , alors on propose de construire un autre réservoir de capacité 100 m^3 jumelé avec celui existant.

Le dimensionnement du réservoir à construire :

- $H = 4 \text{ m}$.
- $D_r = 5,64 \text{ m}$
- $H_{\text{incendie}} = 3,19 \text{ m}$
- $H_d = H - H_{\text{inc}} = 0,81 \text{ m}$

II.11.13. Dimensionnement de la station de reprise SR1

La station de reprise SR1 se situe a une altitude de 437m, elle reçoit un débit de $Q_{\max j} = 2505,6 \text{ m}^3/\text{j}$, par refoulement a partir des forages pendant 20 heures. Son dimensionnement sera déterminé selon le temps de réserve qui est de $t = 1/3\text{h}$ (20mn)

Tableau 13 : Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR1

Désignation	Unité	Horizon
		2049
Réservoir de transit SR1		
Débit de transit vers la SR1	m^3/h	104,4
Temps de réserve	h	1/3
Capacité calcule	m^3	34,4

Un réservoir de 50 m^3 sera projeté.

- Le diamètre du réservoir

. La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5 m. On va opter pour $H = 4 \text{ m}$.

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \cdot V}{\pi \cdot H}} \quad \text{Avec : } V = 50 \text{ m}^3$$

Donc: $D_r = 4 \text{ m}$

II.11.14. Dimensionnement de la station de reprise SR2

La station de reprise SR2 se situe a une altitude de 665m, elle reçoit un débit de $Q_{\max j} = 2505,6 \text{ m}^3/\text{j}$, par refoulement a partir de la SR1 pendant 20 heures. Son dimensionnement sera déterminé selon le temps de réserve qui est de $t = 1/3\text{h}$ (20mn)

Tableau14 : Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR2

Désignation	Unité	Horizon
		2049
Réservoir de transit SR2		
Débit de transit vers la SR2	m^3/h	104,4
Temps de réserve	h	1/3
Capacité calcule	m^3	34,4

Un réservoir de 50 m^3 sera projeté.

- Le diamètre du réservoir

. La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5 m. On va opter pour $H = 4 \text{ m}$.

Donc : $D_r = 4 \text{ m}$

II.11.15. Dimensionnement de la station de reprise SR3

La station de reprise SR3 se situe a une altitude de 837m, elle reçoit un débit de $Q_{\text{max.j}} = 2505,6 \text{ m}^3/\text{j}$, par refoulement a partir de la SR2 pendant 20 heures. Son dimensionnement sera déterminé selon le temps de réserve qui est de $t = 1/3\text{h}$ (20mn)

Tableau15: Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR3

Désignation	Unité	Horizon
		2049
Réservoir de transit SR2		
Débit de transit vers la SR3	m^3/h	104,4
Temps de réserve	h	1/3
Capacité calculé	m^3	34,4

Un réservoir de 50 m^3 sera projeté.

- Le diamètre du réservoir

La hauteur du réservoir varie entre 4 et 5 m. On va opter pour $H = 4 \text{ m}$.

Donc: $D_r = 4 \text{ m}$

II.11.16. Dimensionnement de la station de reprise SR4

La station de reprise SR4 se situe a une altitude de 1005 m, elle refoule un débit de $764,238 \text{ m}^3/\text{j}$ vers le répartiteur Darna (cote 1134m), son réservoir de stockage c'est le réservoir répartiteur Darna (R1).

II.11.16. Tableau récapitulatif de la capacité de stockage des réservoirs des deux communes*Tableau II.16 : Tableau récapitulatif de la capacité de stockage des réservoirs des deux communes Iboudraren et Yatafene à l'horizon 2049*

Réservoir	Capacité des réservoirs existant (m ³)	Capacité des réservoirs projetée (m ³)	Etats
R1 (Répartiteur Darna)	300	/	Suffisant
R2 (Répartiteur Targa)	/	150	Insuffisant
R3 (Ait Saada)	350	/	Suffisant
R4 (Ait Daoud)	150	120	Insuffisant
R5 (Igil Bouamas)	150	50	insuffisant
R6 (Répartiteur Bouadnan)	300	50	Insuffisant
R7 (Ighil N Sedda)	100	100	Insuffisant
R8 (Darna)	300	/	Suffisant
R9 (Bouadnan)	100	160	Insuffisant
R10 (Tala N Tazart)	100	120	Insuffisant
R11 (Souk El Had)	200	/	Suffisant
R12 (Ait Allaoua)	50	100	Insuffisant
SR1	/	50	Insuffisant
SR2	/	50	Insuffisant
SR3	/	50	Insuffisant

II.12. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé le volume des différents réservoirs Et la capacité des différentes stations de reprise ainsi que leurs dimensions (hauteur, diamètre des réservoirs et le diamètre d'incendie), garantissant l'alimentation continue en eau potable des villages.

Nous allons nous intéresser au dimensionnement des conduites d'adductions qui véhiculeront l'eau entre la production et les réservoirs, qui sera l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE III

Adduction

III.1. Introduction

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source (forage, barrage, ressource naturelle) à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydrauliques vers le réservoir de stockage ou de distribution. Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin : « ad ducere » (mener ou conduire vers, amener....).

III.2 Topologie des systèmes d'adduction

Il y a deux types d'adduction :

Adduction gravitaire: Où l'écoulement de l'eau, à des pressions importantes, est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation ; et se déplace donc grâce à la force de gravitation, d'où son nom [4].

Adduction par refoulement : Où la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage. Dans ce cas, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir [4].

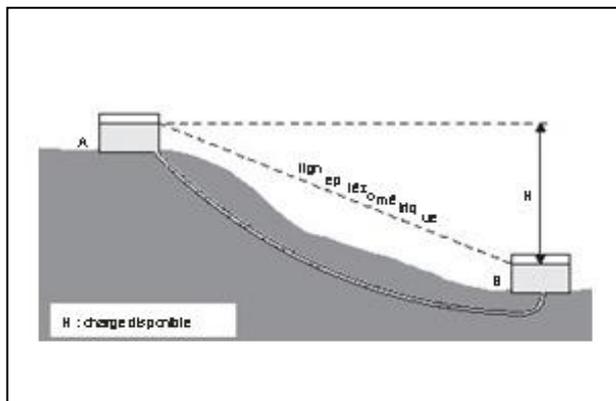


Figure (III-1): Adduction gravitaire

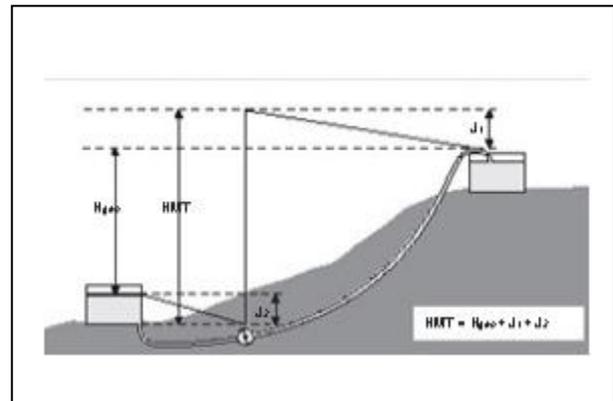


Figure (III-2): Adduction par refoulement

III.3. Choix du tracé

Le tracé de la conduite est choisi selon certains facteurs d'ordre techniques et économiques, il exige les conditions suivantes [6]:

- 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 contre 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.4. Choix du type des conduites

Le marché des matériels hydrauliques a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine.

De ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres, on dispose de différents types de conduites. Selon le matériau constitutif, on distingue :

- Conduite en acier;
- Conduite en fonte;
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle) ;
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité) ;

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en fonte et en PEHD ; vu les avantages qu'elles présentent [6] :

❖ Conduites en PEHD :

Avantage :

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité ;
- Facilité de soudage par électrocuton en bout à bout, offrant un système complètement soudé ;
- Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique ;
- Bonnes propriétés hydrauliques ;
- Bonne résistance chimique ;
- Longue durabilité ;
- Répondre parfaitement aux normes de potabilité ;
- Son élasticité lors du phénomène transitoire ;
- Cout faible du PEHD.

❖ Conduite en fonte :

Avantage :

- Une longue vie jusqu'à 140 années ;
- Très grandes charges mécaniques admissibles : d'où une grande réserve de sécurité ;
- Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement ;
- Un ensemble homogène complet ;
- Protection intérieure : ciment spécialement adapté à l'eau potable ;
- Déviation angulaire des tubes (aussi pour les emboitements verrouillés);
- Une économie rationnelle ;
- Montage simple.

III.5. Etude technico-économique des conduites

Le choix du diamètre de la conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation.

Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont [6]:

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

III.5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont [3] :

➤ Formule de BONNIN:
$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{III.1})$$

➤ Formule de BRESS:
$$D = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite (m).
- Q : Débit transitant dans la conduite (m^3/s).

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

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

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

Et

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

Avec :

- D_{min} : Diamètre minimal de la conduite en (m) ;
- D_{max} : Diamètre maximal de la conduite en (m) ;
- Q : Débit transitant dans la conduite en m^3/s ;
- v_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement dans la conduite qui est de 1.5 m/s;
- v_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement dans la conduite qui est de 0.5 m/s.

III.5.2. Calcul de la vitesse

La vitesse se calcule selon la formule suivante [4] :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- Q : Débit véhiculé dans la conduite (m^3/s).
- D : Diamètre de la conduite (m).

III.5.3. Calcul des pertes de charges

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

Elles se présentent sous deux formes [4] :

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

III.5.3.1. Les pertes de charges linéaires

L'expression des pertes de charge linéaires est donnée par la formule DARCY WEISBACH [4] :

$$H_l = J \times L \quad (III.6)$$

$$D'où : \quad J = \lambda \times \frac{V^2}{2gD} \quad (III.7)$$

Avec :

- H_l : pertes de charge linéaires (m/m) ;
- J : Perte de charge unitaire (m/ml) ;
- L : longueur de la conduite (m) ;
- g : accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$) ;
- λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement ;
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;

❖ Calcul du coefficient des pertes de charges λ

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge λ aux différents régimes, on peut appliquer les formules ci-dessous, et pour plus de commodité, λ est déterminé à partir de l'abaque de MOODY (annexe 2).

✓ Régime turbulent rugueux

$$\text{- Formule de NIKURADZI :} \quad \lambda = \left(1,14 - 0,86 \times \ln \frac{K}{D}\right)^{-2} \quad (III.8)$$

✓ Régime transitoire

$$\text{- Formule de COLEBROOK :} \quad \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{Log} \left[\frac{K}{3,71 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (III.9)$$

Avec :

- λ : Coefficient de pertes de charge ;
- D : Diamètre du tuyau en (m) ;
- V : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur en (m/s^2) ;
- L : Longueur de la conduite en (m) ;
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

Pour les tubes en PEHD :

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

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

Pour les conduites en Fonte ductile :

$$K = 0,03 \text{ mm}$$

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

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{III. 10})$$

- ν : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de Stokes :

$$\nu = [0.0178 / (1 + 0.0337 \times t) + (0.00221t^2)] \quad (\text{III. 11})$$

Avec :

t : Température de l'eau en degré Celsius ;

à 10°C : $\nu = 1,31 \times 10^{-6}$ (m²/s);

à 20°C : $\nu = 1,00 \times 10^{-6}$ (m²/s);

à 30°C : $\nu = 0,08 \times 10^{-6}$ (m²/s).

III.5.3.2. Les pertes de charge singulières

Elles sont provoquées par les (coudes, les vannes, les clapets,...), elles sont estimées à [4] :

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD : $H_s = 0.1 \times H_l$ (III.12)

- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte: $H_s = 0.15 \times H_l$ (III.13)

III.5.3.3. Les pertes de charge totales

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières [6] :

- Pour le PEHD : $H_t = 1.10 \times H_l = 1.1 \times J \times L$ (III.14)

- Pour la fonte : $H_t = 1.15 \times H_l = 1.15 \times J \times L$ (III.15)

III.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation

Elle présente la somme des pertes de charge linéaires et singulières [4] :

$$H_{mt} = H_g + J_T \quad (\text{III. 16})$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- J_T : Pertes de charges totales (m).

III.5.5. Puissance de pompage

$$P_A = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (\text{III. 17})$$

- P_A : puissance absorbée par la pompe (kw) ;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m) ;
- Q : Débit à transité (m³/s) ;
- η : le rendement de la pompe en %.

III.5.6. Energie consommée par la pompe

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_A \times T \times 365 \quad (III.18)$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (kwh) ;
- P_A : Puissance absorbée par la pompe (kw) ;
- T : Temps de pompage (h).

III.5.7. Frais d'amortissement

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (III.19)$$

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement (DA) ;
- P_u : prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- A : Amortissement annuel.

$$A = \left[\frac{i}{(1+i)^n - 1} \right] + 1 \quad (III.20)$$

- i : Taux d'intérêt annuel (annuité), $i = 8\%$;
- n : Nombre d'années d'amortissement ($n = 25$ ans) ;

D'où :

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

$$A = 0,0937$$

III.5.8. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (III.21)$$

Avec:

B_L : Le bilan (DA);

F_{exp} : Frais d'exploitation(Da) ;

F_{am} : Les frais d'amortissement (DA) ;

III.6. Calcul des conduites gravitaires

Pour le calcul des conduites, quatre paramètres interviennent :

- Le débit (Q).
- La vitesse (V).
- Les pertes de charges (J).
- Le diamètre (D).

La différence entre les deux cotes sera la charge H_d disponible, cette dernière sera égale à la charge nécessaire pour vaincre les frottements. La ligne piézométrique joignant les points extrêmes ; de départ et d'arrivée aura donc pour pente j , et la perte de charge unitaire acceptable

pour l'écoulement est $J = H_t \times 1.1 \times L$ si la conduite est en PEHD. Avec Q et J , on cherchera le diamètre D qui écoulera ce débit Q avec des pertes de charge J_t . Si la vitesse n'est pas vérifiée, alors on choisira un autre diamètre D avec une vitesse acceptable.

III.7. Equipement de l'adduction

III.7.1. Robinet-vanne

Permet l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres [6].

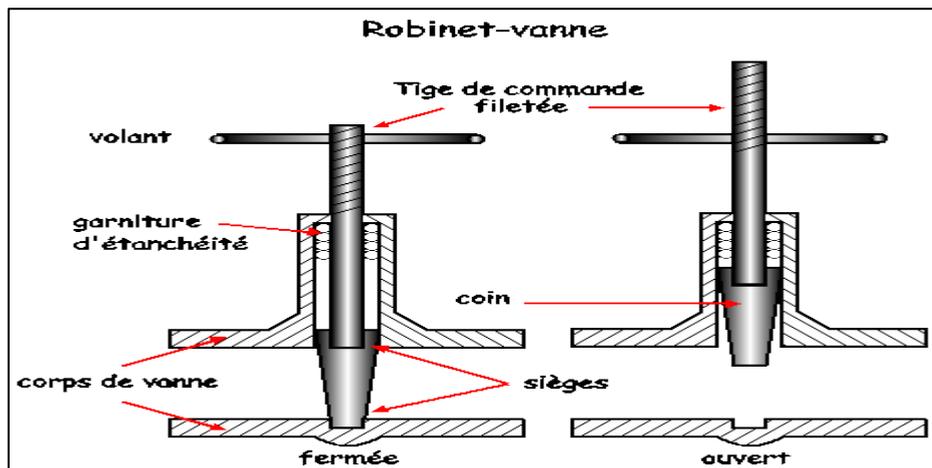


Figure (III.3): Robinet-Vanne

III.7.2. Ventouses

Placées aux points le plus hauts, elles permettent l'évacuation des bulles d'air qui s'y accumulent [6].



Figure (III.4) : Ventouse

III.7.3. Vidange

Placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins [6].

III.7.4. Les crépines

Ce sont des appareils en forme de panier percé de trous, placés à l'extrémité des canalisations d'aspiration afin d'empêcher l'introduction des corps étrangers dans celle-ci.



Figure (III.5): Crépines

III.8. Description du schéma de l'adduction

Le système d'adduction en eau potable projeté a pour but d'alimenter les villages des deux communes d'Iboudraren et Yatafène à partir de 02 forages à réaliser au niveau des berges d'Oued Djemaa.

A partir des deux forages F1 et F2 projetées, deux conduites en PEHD (DN160) d'une longueur de 844ml pour F1 et 1891 ml pour F2 seront projetées sur les berges d'Oued Djemaa, passant sous le pont du chef lieux de la commune de Yatafene et longeant la route vers Darna.

Une première station de reprise (SR1) est projetée à une altitude de (437 m), de cette station une conduite de refoulement d'un diamètre de 200 en fonte ductile sur une longueur de 2187ml est projetée jusqu'à la station de reprise (SR2) à une altitude de (665 m).

La station de reprise (SR2) refoule vers la station de reprise (SR3) située en nord du village Darna à une altitude de (837m) sur une longueur de 4194m en PEHD (DN250).

De cette station une conduite de refoulement en PEHD (DN250) refoule vers le répartiteur DARNA à une altitude de 1005m sur une longueur de 1633m. A partir de ce répartiteur une conduite par refoulement en PEHD (DN250) sur une longueur 1093m alimentera le répartiteur R2 Targa situé à une altitude de 1034m qui est à son tour alimentera par gravité les réservoirs des différents villages pour combler les déficits.

III.9. Etude de l'adduction

III.9.1. Par refoulement

III.9.1.1. Dimensionnement des conduites des deux forges

III.9.1.1.1 Tronçon (F1)-(SR1)

On a :

$$Q=0,014 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L=844\text{m}$$

$$H_g = 37,5\text{m}$$

D'après:

➤ BONNIN: 0,118

➤ BRESS: 0,177

Nous utiliserons le PEHD. Donc les diamètres normalisés sont : 125mm et 160mm.

❖ Calcul de la HMT du tronçon Tronçon (F1)-(SR1)

Tableau (III.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (F1)-(SR1)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	L(m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H _t (m)	H _g (m)	H _{mt} (m)
125	97	844	1,89	183859,7	0,01225	0,023127	21,47	37,5	58,97
160	124,2	844	1,16	143594,1	0,01169	0,006414	5,96	37,5	43,45

❖ Les frais d'exploitation et d'amortissement

Tableau (III.2) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon (F1)-(SR1)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	P _a (Kw)	E(Kwh)	F _{exp} (DA)	Prix ml (DA)	L(m)	F _{amort} (DA)
125	97	10,79	78831,99	368145,38	1482,17	844	117176,63
160	124,2	7,96	58090,25	271281,49	2400,39	844	189768,78

❖ Calcul du bilan :

Tableau (III.3) : Calcul du bilan du tronçon (F1)-(SR1)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amort} (DA)	B _L (DA)
125	97	1,89	368145,38	117176,62	485322,00
160	124,2	1,16	271281,49	189768,78	461050,27

D'après les calculs que nous avons effectué, le diamètre économique est : 160mm avec une vitesse acceptable qui : 1,16 est m/s

III.9.1.1.2. Tronçon (F2)-(SR1)

On a :

$$Q=0,015 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L=1891\text{m}$$

$$H_g = 47,5\text{m}$$

D'après: BONNIN: 0,122

BRESS: 0,184

Nous utiliserons le PEHD. Donc les diamètres normalisés sont : 125mm et 160mm.

❖ Calcul de la HMT du tronçon Tronçon (F2)-(SR1)

Tableau (III.4) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (F2)-(SR1)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	L(m)	V (m/s)	Re	Λ	J (m/ml)	H _t (m)	H _g (m)	Hmt (m)
125	97	1891	2,03	196992,5	0,0122	0,026549	55,23	47,5	102,73
160	124,2	1891	1,24	153850,8	0,0116	0,007363	15,32	47,5	62,82

❖ Les frais d'exploitation et d'amortissement

Tableau (III.5) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon (F2)-(SR1)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	P _a (Kw)	E(Kwh)	F _{exp} (DA)	Prix ml (DA)	L(m)	F _{amort} (DA)
125	97	20,15	147130,14	687097,75	1482,17	1891	262536,73
160	124,2	12,32	89971,25	420165,73	2400,39	1891	425181,01

❖ Calcul du bilan :

Tableau (III.6) : Calcul du bilan du tronçon (F2)-(SR1)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amort} (DA)	B _L (DA)
125	97	2,03	687097,75	262536,73	949634,48
160	124,2	1,24	420165,73	425181,01	845346,74

D'après les calculs que nous avons effectué, le diamètre économique est : 160mm avec une vitesse acceptable qui : 1,24 est m/s.

III.9.1.2. Tronçon (SR1)-(SR2)

On a :

$$Q=0,029 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L=2187\text{m}$$

$$H_g=232\text{m}$$

D'après:

➤ BONNIN: 0,1703

➤ BRESS: 0,2554

Nous utiliserons la fonte ductile (PN30). Donc les diamètres normalisés sont : 200mm et 250mm.

❖ Calcul de la HMT du tronçon Tronçon (SR1)-(SR2)

Tableau (III.7) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (SR1)-(SR2)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	L(m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H _t (m)	H _g (m)	Hmt (m)
200	189,2	1386	1,03	195257,2	0,01886	0,005413	14,21	232	246,20
250	238,4	1386	0,65	154960,8	0,01787	0,001619	4,24	232	236,23

❖ Les frais d'exploitation et d'amortissement :

Tableau (III.8) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon (SR1)-(SR2)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	P _a (Kw)	E(Kwh)	F _{exp} (DA)	Prix ml (DA)	L(m)	F _{amort} (DA)
200	189,2	93,39	681753,96	3183790,97	3800	2187	778453,90
250	238,4	89,61	654151,37	3054886,93	5750	2187	1177923,67

❖ Calcul du bilan :

Tableau (III.9) : Calcul du bilan du tronçon (SR1)-(SR2)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amort} (DA)	B _L (DA)
200	189,2	1,03	3116507,48	778453,90	3962244,87
250	238,4	0,65	3034815,21	1177923,67	4232810,6

D'après les calculs que nous avons effectué, le diamètre économique est : 200 mm avec une vitesse acceptable qui : 1,03 est m/s.

III.9.1.3. Tronçon (SR2)-(SR3)

On a :

$$Q=0,029 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L=4194\text{m}$$

$$H_g =176\text{m}$$

D'après:

➤ BONNIN: 0,1703

➤ BRESS: 0,2554

Nous utiliserons le PEHD (PN20). Donc les diamètres normalisés sont : 200mm et 250mm.

❖ Calcul de la HMT du tronçon Tronçon (SR2)-(SR3)

Tableau (III.10) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (SR2)-(SR3)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	L(m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H _t (m)	H _g (m)	H _{mt} (m)
200	155,2	4194	1,53	238032,7	0,01122	0,008670	43,6381	176	219,63
250	194,2	4194	0,978	190230,0	0,01224	0,003084	15,5241	176	191,52

❖ Les frais d'exploitation et d'amortissement :

Tableau (III.11) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon (SR2)-(SR3)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	P _a (Kw)	E(Kwh)	F _{exp} (DA)	Prix ml (DA)	L(m)	F _{amort} (DA)
200	189,2	82,55	602647,76	2814365,02	3793,42	4194	1490252,56
250	238,4	71,18	519643	2426732,81	5900,88	4194	2318172,39

❖ Calcul du bilan :

Tableau (III.12) : Calcul du bilan du tronçon (SR02)-(SR03)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amort} (DA)	B _L (DA)
200	155,2	1,53	2814365,02	1490252,56	4304617,58
250	194,2	0,98	2426732,81	2318172,39	4744905,20

D'après les calculs que nous avons effectué, le diamètre économique est : 250mm avec une vitesse acceptable qui : 0,98m/s.

III.9.1.4. Tronçon (SR3)-(R1)

On a :

$$Q=0,029 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L=1633\text{m}$$

$$H_g = 172\text{m}$$

D'après:

➤ BONNIN: 0,1703

➤ BRESS: 0,2554

Nous utiliserons le PEHD (PN20). Donc les diamètres normalisés sont : 200mm et 250mm.

❖ Calcul de la HMT du tronçon Tronçon (SR2)-(SR3)

Tableau (III.13) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (SR3)-(R1)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	L(m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H _t (m)	H _g (m)	H _{mt} (m)
200	155,2	1633	1,53	238032,7	0,01122	0,008670	16,99	172	188,99
250	194,2	1633	0,98	190230,0	0,01224	0,003084	6,04	172	178,04

❖ Les frais d'exploitation et d'amortissement :

Tableau (III.14) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon (SR3)-(R1)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	P _a (Kw)	E(Kwh)	F _{exp} (DA)	Prix ml (DA)	L(m)	F _{amort} (DA)
200	189,2	71,69	523323,39	2443920,26	3793,43	1633	580254,85
250	238,4	67,54	493011,87	2302365,42	5900,88	1633	902616,96

❖ Calcul du bilan :

Tableau (III.15) : Calcul du bilan du tronçon (SR3)-(R1)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amort} (DA)	B _L (DA)
200	155,2	1,53	2443920,26	580254,85	3024175,11
250	194,2	0,98	2302365,42	902616,957	3204982,38

D'après les calculs que nous avons effectué, le diamètre économique est : 250mm avec une vitesse acceptable qui : 0,98m/s.

III.9.1.5. Tronçon (R1)-(R2)

On a :

$$Q=0,00885 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L=1093 \text{ m}$$

$$H_g = 133 \text{ m}$$

D'après:

➤ BONNIN: 0,0941

➤ BRESS: 0,1411

Nous utiliserons le PEHD (PN20). Donc les diamètres normalisés sont : 110mm et 125mm.

❖ *Calcul de la HMT du Tronçon (R1)-(R2)*

Tableau (III.16) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (SR1)-(R2)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	L(m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H _t (m)	H _g (m)	H _{mt} (m)
200	189,2	1093	1,55	132012,7	0,0125	0,01790	23,48	133	156,48
250	238,4	1093	1,19	116225,6	0,0122	0,00924	12,12	133	145,12

❖ Les frais d'exploitation et d'amortissement :

Tableau (III.17) : Calcul des frais d'exploitation et d'amortissement du tronçon (R1)-(R2)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	P _a (Kw)	E(Kwh)	F _{exp} (DA)	Prix ml (DA)	L(m)	F _{amort} (DA)
200	189,2	18,11	132232,18	617524,31	1175,74	1093	120373,8
250	238,4	16,79	122632,69	572694,65	1490,27	1093	152575,79

❖ Calcul du bilan :

Tableau (III.18) : Calcul du bilan du tronçon (R1)-(R2)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amort} (DA)	B _L (DA)
200	155,2	1,55	617524,31	120373,80	737898,11
250	194,2	1,20	572694,65	152575,79	725270,45

D'après les calculs que nous avons effectué, le diamètre économique est : 250mm avec une vitesse acceptable qui : 1,20m/s.

III.9.2. Adduction gravitaire

III.9.2.1. Tronçon (S1)-(N1)

L'écoulement se fait gravitairement à partir de la Source Zerroud (S1) qui est située à une cote de 1239 m vers le point d'intersection N1 qui est située à une cote de 1090 m

On a :

$$Q = 0,004375 \text{ m}^3/\text{s} \qquad L = 1263 \text{ m} \qquad H_g = 149 \text{ m}$$

D'après les formules (III.3) et (III.4), on trouve : $D_{max} = 0,105 \text{ m}$, $D_{min} = 0,061 \text{ m}$.

Le matériau utilisé est le PEHD (PN16), donc les diamètres normalisés sont : 63 mm, 75 mm et 90 mm.

❖ Calcul de la perte de charge

Tableau (III.19) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (S1)-(N1)

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	1263	2,34	114205,91	0,014025	0,08023	111,46	149
75	58,2	1263	1,65	95760,28	0,013535	0,03209	44,58	149
90	73,6	1263	1,03	75723,48	0,012921	0,009471	13,16	149

Pour que l'eau arrive au point d'intersection N1, il faut que $H_t < H_g$.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de 90mm, car $H_t = 13,16 \text{ m}$ est inférieure à $H_g = 149 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de 1,03 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 90mm, on utilise une vanne à papillon.

❖ Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v

$$J_v = H_g - H_t$$

$$\text{Donc } J_v = 135,84 \text{ m}$$

❖ Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ

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

$$\xi = 2517,82$$

On procède à installer deux vanne avec $\xi = 1258,93$

❖ Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ :

D'après l'abaque de l'évolution de coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon, l'ouverture de la vanne sera à

$$\xi = 1258,93 \quad \longrightarrow \quad \theta = 78^\circ$$

III.9.2.2. Tronçon (N2)-(R1)

L'écoulement se fait gravitairement à partir de point d'intersection (N2) qui est située à une cote de 1057 m vers le réservoir R1 qui est située à une cote de 1005 m

On à :

$$Q = 0,0165 \text{ m}^3/\text{s} \qquad L = 1885 \text{ m} \qquad H_g = 50 \text{ m}$$

D'après les formules (III.3) et (III.4), on trouve : $D_{max} = 0,2050 \text{ m}$, $D_{min} = 0,1184 \text{ m}$.

Le matériau utilisé est le PEHD (PN06), donc les diamètres normalisés sont : 125 mm, 160 mm, 200 mm.

❖ **Calcul de la perte de charge**

Tableau (III.20) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (N2)-(R1)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	L(m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H _t (m)	H _g (m)
125	116	1885	1,56	181199,2	0,01184	0,012698	26,33	50
160	148,4	1885	0,95	141638,2	0,01131	0,003540	7,34	50
200	185,6	1885	0,61	113249,5	0,01086	0,001111	2,30	50

Pour que l'eau arrive au réservoir (R1), il faut que $H_t < H_g$.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de 160 mm, car $H_t = 7,34 \text{ m}$ est inférieure à $H_g = 50 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de 0,95 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 160mm, on utilise une vanne à papillon.

❖ **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v**

$$J_v = H_g - H_t$$

$$\text{Donc : } J_v = 42,66$$

❖ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ**

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

$$\xi = 918,78$$

❖ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ**

D'après l'abbaque de l'évolution de coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon, l'ouverture de la vanne sera à

$$\xi = 918,78 \quad \longrightarrow \quad \theta = 73^\circ$$

III.9.2.3. Tronçon (R1)-(R3)

L'écoulement se fait gravitairement à partir du réservoir (R2) qui est située à une cote de 1005 m vers le réservoir (R3) qui est située à une cote de 890 m

On à :

$$Q = 0,01135 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 4890 \text{ m}$$

$$H_g = 96 \text{ m}$$

D'après les formules (III.3) et (III.4), on trouve : $D_{\max} = 0,1700 \text{ m}$, $D_{\min} = 0,0982 \text{ m}$.

Le matériau utilisé est le PEHD (PN10), donc les diamètres normalisés sont : 110 mm, 125 mm et 160 mm.

❖ **Calcul de la perte de charge**

Tableau (III.21) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R1)-(R3)

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	4890	1,54	149365,6	0,01225	0,015364	82,64	96
125	110,2	4890	1,19	131203,2	0,0119	0,007840	42,17	96
160	141	4890	0,73	102543,2	0,01142	0,00218	11,75	96

Pour que l'eau arrive au réservoir (R3), il faut que $H_t < H_g$.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de 125 mm, car $H_t = 42,17\text{m}$ est inférieure à $H_g = 96\text{m}$, avec une vitesse acceptable de 1,19 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 125 mm, on utilise une vanne à papillon.

❖ **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v**

$$J_v = H_g - H_t$$

$$\text{Donc : } J_v = 53,83 \text{ m}$$

❖ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ**

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

$$\xi = 745,03$$

❖ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ**

D'après l'abbaque de l'évolution de coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon, l'ouverture de la vanne sera à

$$\xi = 745,03 \quad \longrightarrow \quad \theta = 69^\circ$$

III.9.2.4. Tronçon (R1)-(N3)

L'écoulement se fait gravitairement à partir du réservoir (R1) qui est située à une cote de 1005 m vers le point de piquage (N3) qui est située à une cote de 972 m

On a :

$$Q = 0,001775 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 2235 \text{ m}$$

$$H_g = 31 \text{ m}$$

D'après les formules (III.3) et (III.4), on trouve : $D_{max} = 0,213 \text{ m}$, $D_{min} = 0,123 \text{ m}$.

Le matériau utilisé est le PEHD (PN06), donc les diamètres normalisés sont : 125 mm, 160 mm, 200 mm.

❖ **Calcul de la perte de charge**

Tableau (III.22) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R1)-(N3)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	L(m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H _t (m)	H _g (m)
125	116	2235	1,68	194926,4	0,011844	0,014695	36,13	31
160	14,84	2235	1,03	152368,3	0,011316	0,004097	10,07	31
200	18,56	2235	0,66	121829,0	0,010867	0,001285	3,16	31

Pour que l'eau arrive au point de piquage (N3) il faut que $H_t < H_g$.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de 160 mm, car $H_t = 10,07 \text{ m}$ est inférieure $H_g=31\text{m}$, avec une vitesse acceptable de 1,03m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 160mm, on utilise une vanne à papillon.

❖ **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v**

$$J_v = H_g - H_t$$

$$\text{Donc : } J_v = 20,3\text{m}$$

❖ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ**

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

$$\xi = 389,47$$

❖ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ**

D'après l'abbaque de l'évolution de coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon, l'ouverture de la vanne sera à

$$\xi = 389,47 \longrightarrow \theta = 65^\circ$$

III.9.2.5. Tronçon (R6)-(R7)

L'écoulement se fait graviterement à partir de réservoir (R6) qui situe à une cote de 952m vers un réservoir (R7)

On a :

$$Q=0,00252 \text{ m}^3/\text{s} \qquad L=249 \text{ m} \qquad H_g =33\text{m}$$

Après l'application des formules (III.3) et (III.4), on trouve $D_{max} =0,0802\text{m}$, $D_{min} =0,0462\text{m}$

Le matériau que nous avons utilisé c'est le PEHD (PN06), donc les diamètres normalise sont :
50 mm, 63 mm et 75 mm

❖ **Calcul de la perte de charge**

Tableau (III.23) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (R6)-(R7)

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	L(m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H_t (m)	H_g (m)
50	45,2	249	1,57	71021,9	0,014247	0,039663	10,86	33
63	57	249	0,99	56319,1	0,013591	0,011865	3,25	33
75	67,8	249	0,69	47347,9	0,01313	0,00481	1,32	33

Pour que l'eau arrive à au réservoir (R7), il faut que $H_t < H_g$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de 63 mm, car $H_t=3,25$ m est inférieure à $H_g = 33$ m, avec une vitesse acceptable de 0,99 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 63 mm, on utilise une vanne à papillon.

❖ **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v**

$$J_v = H_g - H_t$$

$$\text{Donc : } J_v = 29,75\text{m}$$

❖ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ**

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

$$\xi = 597,89$$

❖ **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

$$\xi = 597,89 \quad \longrightarrow \quad \theta = 67.5^\circ$$

III.9.2.6. Tronçon (C1)-(R11)

L'écoulement se fait gravitement à partir d'une cuve d'une station de traitement situé à une cote de 451 m vers un réservoir (R11).

On a:

$$Q=0,003015 \text{ m}^3/\text{s} \quad L=1615 \text{ m} \quad H_g=19\text{m}$$

Après l'application des formules (III.3) et (III.4), on trouve $D_{min}=0,0506\text{m}$ $D_{max}=0,0876\text{m}$

Le matériau que nous avons utilisé c'est le PEHD (PN06), donc les diamètres normalise sont :

63mm et 75mm

❖ **Calcul de la perte de charge**

Tableau (III.24) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (C1)-(R11)

D_{ext} (mm)	D_{int} (mm)	L(m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H_t (m)	H_g (m)
63	57	1615	1,18	67381,8	0,013591	0,016984	42,98	19
75	67,8	1615	0,84	56648,4	0,013131	0,00689	17,29	19

Pour que l'eau arrive au réservoir 1, il faut que $H_t < H_g$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de 75 mm, car $H_t=17,29\text{m}$ est inférieure à $H_g=19\text{m}$, avec une vitesse acceptable de 0,84 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 75mm, on utilise une vanne à papillon.

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

$$J_v = H_g - H_t$$

Donc : $J_v = 6,76\text{m}$

❖ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ**

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{v^2}$$

$\xi = 189,93$

❖ **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

$\xi = 189,93 \rightarrow \theta = 61.5^\circ$

III.9.2.7. Tronçon (S8)-(R12)

L'écoulement se fait gravitairement à partir de la source (S8) qui est située à une cote de 1102m vers un réservoir(R12) qui est située à une cote de 1050m

On a :

$$Q = 0,00099 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 168 \text{ m}$$

$$H_g = 50 \text{ m}$$

D'après les formules (III.3) et (III.4), on trouve : $D_{max} = 0,0502\text{m}$, $D_{min} = 0,02899\text{m}$.

Le matériau utilisé est le PEHD (PN06), donc les diamètres normalisés sont : 32 mm, 40mm, et 50mm.

❖ **Calcul de la perte de charge**

Tableau (III.25) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon (S8)-(R12)

D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)	L(m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H _t (m)	H _g (m)
32	28	168	1,61	45040,9	0,015758	0,074224	13,72	50
40	36	168	0,97	35031,8	0,014936	0,020024	3,70	50
50	45,2	168	0,62	27901,4	0,014246	0,006121	1,13	50

Pour que l'eau arrive au réservoir(R12), il faut que $H_t < H_g$.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de 40 mm, car $H_t = 3,70\text{m}$ est inférieure à $H_g = 50\text{m}$, avec une vitesse acceptable de 0,97 m/s.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et un diamètre de 40mm, on utilise une vanne à papillon.

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

$$J_v = H_g - H_t$$

$$\text{Donc : } J_v = 46,29\text{m}$$

❖ **Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ :**

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{v^2}$$

$$\xi = 959,29$$

❖ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ**

D'après l'abaque de l'évolution de coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon, l'ouverture de la vanne sera à

$$\xi = 959,29 \quad \longrightarrow \quad \theta = 73^\circ$$

III.10. Tableau récapitulatif

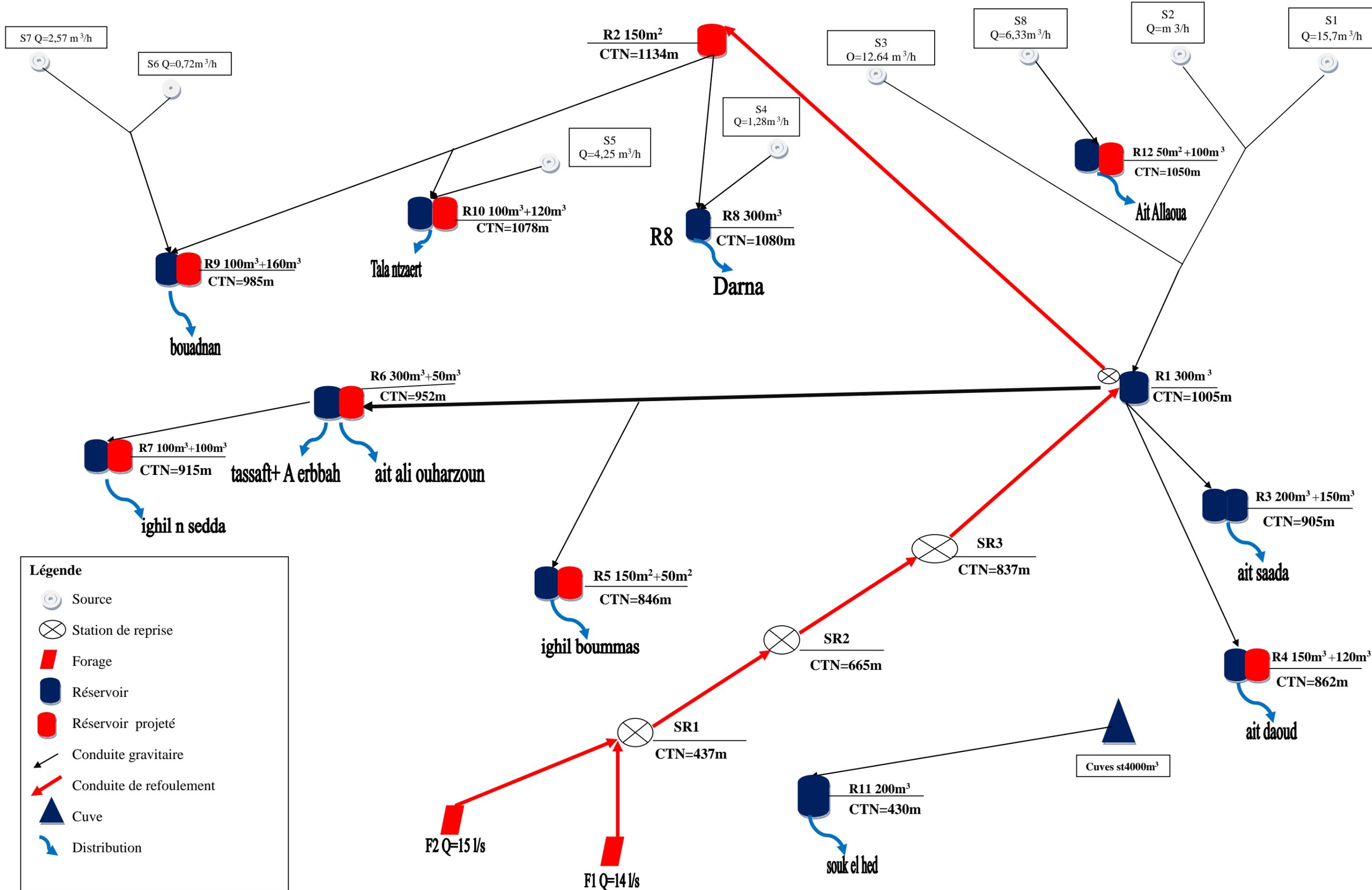
Les résultats de tous les calculs sont récapitulés dans le tableau (III.25) ci-dessous :

Tableau (III.26): Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons

Type d'adduction	Matériau	Tronçon	Vitesse (m/s)	Débit véhiculé (m ³ /s)	Longueur (m)	Diamètre économique (mm)
Gravitaire	PEHD	S1-N1	1,02	0,0044	1263	90
	PEHD	S2-N1	1,05	0,0086	290	110
	PEHD	N1-N2	1,2	0,0130	1442	125
	PEHD	S3-N2	1,32	0,0350	1702	75
	PEHD	N2-R1	0,95	0,0165	1885	160
	PEHD	R1-R3	1,19	0,0114	4890	125
	PEHD	R1-R4	1,18	0,0750	1319	110
	PEHD	R1-N3	1,03	0,0180	2235	160
	PEHD	N3-R5	1,20	0,0032	1962	75
	PEHD	N3-R6	0,84	0,0146	1117	160
	PEHD	R6-R7	0,99	0,0025	249	63
	PEHD	S6-N4	1,00	0,0002	80	20
	PEHD	S7-N4	1,47	0,0007	502	32
	PEHD	N4-R9	0,90	0,0009	1311	40
	PEHD	S4-R8	1,04	0,00036	504	25
	PEHD	R2-R8	1,33	0,0021	500	50
	PEHD	R2-N5	0,83	0,0067	1838	110
	PEHD	N5-R10	0,89	0,0023	200	63
	PEHD	N5-R9	1,04	0,0044	705	90
	PEHD	C1-R11	0,84	0,0030	1615	75
	PEHD	S8-R12	0,97	0,00099	168	40
	PEHD	S5-R10	1,14	0,0012	409	50
Refolement	PEHD	F1-SR1	1,16	0,014	844	160
	PEHD	F2-SR1	1,24	0,015	1891	160
	FD	SR1-SR2	1,03	0,029	2187	200
	PEHD	SR2-SR3	0,98	0,029	4194	250
	PEHD	SR3-R1	0,98	0,029	1633	250
	PEHD	R1-R2	1,20	0,0089	1093	250

III.11 Conclusion

A travers ce chapitre consacré à l'adduction, nous présumons avoir touché aux grands axes de l'étude, ou nous avons calculé les différents paramètres, à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, ainsi que les frais d'exploitations et les frais d'amortissements pour 22 tronçons gravitaires et 6 tronçons par refolement. Par conséquent, après cette étude technico-économique pour l'adduction, il est nécessaire de choisir les pompes qui doivent reprendre aux conditions d'exploitations désirées.



Figure(III.6) : Schéma d'adduction

CHAPITRE IV

Les pompes

IV.1. Introduction :

La pompe est une machine hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique ; c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression.

Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

IV.2. Classification des pompes

Les pompes peuvent être classées comme suit [3] :

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

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

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

IV.3. Choix de la pompe

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont [6] :

- Le débit à refouler.
- La hauteur manométrique totale.
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau.
- Le meilleur rendement qui conduirait à un cout acceptable du mètre cube d'eau à refouler.
- Fiabilité.

Pour la station de pompage, on choisira les pompes centrifuges à axe horizontal pour les avantages suivants :

- Elles constituent des groupes légers, peu encombrant ;
- Elles sont peu couteuses, et avec un très bon rendement ;
- Elles assurent le refoulement des débits à des hauteurs importantes.

IV.4. Courbes caractéristiques d'une pompe.

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes dans la figure (IV.1).

IV.4.1. La courbe hauteur-débit ($H = f(Q)$)

C'est une représentation graphique qui exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit $H = f(Q)$ [4].

IV.4.2. La courbe des puissances absorbées-débit ($P = f(Q)$)

Elle présente les variations de la puissance absorbée en fonction des débits, c'est une courbe en branche de parabole, dont la courbure est tournée vers la bas $P = f(Q)$ [4].

IV.4.3. La courbe rendement-débit ($\eta = f(Q)$)

Elle exprime les variations du rendement de la pompe en fonction du débit $\eta = f(Q)$.

Le point d'intersection de la courbe $H = f(Q)$ avec l'axe des ordonnées s'appelle le point de barbotage ou point à vanne fermée [4].

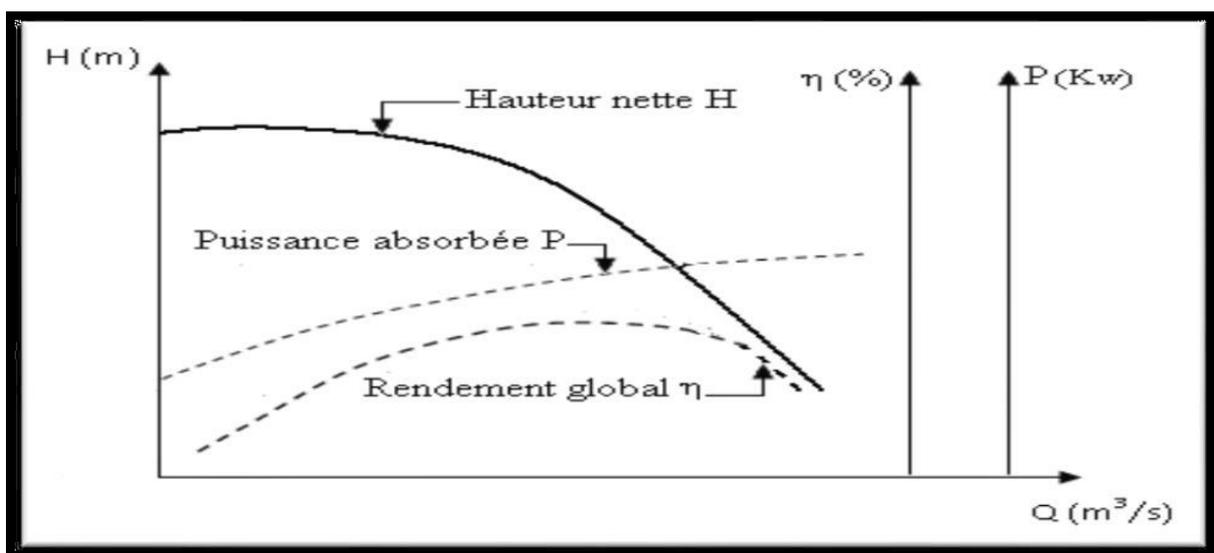


Figure (IV.1) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

IV.5. Caractéristiques d'une conduite

On appelle courbe de réseau (conduite) le tracé des pertes de charge et de variations de pression et d'élevation en fonction du débit. La courbe caractéristique du réseau est définie suivant l'équation suivante :

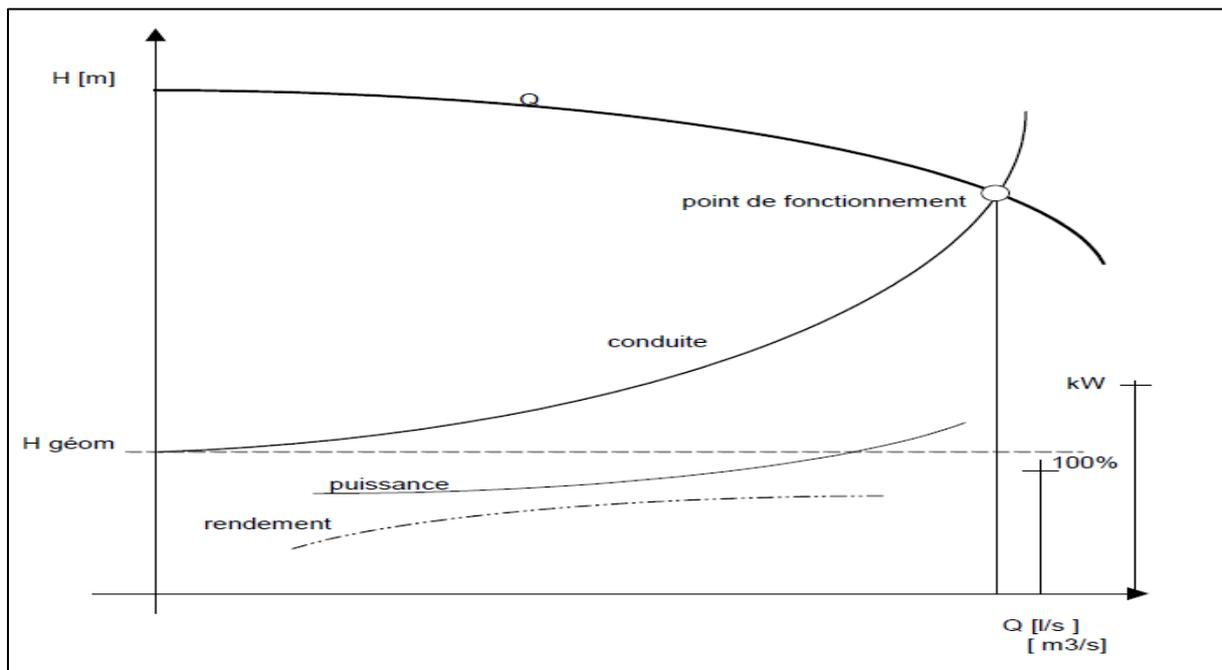
$$H_c = H_g + \alpha Q^2 \quad (IV.1)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique (m) ;
- αQ^2 : Perte de charge au point considéré (m) ;
- α : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

IV.6. Le point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe ($H = f(Q)$) avec la courbe caractéristique de la conduite ($H_c = f(Q)$) qui sont représenté dans la figure (IV.2) ; et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal [7].



Figure(IV.2) : Point de fonctionnement d'une pompe

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

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes. Il est représenté dans la figure (IV.2).

Pour cela, quatre cas peuvent se présenter [7]:

IV.6.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage

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

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 20$ heures est de : $V = 20Q_1$; ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T . Donc, on peut écrire :

$$Q \times T = 20 \times Q_1 \quad (IV.2)$$

D'où :

$$T = 20 \times \frac{Q_1}{Q} \quad (IV.3)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (IV.4)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée en (Kw).
- Q : Débit à refouler en (m^3/s).
- H_{mt} : Hauteur manométrique total (m).
- η : Rendement de la pompe.

IV.6.2. Régulation par étouffement (Le vannage)

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

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (IV.5)$$

Avec :

$$H' = H_1 + h_v \quad (IV.6)$$

Ou :

- H' : Hauteur créé par la pompe pour le débit désiré Q_1 (m) ;
- h_v : Perte de charge engendrée par vannage (m) ;
- η : Rendement (%).

V.6.3. Rognage de la roue

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

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2} \quad (IV.7)$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m(\%) \quad (IV.8)$$

Il est très difficile à réaliser le rognage de la roue, car il demande une très grande précision.

V.6.4. Variation de la vitesse de rotation

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

On trace la parabole d'équation $y = a.x^2$ (courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P1 dans la figure (IV.3) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P3 (Q_3, H_3), on aura alors :

La nouvelle vitesse de rotation N' donnée par :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_2} \quad (IV.9)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

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

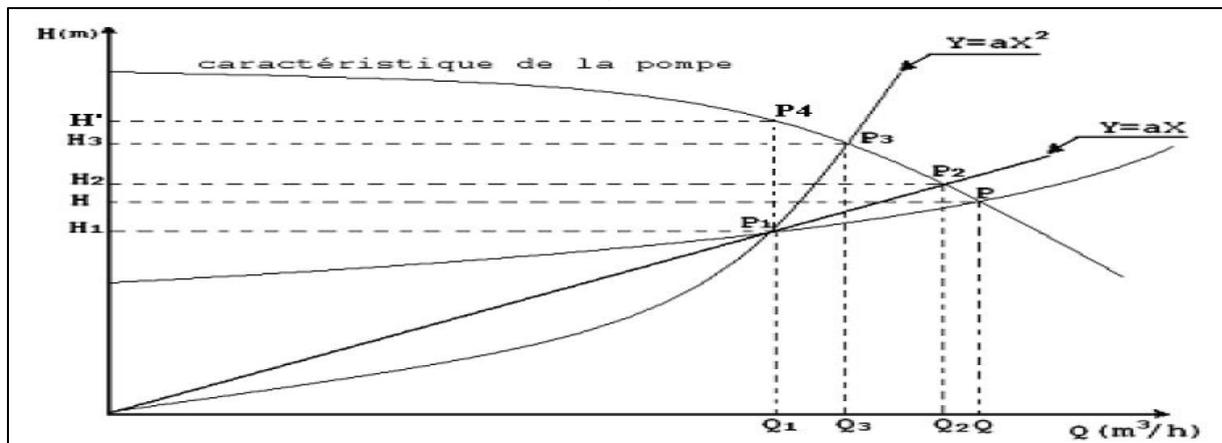


Figure (IV.3) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

IV.7 Couplage des pompes

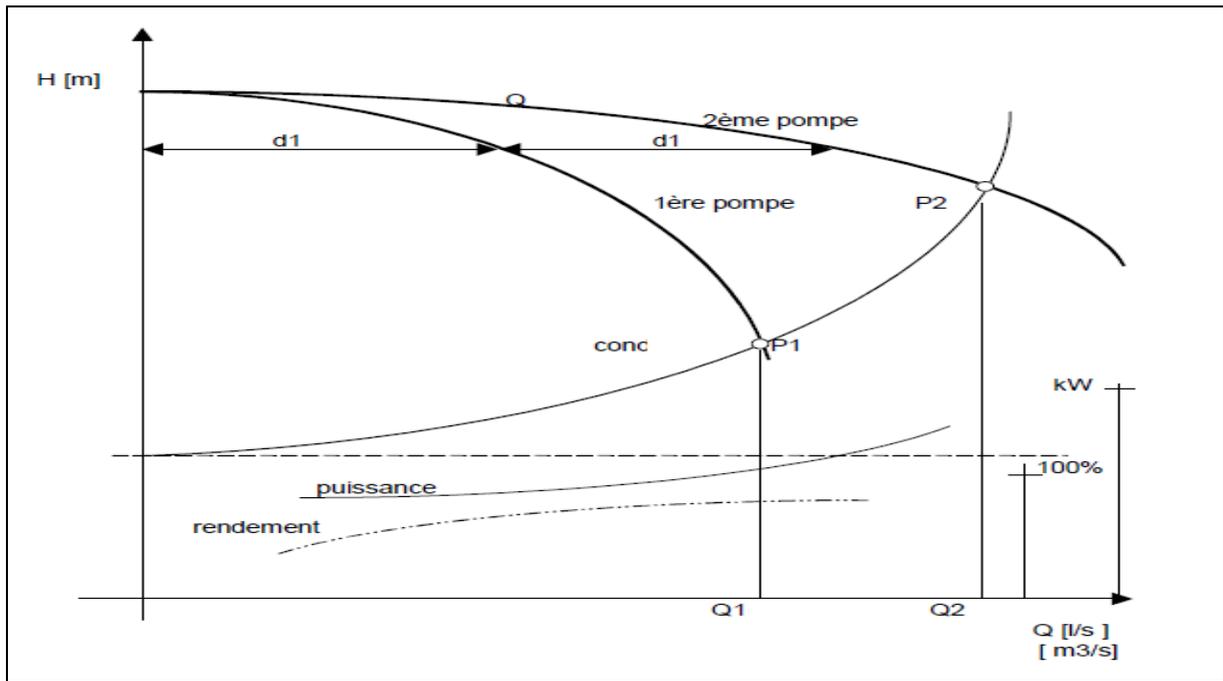
Dans bien des cas, les besoins (hauteur-débit) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou, pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes. Dans ces cas, on sera obligé d'utiliser un couplage de pompe [4].

IV.7.1 Couplage en parallèle

Ce montage se rencontre lorsqu'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit. La caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour une même hauteur les débits de chaque pompe.

Il est souvent bien avantageux d'utiliser deux pompes identiques ce qui évite les risques de décrochage et améliore le rendement de l'ensemble.

Il faudra de toute façon utiliser des pompes ayant une caractéristique constamment plongeante afin d'éviter le risque de faire barboter une des pompes Figure(IV.4).

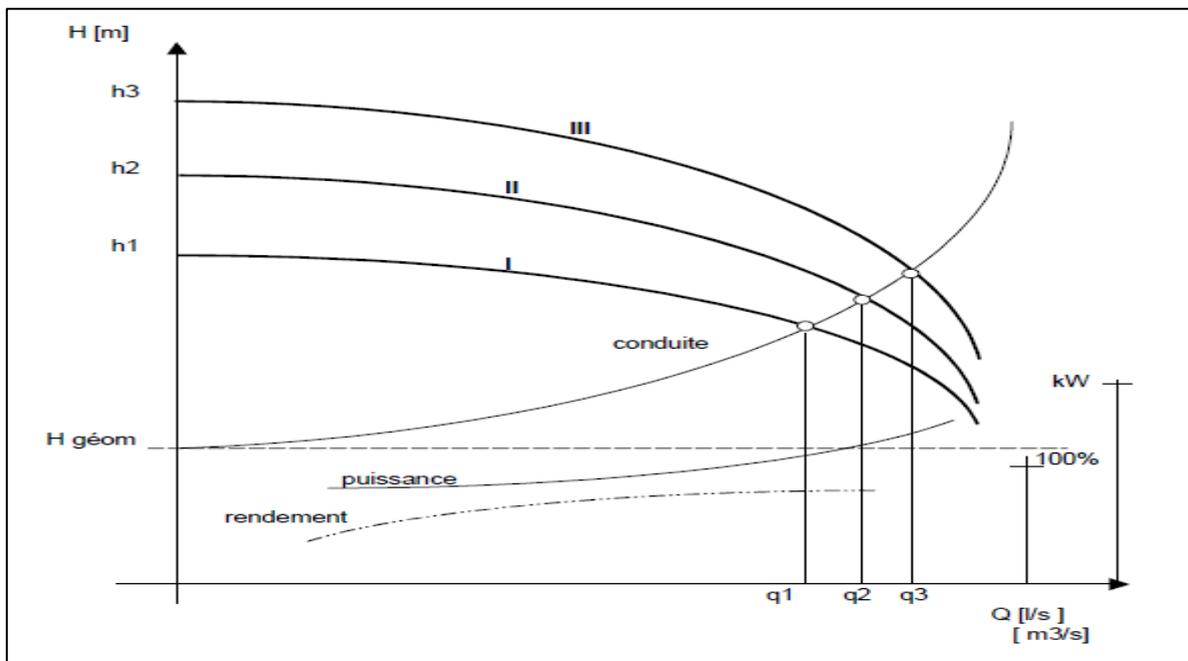


Figure(IV.4) : pompes en parallèle

IV.7.2 Couplage en série

Ce montage s'emploie lorsqu'on veut augmenter la hauteur de refoulement. Ce cas se rencontre par exemple sur des forages où une pompe immergée relève l'eau jusqu'à la surface, ou elle est reprise par une pompe de surface.

Dans ce cas, la caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour un débit donné les hauteurs de refoulement des deux pompes Figure(IV.5).



Figure(IV.5) : pompes en série

IV.8. Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, elle se produit quand la pression absolue du liquide s'abaisse au-dessous de sa pression de vapeur saturante. La pression de vapeur saturante est en fonction de la nature du fluide et de sa température.

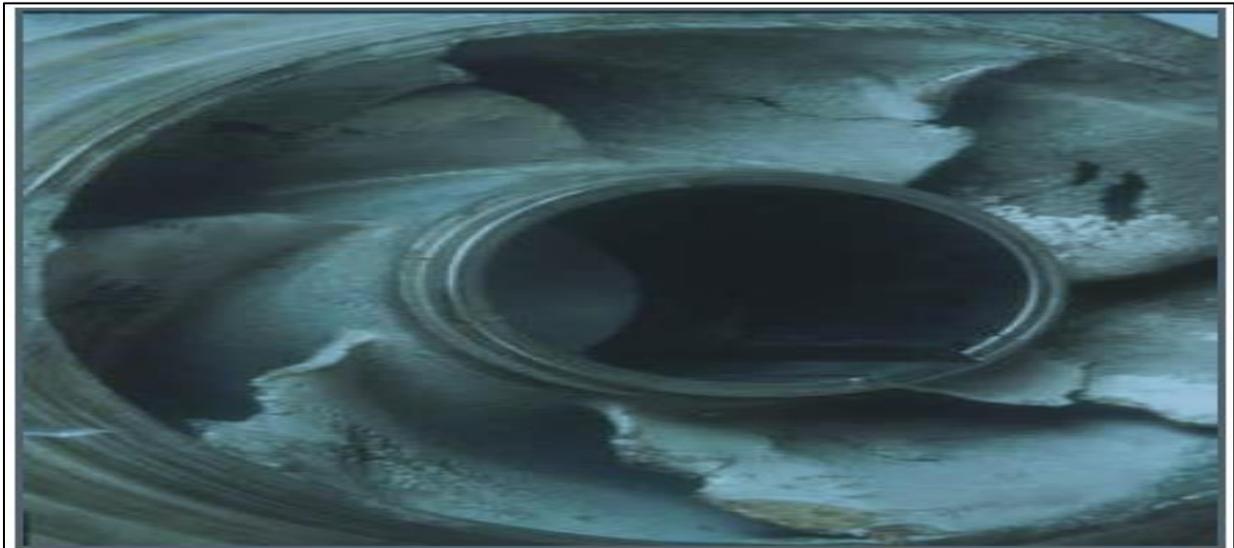
Le phénomène de cavitation correspond à une vaporisation du liquide qui se traduit par l'apparition de bulles de gaz au sein du liquide ou contre les parois.

La cavitation apparaîtra donc dans les zones où la pression est minimale, donc pour une vitesse maximale. Ces zones se situent à l'entrée de la roue au voisinage du bord d'attaque des aubes. Les effets de la cavitation se manifestent par une baisse des performances de la pompe, par une érosion des pièces métalliques et par de fortes vibrations très préjudiciables à la longévité de la pompe.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration $NPSH_d$ (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration $NPSH_r$ (donnée par le constructeur) [4] :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Le phénomène de la cavitation est représenté dans la figure (IV.6) :



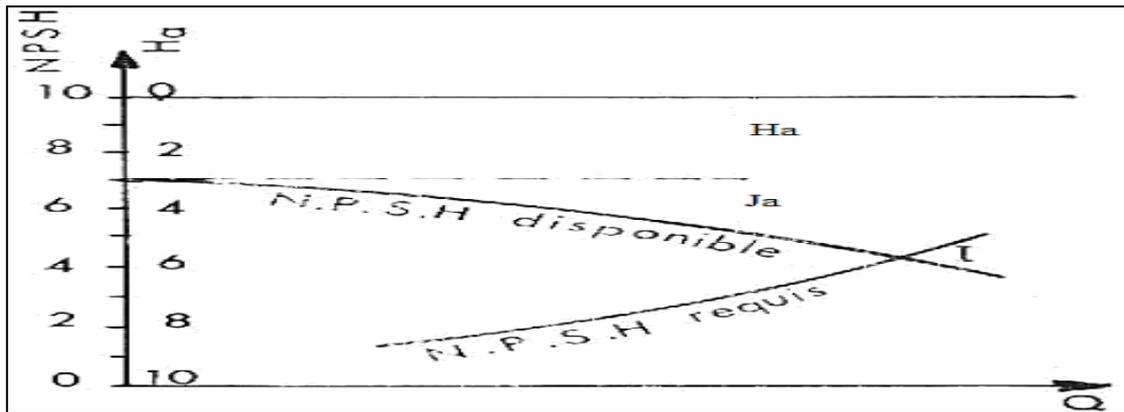
Figure(IV.6) : Photo illustrant le phénomène de cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge

Le $NPSH_d$ est la charge nette d'aspiration disponible, il 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.

Le $NPSH_r$ est la charge d'aspiration requise par le constructeur, c'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 ;
- Point de fonctionnement.

Elle est donnée par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit représenté dans la figure (IV.7)



Figure(IV.7) : Courbe des NPSH

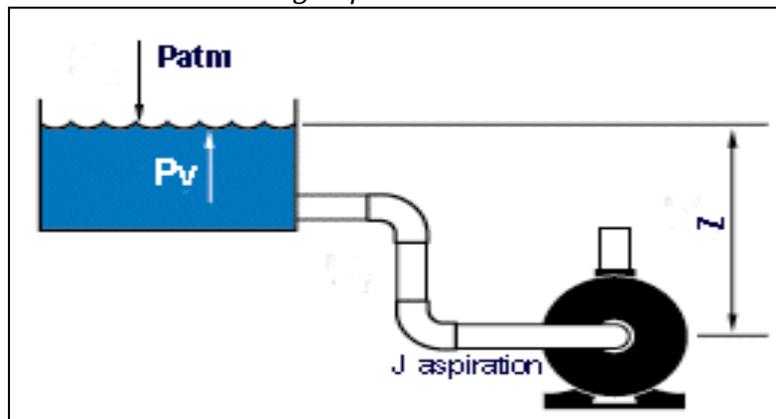
Soit la condition de non cavitation :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

D'après le théorème de Bernoulli appliquée entre le plan d'aspiration et l'entrée de la pompe :

- Pour l'alimentation en charge :

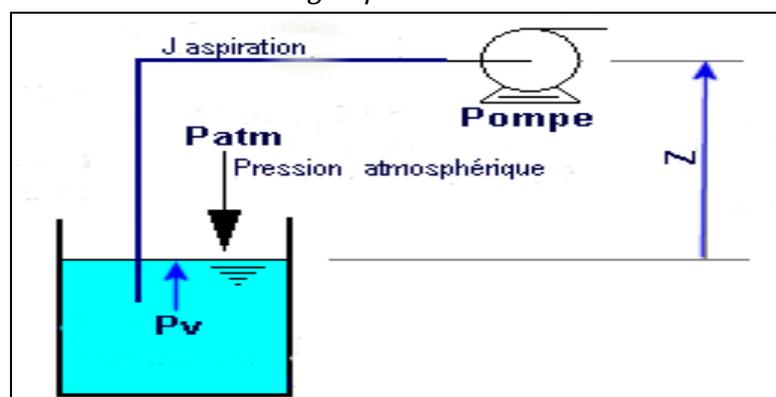
$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v) \tag{IV.11}$$



Figure(IV.8) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge

- Pour l'alimentation en dépression

$$NPSH_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + T_v) \tag{IV.12}$$



Figure(IV.9) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- $\frac{P_0}{g \times \rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration ;
- T_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température ;

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

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

IV.9. Éléments à fournir au constructeur ou au vendeur pour le choix d'une pompe centrifuge :

Dans les cas usuel, il convient de fournir les indications suivantes [2] :

1. Schéma de l'installation.
2. Liquide à pomper (non usuel). Débit désiré.
3. Principaux agents corrosifs : acide chlorhydrique, etc. (pour le cas de mélanges, en définir les pourcentages).
4. Ph, dans le cas des solutions aqueuses.
5. Poids spécifique de la solution à une température déterminée.
6. Températures maximum, minimum et normale.
7. Tension de vapeur aux températures précédente.
8. Viscosité.
9. Air dissous dans le liquide (sans air, avec un peu d'air ou saturé).
10. Autre gaz dissous
11. Solides en suspension (poids spécifique, quantité, diamètre des particules, caractéristiques de dureté).
12. Type d'utilisation (continue, intermittente ou autre).
13. Préciser si l'attaque du métal est ou non indésirable.
14. Décrire des essais préalables éventuellement réalisés.
15. Indiquer ce que l'on considère comme durée économique (parfois un remplacement fréquent des pompes peut être plus économique que le montage d'une pompe très chère).

IV.10. Choix des pompes du projet

Le choix des pompes pour chaque tronçon, se fait comme suit :

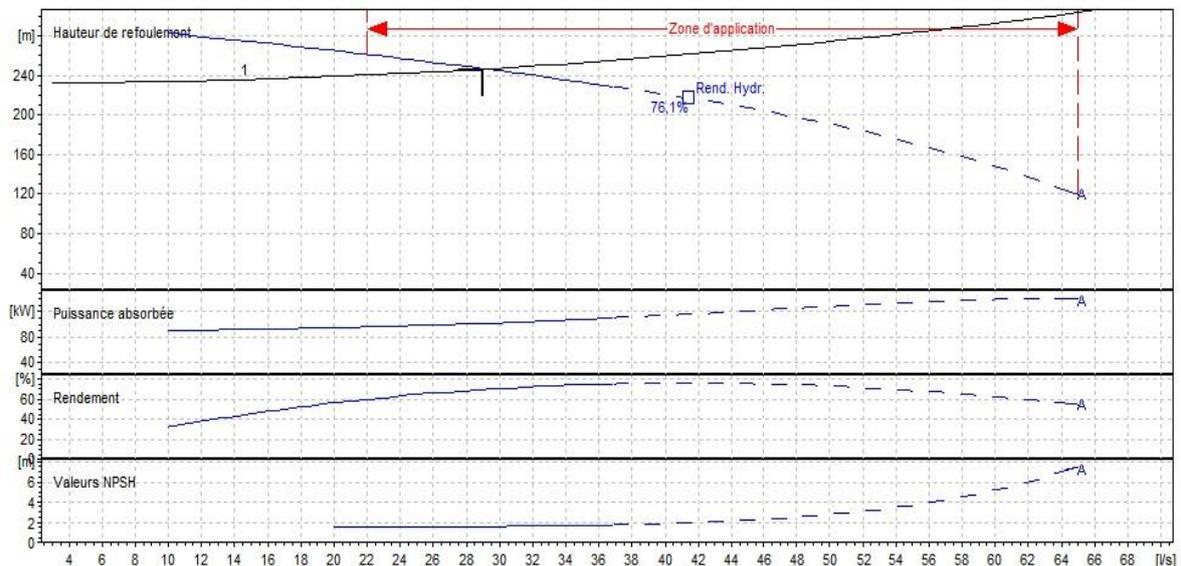
IV.10.1 Station de reprise SR1

- ✓ Caractéristiques du tronçon :
 - Le débit véhiculé : $Q = 0.029 \text{ m}^3/\text{s}$
 - La hauteur géométrique : $H_g = 232 \text{ m}$
 - La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 246,2 \text{ m}$
- ✓ Caractéristiques de la pompe :

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaire type PM 125/ 9 A (annexe 10) dont les Caractéristiques sont comme suit:

- $N = 1450 \text{ tr/min}$
- $\eta = 69,3 \%$
- $P = 101 \text{ kw}$
- $NPSH_r = 1,59 \text{ m}$
- Le point de fonctionnement P (29 l/s, 246,2 m)
- Le point désiré P_1 (29 l/s, 246 m)

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification. Voir la Figure(IV.10) :



Figure(IV.10) : Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite de la station (SR01)

- ✓ Etude de la cavitation

$$NPSH_r = 1,59 \text{ m}$$

$$NPSH_d = \left(\frac{P_0}{W} \right) + H_a - (J_a + T_v).$$

Avec :

- $H_a = -1 \text{ m}$
- $J_a = 0$, car la pompe est presque située au même niveau du radier.
- $T_v = 0,24$
- $\left(\frac{P_0}{w}\right) = 10,33 - 0,0012 \times Z$

Z: altitude du point considéré, dans notre cas $Z = 437 \text{ m}$

D'où, $NPSH_d = 10,33 - (0,0012 \times 437) + (-1) - (0 + 0,24) = 8,57 \text{ m}$

$NPSH_d > NPSH_r$, donc, la pompe ne cavite pas.

IV.10.2 Station de reprise SR2

✓ Caractéristiques du tronçon :

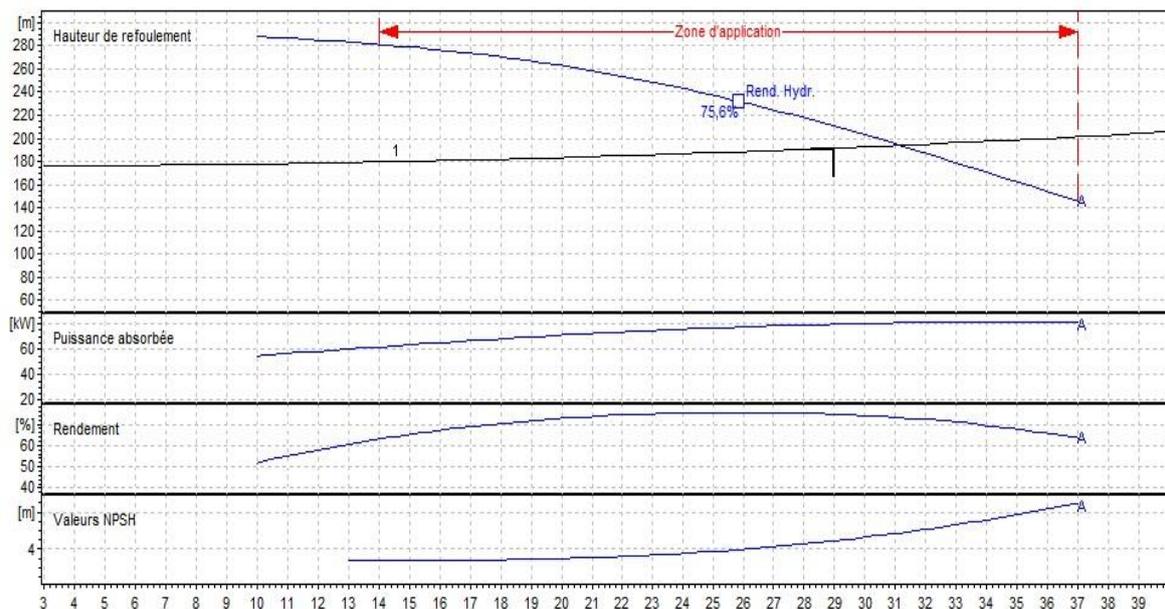
- Le débit véhiculé : $Q = 0,029 \text{ m}^3/\text{s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 176 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 191,52 \text{ m}$

✓ Caractéristiques de la pompe :

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaire type PM 80/ 5 A (annexe 11) dont les Caractéristiques sont comme suit:

- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 73 \%$
- $P = 80,9 \text{ kW}$
- $NPSH_r = 5,76 \text{ m}$
- Le point de fonctionnement P (31,1 l/s, 194 m)
- Le point désiré P_1 (29 l/s, 191,52 m)

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, d'où nous allons le réaliser Voir Figure(IV.11) :



Figure(IV.11) : Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite de la station (SR02)

- **Réalisation du point de fonctionnement**

1- Réduction du temps de pompage

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

$$T_1 \times Q_1 = T \times Q$$

$$D'où : T = \frac{20 \times 29}{31,1} = 18,65 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0311 \times 194}{0,73} = 81,08 \text{ kw}$$

$$D'où : P = 81,08 \text{ kw}$$

2- Le vannage

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

$$h = H' - H_1 = 210 - 191,52 = 18,48 \text{ m}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,029 \times 210}{0,73} = 81,84 \text{ kw}$$

$$D'où : P = 81,84 \text{ kw}$$

3- Variation de la vitesse de rotation

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

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_2} \text{ (tr/min)}$$

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

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

$$H = 0,23 \times Q^2$$

L'équation de la pompe est donnée comme suit :

$$H_p = a \times Q^2 + b$$

$$\text{Pour } \begin{cases} Q = 0 \text{ l/s; } H = 297 \text{ m} \\ Q = 31,1 \text{ l/s; } H = 194 \text{ m} \end{cases} \implies 194 = a \times 31,1^2 + 297 \implies a = -0,1065$$

$$\text{Ce qui donne : } H_p = -0,1065 Q^2 + 297$$

La courbe iso-rendement coupe la caractéristique de la pompe au point A (Q_2, H_2). Les coordonnées du point A sont (29,71 l/s ; 202,99 m)

$$D'où : N' = 2900 \times \frac{29}{29,71} = 2831 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta}$$

$$P_a = \frac{9,81 \times 0,029 \times 191,52}{0,73} = 74,64 \text{ kw} \quad D'où \quad P_a = 74,64 \text{ kw}$$

Remarque :

Notre choix se portera sur la variation de la vitesse de rotation qui présente une puissance minimale

- ✓ Etude de la cavitation

$$(NPSH)_r = 5,76 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = \left(\frac{P_0}{W}\right) + H_a - (J_a + T_v).$$

Avec :

- $H_a = -1 \text{ m}$
- $J_a = 0$, car la pompe est presque située au même niveau du radier.
- $T_v = 0,24$
- $\left(\frac{P_0}{W}\right) = 10,33 - 0,0012 \times Z$

Z: altitude du point considéré, dans notre cas $Z = 665 \text{ m}$

$$\text{D'ou, } NPSH_d = 10,33 - (0,0012 \times 665) + (-1) - (0 + 0,24) = 8,29 \text{ m}$$

$NPSH_d > NPSH_r$, donc, la pompe ne cavite pas.

IV.10.3. Station de reprise SR3

- ✓ Caractéristiques du tronçon :

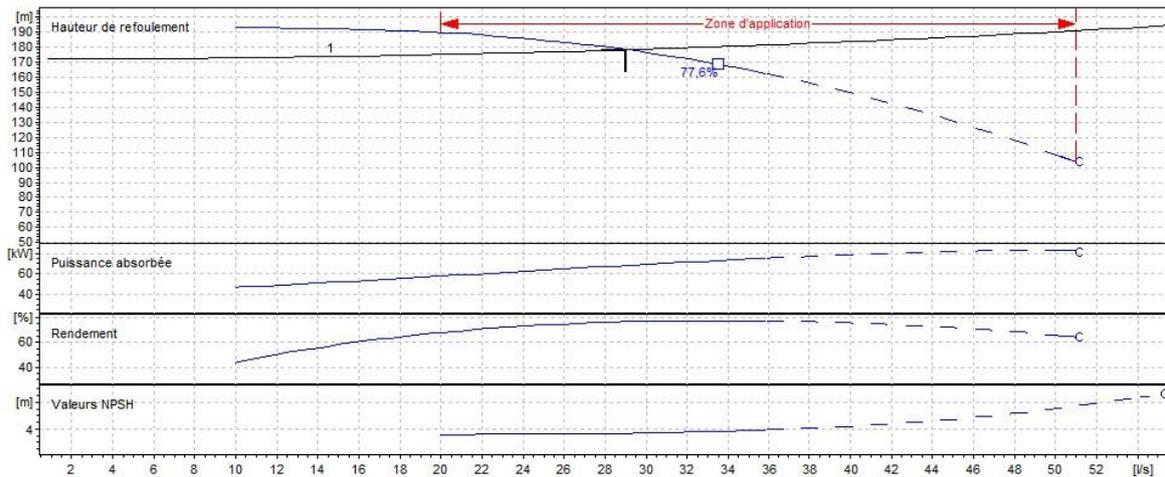
- Le débit véhiculé : $Q = 0,029 \text{ m}^3/\text{s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 172 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 178,04 \text{ m}$

- ✓ Caractéristiques de la pompe :

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaire type PM 100/ 3 C (annexe 12) dont les Caractéristiques sont comme suit :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 76,5 \%$
- $P = 66,1 \text{ kw}$
- $NPSH_r = 3,37 \text{ m}$
- Le point de fonctionnement P (29 l/s, 178 m)
- Le point désiré P_1 (29 l/s, 178,04 m)

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification. Voir Figure(IV.12) :



Figure(IV.12) : Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite de la station (SR03)

✓ Etude de la cavitation

$$(NPSH)_r = 3,37 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = \left(\frac{P_0}{w}\right) + H_a - (J_a + T_v).$$

Avec :

- $H_a = -1 \text{ m}$
- $J_a = 0$, car la pompe est presque située au même niveau du radier.
- $T_v = 0,24$
- $\left(\frac{P_0}{w}\right) = 10,33 - 0,0012 \times Z$

Z: altitude du point considéré, dans notre cas $Z = 837 \text{ m}$

D’où, $NPSH_d = 10,33 - (0,0012 \times 835) + (-1) - (0 + 0,24) = 8,088 \text{ m}$

$NPSH_d > NPSH_r$, donc, la pompe ne cavite pas.

IV.10.4. Station de reprise SR4

✓ Caractéristiques du tronçon :

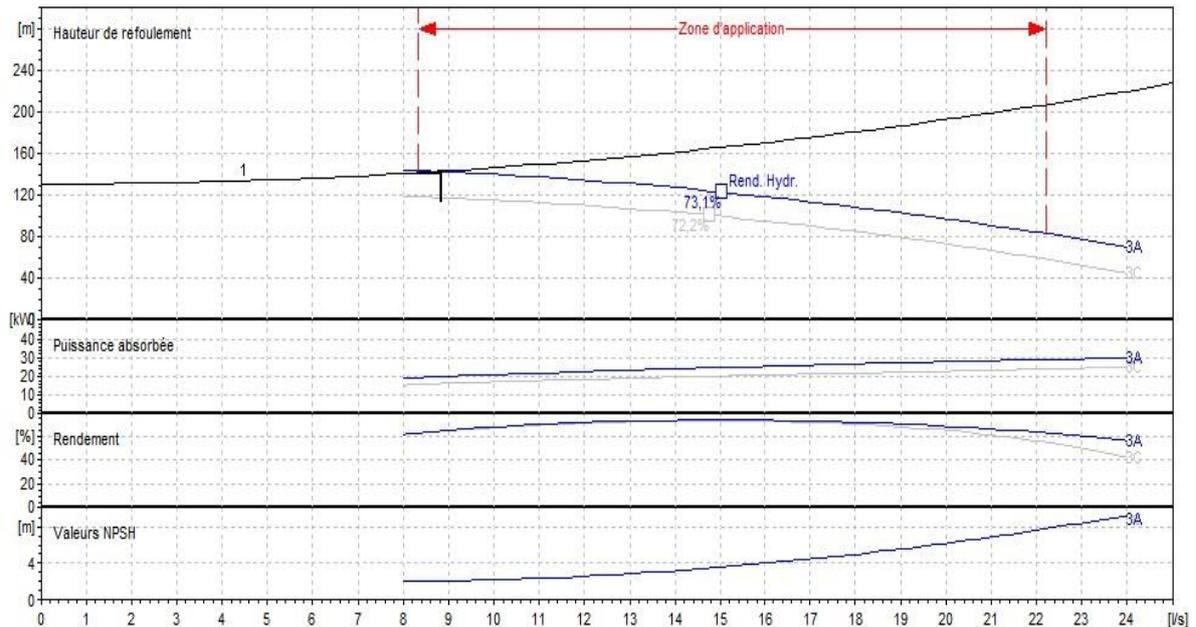
- Le débit véhiculé : $Q = 0,00885 \text{ m}^3/\text{s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 133 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 143,12 \text{ m}$

✓ Caractéristiques de la pompe :

D’après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe Centrifuge monobloc de surface à axe vertical type HVU50 /3A+40 (annexe 13) dont les Caractéristiques sont comme suit :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 63,4 \%$
- $P = 19,6 \text{ kW}$
- $NPSH_r = 2,06 \text{ m}$
- Le point de fonctionnement P (8,85 l/s, 143 m)
- Le point désiré P_1 (8,85 l/s, 143,12 m)

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification. Voir Figure(IV.13):



Figure(IV.13) : Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite de la station (SR04)

✓ Etude de la cavitation

$$(NPSH)_r = 2,06 \text{ m}$$

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

Avec :

- $H_a = -1 \text{ m}$
- $J_a = 0$, car la pompe est presque située au même niveau du radier.
- $T_v = 0,24$
- $\left(\frac{P_0}{\rho g}\right) = 10,33 - 0,0012 \times Z$

Z: altitude du point considéré, dans notre cas $Z= 1005 \text{ m}$

D'où : $NPSH_d = 10,33 - (0,0012 \times 1005) + (-1) - (0 + 0,24) = 7,88 \text{ m}$

$NPSH_d > NPSH_r$, donc, la pompe ne cavite pas.

IV.10.5. Forage 1

✓ Caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé : $Q = 0,014 \text{ m}^3/\text{s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 37,5 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 43,45 \text{ m}$

✓ Caractéristiques de la pompe :

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe immergée semi-axiale type E6S54/5A + MAC612-8V (annexe14) dont les Caractéristiques sont comme suit :

- $N = 2900$ tr/min
- $\eta = 66,1$ %
- $P = 9,01$ KW
- $NPSH_r = 5,25$ m
- Le point de fonctionnement P (14 l/s, 43,5 m)
- Le point désiré P_1 (14 l/s, 43,45 m)

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification. Voir Figure(IV.14):



Figure(IV.14) : Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite de forage (1)

✓ Vérification de la cavitation

Par mesure de sécurité, les pompes immergées sont toujours placées à 0.5 m au-dessous du niveau dynamique, donc la non cavitation est vérifiée.

IV.10.6. Forage 2

✓ Caractéristiques du tronçon :

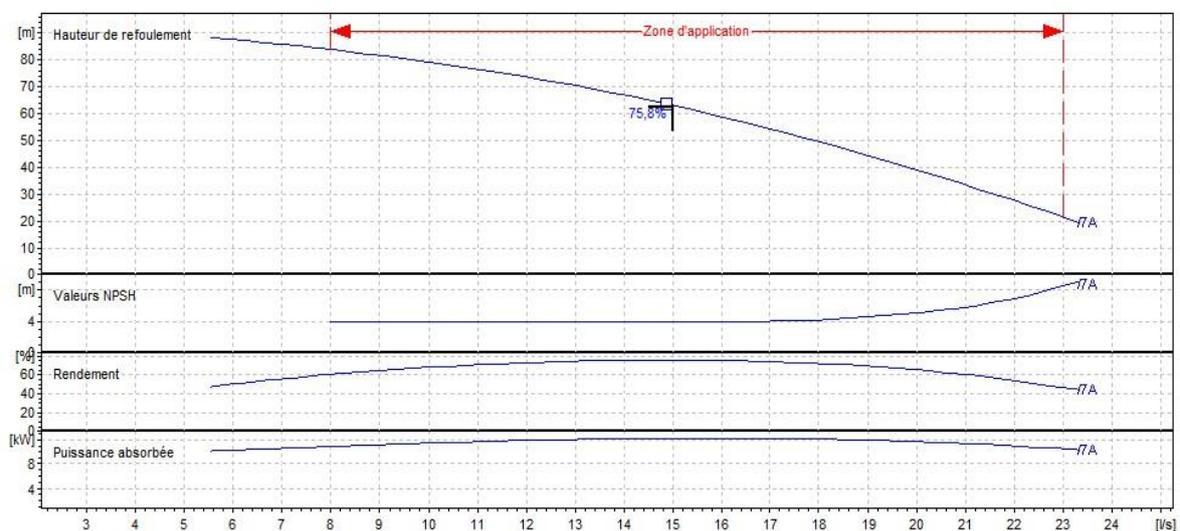
- Le débit véhiculé : $Q = 0,015$ m³/s
- La hauteur géométrique : $H_g = 47,5$ m
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 62,817$ m

✓ Caractéristiques de la pompe :

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe immergée semi-axiale type E6S64/7A + MAC617-8V (annexe 15) dont les Caractéristiques sont comme suit :

- $N = 2900$ tr/min
- $\eta = 75,8$ %
- $P = 12,2$ kw
- $NPSH_r = 3,98$ m
- Le point de fonctionnement P (15 l/s ; 62,9 m)
- Le point désiré P_1 (15 l/s ; 62,817 m)

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré par conséquent, cette pompe ne nécessite aucune modification. Voir la Figure(IV.15):



Figure(IV.15) : Courbes caractéristiques de la pompe et de la conduite de forage (1)

✓ Vérification de la cavitation

Par mesure de sécurité, les pompes immergées sont toujours placées à 0.5 m au-dessous du niveau dynamique, donc la non cavitation est vérifiée.

IV.11. Conclusion

Dans ce chapitre, on a sélectionné les pompes qui équiperont les deux Forages projetés et les quatre stations de reprises à l'aide de logiciel CAPRARI. Les pompes ainsi trouvées sont :

- E6S54/5A + MAC612-8V pour la pompe immergée de forage 1 ;
- E6S64/7A + MAC617-8V pour la pompe immergée de forage 2 ;
- PM 125/ 9 A 63 pour la station de reprise SR01;
- PM 80/ 5 A pour la station de reprise SR02;
- PM 100/ 3 C pour la station de reprise SR03;
- HVU50 /3A+40 pour la station de reprise SR04.

D'après les calculs effectués pour toutes pompes installées, aucun risque de cavitation n'a été trouvé.

Après l'étude de pompage et la vérification de la préservation des pompes contre la cavitation, une autre protection reste à faire : protection des conduites, ceci constituera l'objet du chapitre suivant protection et pose des conduites.

CHAPITRE V

Pose et protection des conduites

V.1. Introduction

En général, les conduites d'adduction quelles soient gravitaires ou par refoulement sont exposées aux dangers de destruction et de dégradation, causés par des phénomènes, tels que :

- L'accumulation d'air dans les conduites,
- L'apparition d'onde de pression ou dépression,
- L'action des contraintes externes,
- L'attaque par la corrosion,
- L'entourage des conduites,

Dans le but de procurer une longévité aux conduites, il est nécessaire de les protéger.

V.2. Protection contre la corrosion

La corrosion est une action destructrice qu'exerce le milieu ambiant sur les conduites métalliques. Elle est la résultante d'un processus d'échange et de déplacement d'ions, qui se manifeste sous deux formes différentes ; externe et interne [8].

V.2.1. La corrosion externe

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continue situé au voisinage du réseau d'alimentation en eau potable.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation ou attaque sous forme de couche de rouille [6].

V.2.2. La corrosion interne

La corrosion interne des conduites est liée à la nature de l'eau qu'elle véhicule et sa composition, elle dépend en particulier [3] :

- Du PH ;
- De la teneur en carbonate et bicarbonate ;
- De la teneur en oxygène dissout dans l'eau ;
- De la vitesse de circulation de l'eau ;
- De la minéralisation de l'eau.

Pour remédier à cela, il faut :

- Un revêtement intérieur fait à l'usine ;
- Eviter les fortes vitesses de circulation dans les conduites ;
- Evacuation de l'air par voie des venteuses ;
- L'exécution des travaux devra ensuite être suivie attentivement.

V.3. Protection contre le coup de bélier

Le coup de bélier, en hydraulique est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent (transitoire) qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci (la conduite). Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de suppression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite, subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde). Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire [3].

V.3.1. Cause du phénomène

Particulièrement, les générateurs des coups de bélier sont les suivants [4] :

- Fermeture instantanée d'un robinet vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe dépitant dans une conduite déjà alimentée.
- Modification de la vitesse d'une pompe ;
- La mise en marche des pompes dans les conduites en charge par refoulement.

V.3.2. Conséquences du phénomène

Dans les installations actuelles, le phénomène du coup de bélier est accentué par l'utilisation de plus en plus importante d'appareils à fermeture rapide. Ces derniers sont à l'origine d'une forte augmentation du nombre de coup de bélier qui se traduit par [6] :

- Emission de bruit ;
- Usure rapide des matériels, voire quelque fois leur détérioration brutale ;
- Détérioration des joints par suite fuites aux raccords ;
- Eclatement de la conduite du à la surpression ;
- Ecrasement du à la dépression.

V.3.3. Moyens de protection contre le coup de bélier

Dans une installation où le risque de coup de bélier existe, il est nécessaire de définir les protections que l'on va introduire dans le système de façon à minimiser les effets à des valeurs compatibles avec la résistance de la conduite : limitation de surpression et/ou de la dépression, on utilise pour cela un appareil appelé anti-bélier.

Pour le cas d'une conduite d'adduction, le meilleur moyen de protection est l'utilisation d'un robinet-vanne à course longue qui sera manœuvré lentement, toutefois pour les grandes conduites on peut utiliser un anti-bélier, pour plus de sécurité.

Le cas d'une conduite de refoulement est plus grave, puisque l'arrêt de la pompe peut survenir brutalement.

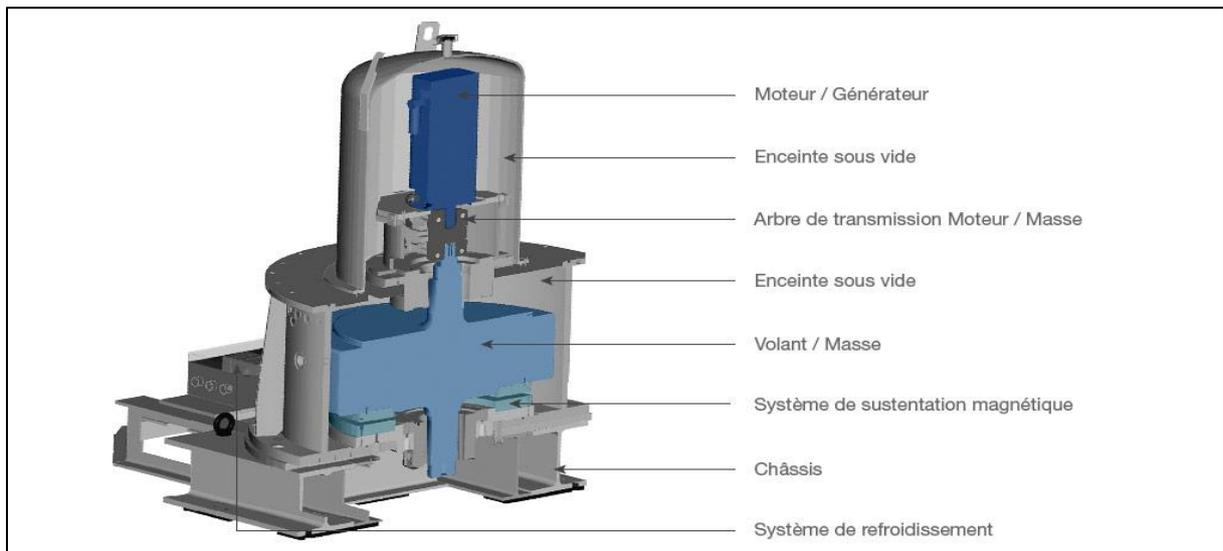
Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants [8] :

- Volant d'inertie ;
- Soupape de décharge ;
- Les ventouses ;
- Cheminée d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Vanne de fermeture lente.

V.3.3.1. Le volant d'inertie

Son principe est de continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

C'est un disque de grande inertie, dont la masse est concentrée près de périphérie, calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment du l'arrêt du moteur, il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier dans la conduite de refoulement. La figure (V.1) nous représente un schéma général d'un volant d'inertie.



Figure(V.1) : Schéma générale d'un volant d'inertie

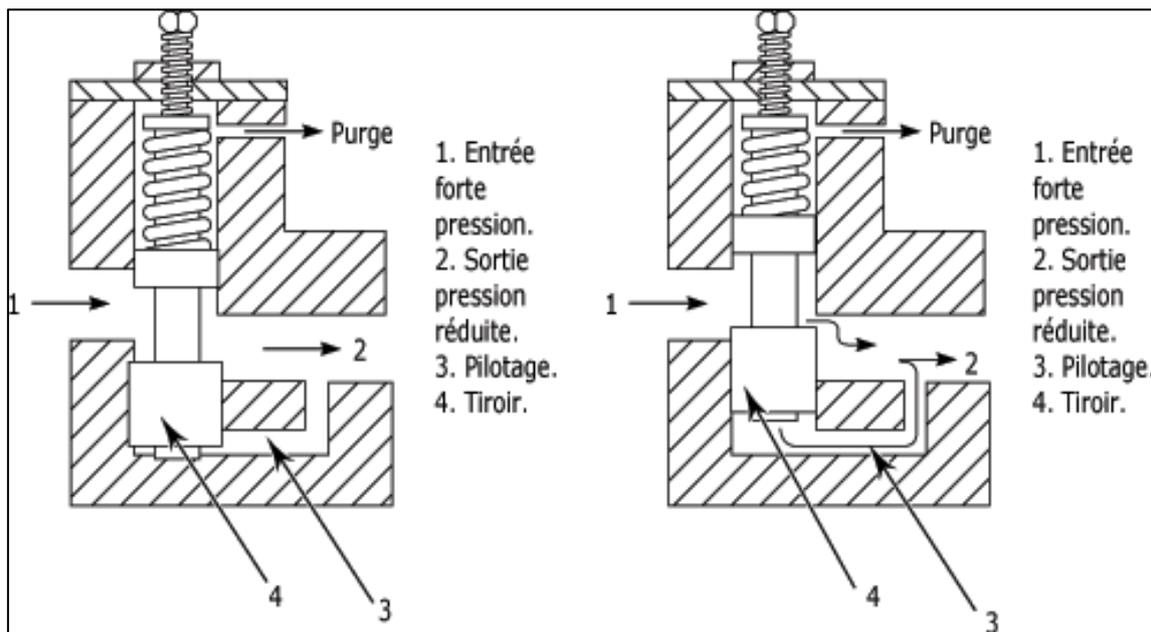
Portant ce système est généralement peut ou non utilisable vu que :

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions seulement ;
- Si la conduite de refoulement est assez grande on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérable, par conséquent le système sera couteux ;
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce volant ce qui peut conduire à des appels d'intensités de courant inadmissible ;
- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueur de refoulement faible ou moyenne qui n'accède pas quelque centaines de mètres.

V.3.3.2. Soupape de décharge

C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression.

Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduite dépasse 5% de la pression maximale de fonctionnement normal. Son utilisation nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive. La figure (V.2) nous représente un schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge.



Figure(V.2) : Schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge

V.3.3.3. Les ventouses

Appelés aussi reniflards, elles ont pour rôle principal l'évacuation de l'air continu dans la conduite et permettent aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut.



Figure(V.3) : une ventouse

V.3.3.4. Cheminées d'équilibre

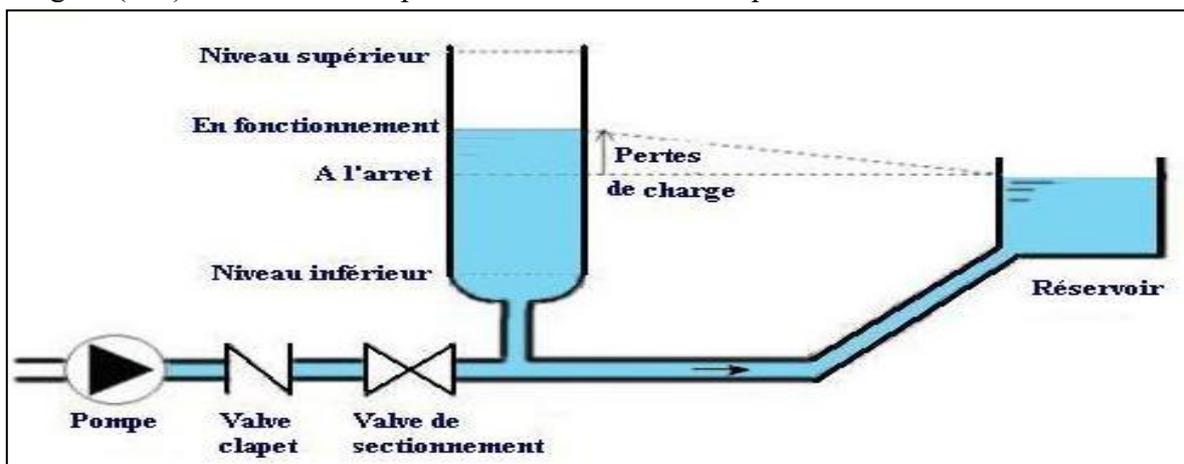
Une manière de réduire les surpressions dans une conduite, Elles sont des récipients ouverts à forte hauteur protégeant le tronçon en aval et réduisant l'intensité du coup de bélier en amont.

Elles jouent le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages importants dans le cas de grandes et moyennes hauteurs de refoulement.

Les cheminées d'équilibre sont utilisées sur le tracé du refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire. Elles présentent certains avantages à savoir:

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

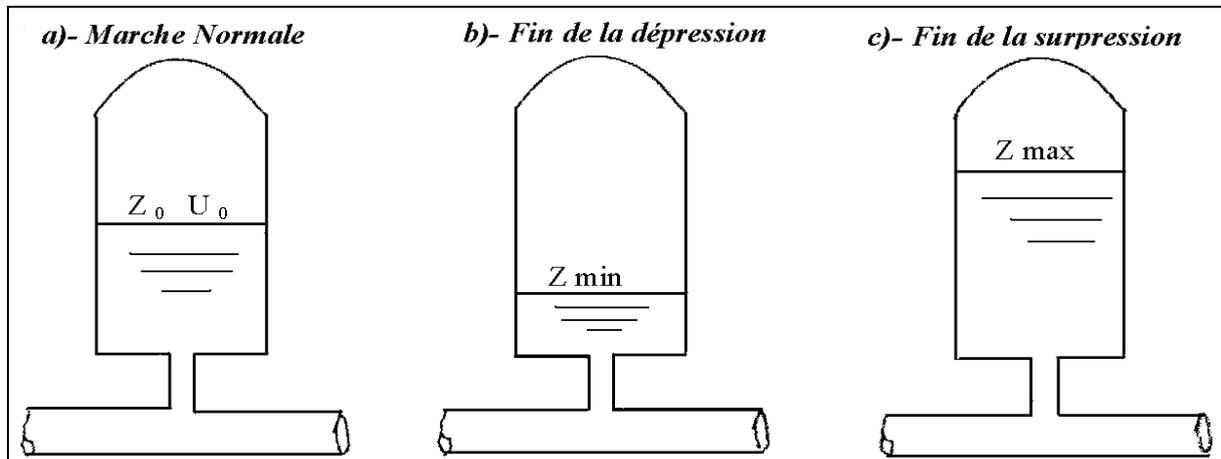
La figure (V.4) suivante nous représente une cheminée d'équilibre :



Figure(V.4) : Cheminée d'équilibre.

V.3.3.5. Le réservoir d'air

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



Figure(V.5) : Réservoir d'air

V.4. Etude du coup de bélier

Dans cette étude, on calcule les valeurs des variations de pression (surpression et dépression).

Ce calcul sera fait pour chaque tronçon, on doit veiller à ce que la valeur de la pression ne dépasse pas la pression de fonctionnement admissible. Si on trouve pour un tronçon donné que cette condition n'est pas vérifiée, on doit impérativement employer un dispositif anti bélier [8].

V.4.1. La valeur de coup de bélier

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

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

Avec :

- K' : Coefficient dépendant de la nature de la conduite :
 $K' = 0,59$ pour la fonte ductile ;
 $K' = 83$ pour les conduites en PEHD.
- D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- e : Epaisseur de la conduite (m).

-1^{er} Cas : Fermeture brusque de la vanne

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

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

Avec :

- L : Longueur de la conduite en m ;
- a : Célérité des ondes en m/s.

Et la valeur maximale du coup de bélier est :

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

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m) ;
- a : La célérité de l'onde (m/s) ;
- V_0 : Vitesse initiale d'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

On trouvera ainsi les valeurs maximales de la surpression et de la dépression. La première est donnée comme suit :

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

La valeur maximale de la dépression est :

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

Avec :

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

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

-2ème cas : Fermeture lente de la vanne

La variation de la vitesse d'écoulement en fonction du temps est linéaire. Le temps (T_f) est tel que :

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

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

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

Avec :

- T_f : Temps de fermeture de la vanne en seconde.

Remarque :

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente, c'est pour ça que dans notre étude on considéra le cas le plus défavorable c'est-à-dire la fermeture brusque.

V.4.2 Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement

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

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

adduction	caractéristique des conduites										
	D (mm)	L (m)	e (mm)	K _c	a (m/s)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	PN
F1-SR01	160	844	17,9	83	396,2	1,16	47,5	46,85	94,36	0,64	200
F2-SR01	160	208	17,9	83	396,2	1,24	57,5	50,08	107,59	7,41	200
SR1-SR2	200	2187	5,4	0,6	1189,0	1,03	242	124,84	366,8	117,1	300
SR2-SR3	250	4194	27,9	83	395,6	0,98	186	39,52	225,5	146,4	200
SR3-R1	250	1633	27,9	83	395,6	0,98	182	39,52	221,5	142,4	200
R1-R2	250	1093	14	83	268,0	1,2	143	32,78	175,784	110,2	200

V.4.3. Interprétation des résultats

Les résultats de calcul des valeurs du coup de bélier montrent que les tronçons : (F1-SR01), (F2-SR01) et (R1-R2), ne dépassent pas la pression maximale de service en surpression, avec la valeur de dépression trouvée positive, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti bélier. Par contre, les tronçons (SR1-SR2), (SR2-SR3), et (SR3-R1), ne vérifie pas la pression de service dans la valeur du coup de bélier en suppression, alors on doit le protégé, et dans notre cas, on opte pour un réservoir d'air pour les avantages en termes d'économie et d'efficacité.

V.4.4. Méthode de calcul du réservoir d'air

Le calcul du réservoir d'air consiste à déterminer les valeurs de la surpression et la dépression maximale dans la conduite par approximations successives en utilisant la méthode graphique de Louis BERGERON.

V.4.4.1. Principe de calcul de réservoir d'air

Les étapes à suivre pour le dimensionnement du réservoir d'air sont les suivantes:

1. Le temps se suivent selon les valeurs de Tf

$$Tf = \frac{2 \times L}{a} \quad (V.9)$$

2. Variation du volume d'air

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

Avec :

- ΔU : Variation du volume d'air (m³) ;
- S : Section de la conduite (m²) ;
- V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie;
- θ : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.

3. Le volume d'air comprimé

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

Avec :

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

4. la pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de Poisson

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1,4} = Z \times U^{1,4} \quad (\text{V.12})$$

Avec :

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

5. La vitesse dans la tubulure**a) Cas de la montée de l'eau :**

A la montée de l'eau. On a un coefficient de débit de 0,92

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = K \quad (\text{V.13})$$

Avec:

- V_1 : Vitesse dans la tuyère;
- V_f : Vitesse finale choisie ;
- D : Diamètre de la conduite ;
- d' : Diamètre de la veine contractée.

$$d' \text{ où : } d' = 0,92 \times d \quad (\text{V.14})$$

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

b) Cas de la descente de l'eau :

La tuyère agit comme un ajutage BORDA avec un coefficient de 0,5 à la descente de l'eau.

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \times \frac{D^2}{d^2} \quad (\text{V.15})$$

Avec :

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

6. Calcul des pertes de charge**a) Cas de la montée de l'eau :**

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

$$C = f(m')$$

$$\text{Avec : } m' = \frac{(0,92 \times d)^2}{\phi^2} \quad (\text{V.17})$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (Annexe (16)).

b) Cas de la descente de l'eau :

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

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

$$\text{Avec:} \quad m'' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{\phi^2} \quad (\text{V.19})$$

La valeur de (C') est lue sur l'abaque (Annexe16).

V.4.5. Application du calcul pour le tronçon (SR1- SR2)

On dispose d'une tuyère de diamètre $d = 50$ mm qui est incorporée dans une tubulure de diamètre $\phi = 100$ mm.

Les caractéristiques de la tuyère sont :

➤ *Montée de l'eau :*

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0,92 \times d)^2} = \frac{0,2^2}{(0,92 \times 0,05)^2} = 18,90 \Rightarrow V_1 = 18,90 \times V_f$$

Donc, $K = 19$. Compris entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

$$\text{Par ailleurs,} \quad m' = \frac{(0,92 \times d)^2}{\phi^2} = \frac{(0,92 \times 0,05)^2}{0,100^2} = 0,212$$

A partir de l'annexe(16), 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 correspondant au cas de la montée de l'eau est :

$$\Delta h_1 = C \times \frac{V^2}{2 \times g}; \quad \Delta h_1 = 0,63 \times \frac{V_1^2}{2 \times g} = 11,47 V_f^2$$

➤ *Descente de l'eau :*

$$K' = \frac{V_2}{V_f} = \frac{2 \times D^2}{d'^2} = \frac{2 \times 0,2^2}{0,05^2} = 32$$

$$\text{Ce que donne : } V_2 = K' \times V_f = 32 \times V_f$$

$$\text{Par ailleurs, } m'' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{\phi^2} = \frac{1}{2} \times \frac{0,05^2}{0,100^2} = 0,125$$

A partir de l'annexe (16), on aura la valeur du coefficient de perte de charge

$C' = 0,78$ d'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = C' \times \frac{V^2}{2 \times g}; \quad \Delta h_2 = 0,78 \times \frac{V^2}{2 \times g} = 40,71 \times V_f^2$$

➤ *Variation du volume d'air :*

$$\Delta U = S \times V_m \times \theta$$

$$\theta = \frac{2 \times L}{a}; \quad \theta = \frac{2 \times 2187}{1189,05} = 3,67 \text{ s ;}$$

$$S = \pi \times r^2; \quad S = \pi \times 0,1^2 = 0,0314 \text{ m}^2$$

$$\Delta U = S \times \theta \times V_m = 0,0314 \times 3,67 \times V_m = 0,115 \times V_m$$

➤ **Résultats 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 le tableau (V.2) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (V.6).

Tableau (V.2) : Calcul du réservoir d'air de tronçon (SR1-SR2).

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diamètre	0.1892 m	Vitesse	1.03201516 m/s	Volume U	0.08 m ³
Débit	0.029 m ³ /s	Section	0.02810036 m ²	K PDC en	40.71 V _f V _g
H géomet	232 m	Célérité a	1183.04682 m/s	K PDC so	11.47 V _f V _g
Long. Con	2187 m	B	125.088109 m	Exposant	1.2
coef. K	0.6	Hmax	357.088109 m		
Épaisseur	0.0054 m	Hmin	106.311891 m		
C Haz Vill	125.34	periode θ	3.67857676 s		
		Hs	242 m		
		PDC 5	14.2096601 m		
		a/g	121.207627 s		
Résultats des variations du volume d'air		Pression de l'air		Résultats des pressions	
Umax	0.13941286 m ³	pres. air Z	12.3681141 IU ⁺	Supression	120.495855 m
Umin	0.05990301 m ³			Dépresseo	110.593479 m

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z → Δh → δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0.08	256.20966	0	256.20966	14.2096601	242	1.03201516	0	0	
3.67857675	0.05941286	0.13941286	131.564908	0.1583865	131.406521	0.25410919	131.152412	0.11748865	0.57476293	0.11751069	-2.204E-05
7.35715351	-0.0384548	0.10095807	193.791279	30.2168869	224.008166	10.1710337	234.1792	-0.8615619	-0.3720135	-0.8615377	-2.411E-05
11.0357303	-0.0410551	0.05990301	362.547653	0.0517974	362.495855	0.09026732	362.405588	0.06729708	-0.3971686	0.06720047	9.6619E-05
14.714307	0.03710745	0.09701046	203.292424	4.85738548	198.435039	5.04909116	192.385948	0.65134891	0.35897928	0.65075809	0.00059082
18.3928838	0.01693516	0.11394562	167.597031	4.24973274	171.846763	1.65392843	173.500632	-0.3231224	0.16383154	-0.323095	-2.743E-05
22.0714605	-0.0402658	0.07367986	282.803596	8.46399029	291.267586	3.13031793	294.397904	-0.455964	-0.3895329	-0.4559708	6.8366E-06
25.7500373	-0.0030135	0.07066633	297.336662	1.81383337	295.522828	2.42964337	293.093185	0.39786918	-0.0291531	0.39766465	0.00020453
29.428614	0.03600709	0.10667342	181.399476	1.02545722	180.374019	1.4328179	178.941201	0.2991492	0.34833435	0.29900405	0.00014516
33.1071908	-0.0085428	0.09313061	200.610954	8.77570486	209.286659	3.23632766	212.523587	-0.4642946	-0.0826436	-0.4642912	-3.401E-06
36.7857675	-0.0302743	0.06785626	312.173158	0.60057291	312.773731	0.27015047	313.043882	-0.1213503	-0.2928755	-0.1214597	0.00010946
40.4643443	0.01588392	0.08374018	242.539692	2.10881803	240.430874	2.79345424	237.637419	0.42879086	0.15366177	0.42878328	7.5823E-06
44.1429211	0.01965872	0.1033989	188.314773	0.09546211	188.410235	0.04920139	188.459436	-0.0489278	0.1901794	-0.0484245	-0.0005033
47.8214978	-0.0215327	0.0818662	249.21715	5.51887289	254.736023	2.10672242	256.842745	-0.3681966	-0.2083084	-0.3681923	-4.375E-06
51.5000746	-0.0103412	0.07152498	293.058388	0.32415109	292.734237	0.49321187	292.241025	0.16876439	-0.1000414	0.16810941	0.00065499

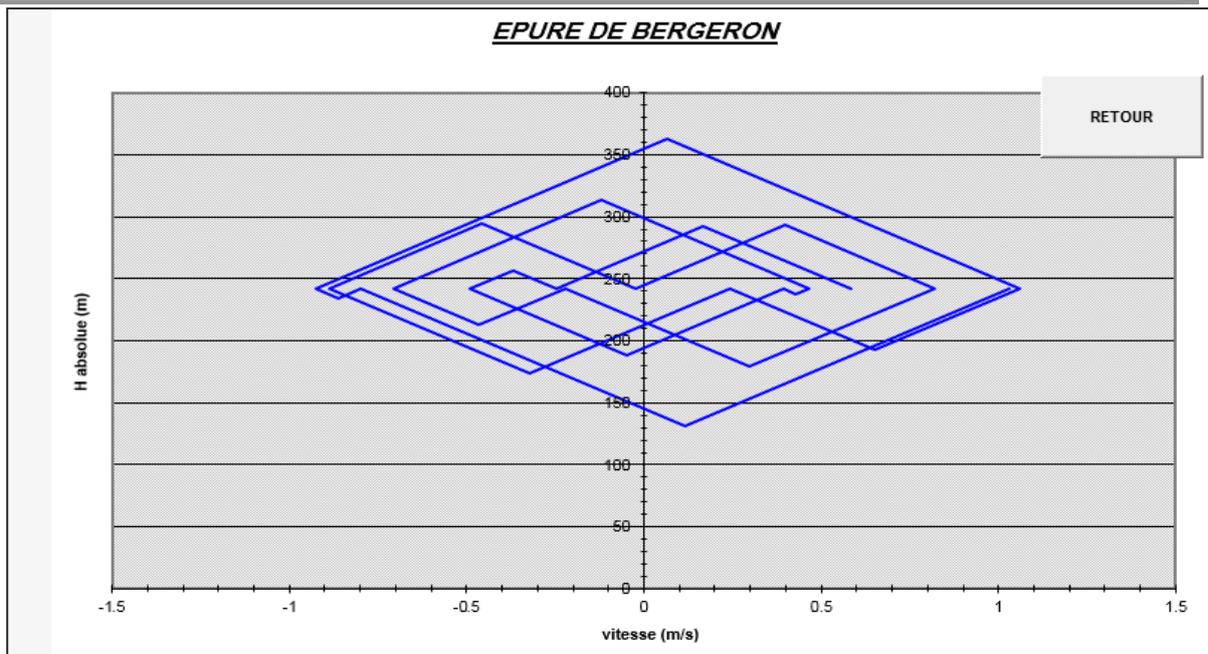


Figure (V.6) : Épure de BERGERON pour le tronçon (SR1-SR2)

➤ **Interprétation des résultats**

On remarque que :

Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de 110,59m.

- Le volume d'air à la fin de cette dépression est 0.1394 m³.
- La surpression est de 120,4959 m, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de 0.0599m³.

Par ailleurs, la figure (V.7) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

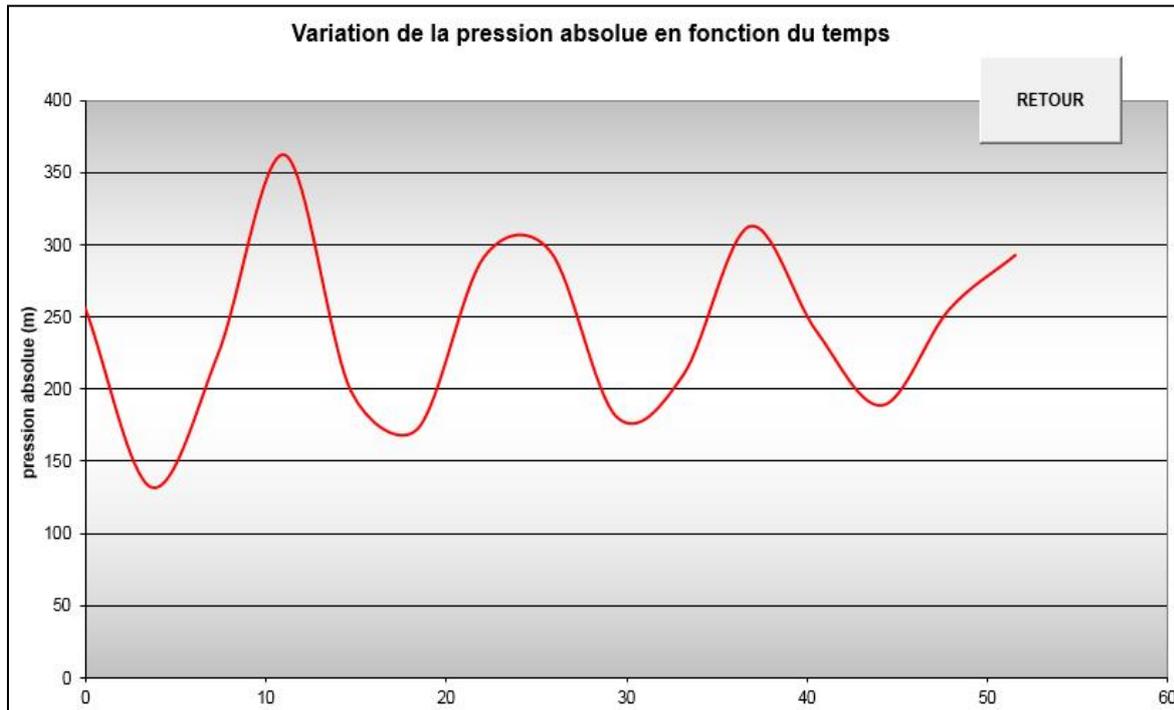


Figure (V.7) : Variation de pression absolue pour le tronçon (SR1-SR2).

➤ **Dimensionnement du réservoir d'air**

À partir du tableau (V.2), on a le volume maximal d'air est d'ordre $0,1394 \text{ m}^3$. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon (SR1- SR2), tel que :

$$V_t = 1,2 * U_{\max} = 1,2 * 0,1394 = 0,167 \text{ m}^3$$

Par conséquent, On optera pour un réservoir de volume normalisé de (200 l).

V.4.6. Application du calcul pour le tronçon (SR2- SR3)

On dispose d'une tuyère de diamètre $d = 70 \text{ mm}$ qui est incorporée dans une tubulure de diamètre $\phi = 140 \text{ mm}$.

Les caractéristiques de la tuyère sont :

➤ **Montée de l'eau :**

- ❖ $K = 15,07$
- ❖ $V_1 = 15,07 \times V_f$
- ❖ $m' = 0,212$
- ❖ $c = 0,63$.
- ❖ $\Delta h_1 = 7,29 V_f^2$

➤ **Descente de l'eau :**

- ❖ $K' = 25,51$
- ❖ $V_2 = 25,51 \times V_f$
- ❖ $m'' = 0,125$
- ❖ $C' = 0,78$
- ❖ $\Delta h_2 = 25,87 \times V_f^2$

➤ **Variation du volume d'air :**

- ❖ $\theta = 21,67s$;
- ❖ $S = 0,049m^2$
- ❖ $\Delta U = 1,04 \times V_m$

➤ **Résultats de calcul du réservoir d'air**

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR2-SR3 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (V.3) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (V.8).

Tableau (V.3) : Calcul du réservoir d'air de tronçon (SR2-SR3).

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0.1942 m	Vitesse	0.9795574 m/s	Volume U	0.6 m ³
Débit	0.029 m ³ /s	Section	0.02960521 m ²	K PDC en	25.51 V _f V _f
H géomet	176 m	Célérité a	395.674858 m/s	K PDC so	7.29 V _f V _f
Long. Con	4194 m	B	39.5093002 m	Exposant	1.2
coef. K	83	Hmax	215.5093 m		
Epaisseur	0.0279 m	Hmin	136.4907 m	Pression de l'air	
C Haz Vill	159.31	periode θ	21.1992242 s	pres. air Z	109.173977 JU ²
		H ₀	186 m		
		PDC δ	15.5290384 m	Résultats des pressions	
		a/g	40.3338285 s	Surpressio	28.8825686 m
				Dépressio	49.5471381 m
Résultats des variations du volume d'air					
Umax	0.83695995 m ³				
Umin	0.58770612 m ³				

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -> Δh -> δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0.6	201.529038	0	201.529038	15.5290384	186	0.9795574	0	0	
21.1992242	0.23695995	0.83695995	135.167886	1.28497567	136.452862	1.01386471	137.466727	-0.2237321	0.37756078	-0.2244358	0.00070372
42.3984483	-0.2492538	0.58770612	206.598363	8.28420587	214.882569	5.69434322	220.576912	-0.5697534	-0.3971493	-0.5698627	0.0001093
63.5976725	0.00180889	0.58951501	205.837876	2.41551613	203.42236	5.80147896	197.620881	0.5756324	0.0028822	0.57562707	5.3288E-06
84.7968968	0.1756057	0.76512071	150.536976	0.00654971	150.543526	0.00763774	150.551163	-0.0151361	0.27980181	-0.0160234	0.00089733
105.996121	-0.1476668	0.61745392	194.712427	5.27069939	199.983126	3.74622036	203.729346	-0.4544569	-0.2352853	-0.4545471	9.0185E-05
127.195345	-0.0262658	0.59118811	205.139033	1.00256844	204.136464	2.56982239	201.566642	0.37105332	-0.0418507	0.3708457	0.00020761
148.394569	0.14069432	0.73188243	158.777715	0.04379195	158.733923	0.14151503	158.592408	0.07747964	0.22417568	0.07750565	-2.601E-05
169.593793	-0.0966364	0.63524606	188.186626	3.79020745	191.976833	2.76048405	194.737317	-0.3854141	-0.1539758	-0.3854573	4.3231E-05
190.793017	-0.042679	0.5925671	204.566301	0.45362974	204.112671	1.23303989	202.879631	0.24970909	-0.0680026	0.249452	0.00025709
211.992242	0.11774115	0.71030825	164.582214	0.11528523	164.466929	0.34679589	164.120133	0.12573782	0.18760319	0.12575437	-1.655E-05
233.191466	-0.0645999	0.64570838	184.533587	2.8052988	187.338886	2.0891614	189.428048	-0.3317397	-0.1029304	-0.3316151	-0.0001246
254.39069	-0.0508674	0.59484098	203.628271	0.20948236	203.418788	0.6029122	202.815876	0.17016961	-0.0810497	0.16951572	0.0006539
275.589914	0.09995308	0.69479407	169.001987	0.16185684	168.84013	0.47481767	168.365313	0.14986876	0.15926052	0.14900532	0.00086344
296.789138	-0.0428326	0.65196142	182.411769	2.07933141	184.4911	1.58321787	186.074318	-0.2855069	-0.0682475	-0.2855003	-6.603E-06

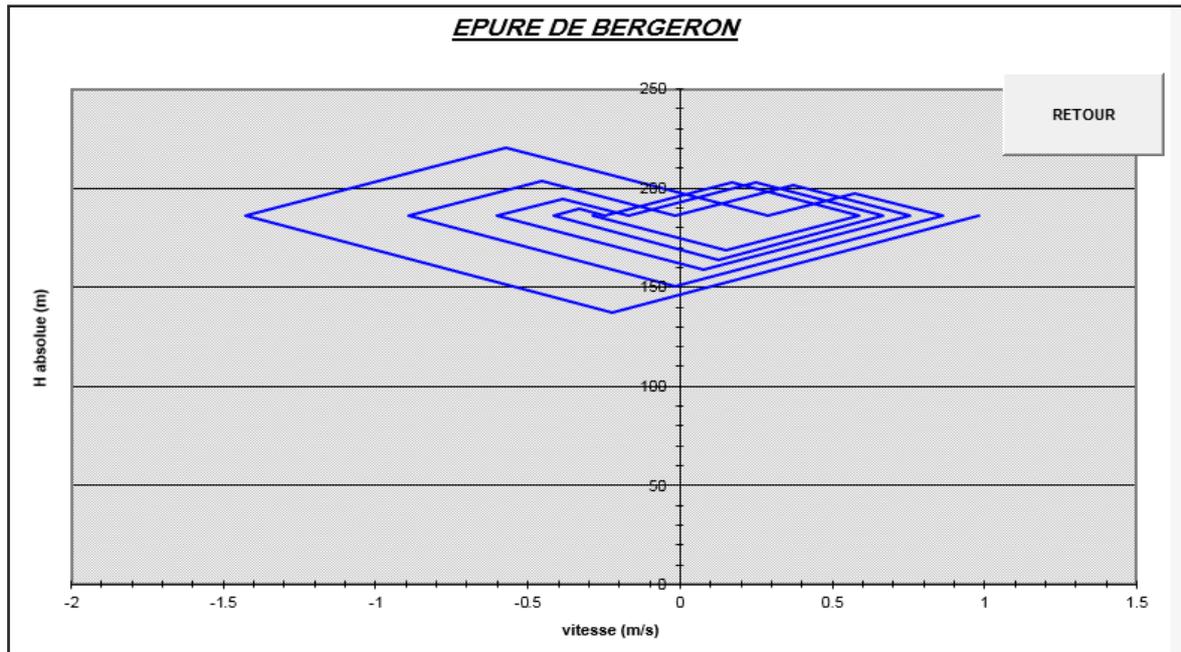


Figure (V.8) : Épure de BERGERON pour le tronçon (SR2-SR3).

Interprétation des résultats

On remarque que :

Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de 49,58m.

- Le volume d'air à la fin de cette dépression est $0,836\text{m}^3$.
- La surpression est de 28,88 m, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de $0,587\text{m}^3$.

Par ailleurs, la figure (V.9) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

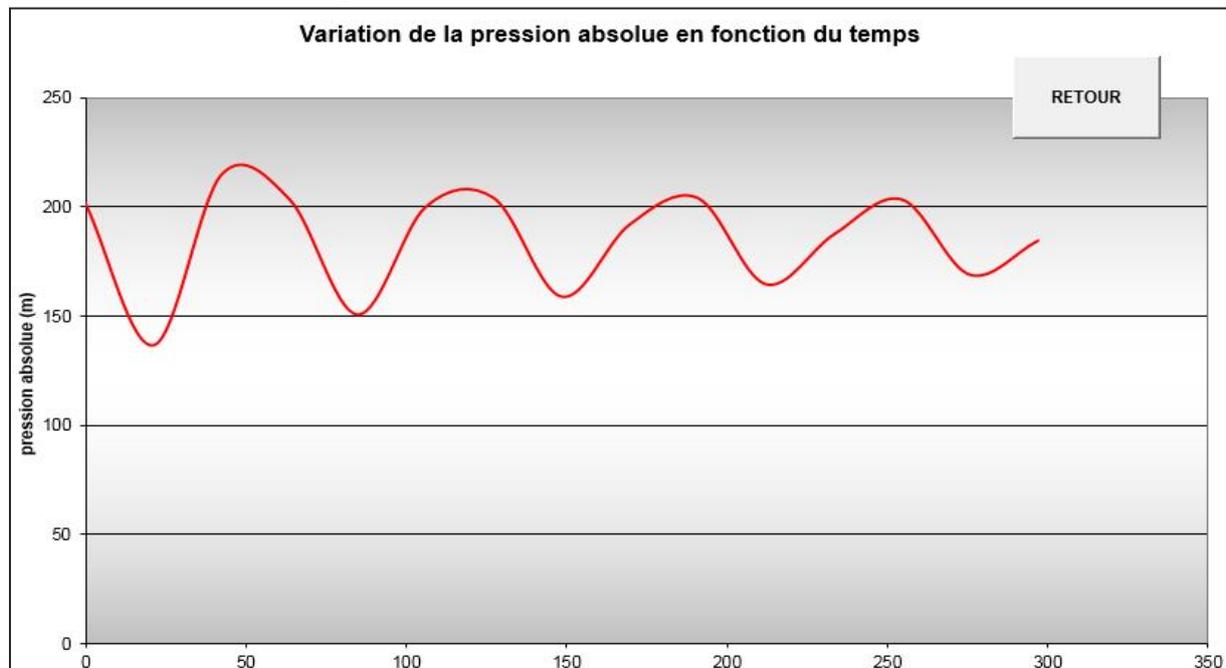


Figure (V.9) : Variation de pression absolue pour le tronçon (SR2-SR3).

➤ **Dimensionnement du réservoir d'air**

À partir du tableau (V.3), on a le volume maximal d'air est d'ordre 4,439 m³ Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon (SR1- SR2), tel que :

$$V_t = 1.2 * U_{\max} = 1.2 * 0,837 = 1,0044 \text{m}^3$$

Par conséquent, On optera pour un réservoir de volume normalisé de (1000l).

V.4.7. Application du calcul pour le tronçon (SR3- R1)

On dispose d'une tuyère de diamètre $d = 70$ mm qui est incorporée dans une tubulure de diamètre $\phi = 140$ mm.

Les caractéristiques de la tuyère sont :

➤ **Montée de l'eau :**

❖ $K = 15,07$

❖ $V_1 = 15,07 \times V_f$

❖ $m' = 0,212$

❖ $c = 0,63$

❖ $\Delta h_1 = 7,29 V_f^2$

➤ **Descente de l'eau :**

❖ $K' = 25,51$

❖ $V_2 = 25,51 \times V_f$

❖ $m'' = 0,125$

❖ $C' = 0,78$

❖ $\Delta h_2 = 25,87 \times V_f^2$

Variation du volume d'air :

$\theta = 8,26 \text{s}$;

$S = 0,049 \text{m}^2$

$\Delta U = 0,41 \times V_m$

Résultats de calcul du réservoir d'air

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR3-SR4 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (V.4) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (V.10).

Tableau (V.4) : Calcul du réservoir d'air de tronçon (SR3-R1).

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0.1942 m	Vitesse	0.9795574 m/s	Volume U	0.22 m ³
Débit	0.029 m ³ /s	Section	0.02960521 m ²	K PDC en	25.51 V _f V _y
H géomet	172 m	Célérité a	395.674858 m/s	K PDC so	7.29 V _f V _y
Long. Con	1633 m	B	39.5093002 m	Exposant	1.2
coef. K	83	Hmax	211.5093 m	Pression de l'air	
Epaisseur	0.0279 m	Hmin	132.4907 m	pres. air Z	30.5613416 J _U ²
C Haz Wil	159.31	periode θ	8.25425204 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		H ₀	182 m	Supressio	38.4121777 m
Umax	0.30366883 m ³	PDC δ	6.04647584 s	Dépressio	52.0534847 m
Umin	0.19883172 m ³	a/g	40.3338285 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1 : Δh2	Z-Δh : Z+Δh	δ	Z ↔ Δh ↔ δ	V _f graph	V _m	V _f choisie	f
0	0	0.22	188.046476	0	188.046476	6.04647584	182	0.9795574	0	0	
8.25425204	0.08366883	0.30366883	127.72978	2.21673536	129.946515	6.65408186	130.600597	-0.2947923	0.34238745	-0.2947925	-9.815E-06
16.5085041	-0.1048371	0.19883172	212.319373	8.09280435	220.412178	2.16970552	222.581883	-0.562992	-0.4290118	-0.563241	0.00024905
24.7627561	0.01261538	0.2114471	197.210638	3.23828054	193.972358	2.96333312	191.009024	0.66651955	0.05162435	0.66648974	2.9809E-05
33.0170081	0.06787565	0.27932275	141.203299	0.31414843	141.517447	0.10711443	141.624562	-0.1111506	0.27775902	-0.1109717	-0.0001789
41.2712602	-0.0709689	0.20835383	200.729238	5.63186874	206.361107	1.55097686	207.912083	-0.4697417	-0.2904172	-0.4698628	0.00012102
49.5255122	0.00226289	0.21061672	198.144036	1.73879628	196.40524	1.66609428	194.739146	0.48854143	0.00926014	0.48838305	0.00015838
57.7797643	0.05699908	0.2676158	148.647743	0.0122155	148.659959	0.0052964	148.665255	-0.022087	0.23325019	-0.0218927	-0.0002043
66.0340163	-0.0532162	0.21439956	193.956241	4.36508355	198.321325	1.22499465	199.546319	-0.4135307	-0.2177702	-0.4136576	0.00012689
74.2882683	-0.0041496	0.21024998	198.55885	1.05099295	197.507857	1.04527531	196.462582	0.38006862	-0.0169808	0.3796961	0.00037252
82.5425204	0.05028456	0.26053454	153.509069	0.00739528	153.501674	0.01061406	153.49106	0.03181607	0.2057732	0.03185031	-3.423E-05
90.7967724	-0.0419317	0.21860282	189.489658	3.58799843	193.077656	1.02163146	194.099288	-0.3750298	-0.171592	-0.3750342	4.3939E-06
99.0510244	-0.0085194	0.21008337	198.747835	0.67952296	198.068312	0.69799177	197.37032	0.30602648	-0.0348631	0.30530808	0.00071839
107.305276	0.04551624	0.25559961	157.072516	0.03293291	157.039583	0.04232089	156.997262	0.06720914	0.18626039	0.0672127	-3.558E-06
115.559529	-0.0340177	0.22158186	186.436685	3.04735335	189.484039	0.8782408	190.36228	-0.3453591	-0.1392066	-0.3456258	0.00026668

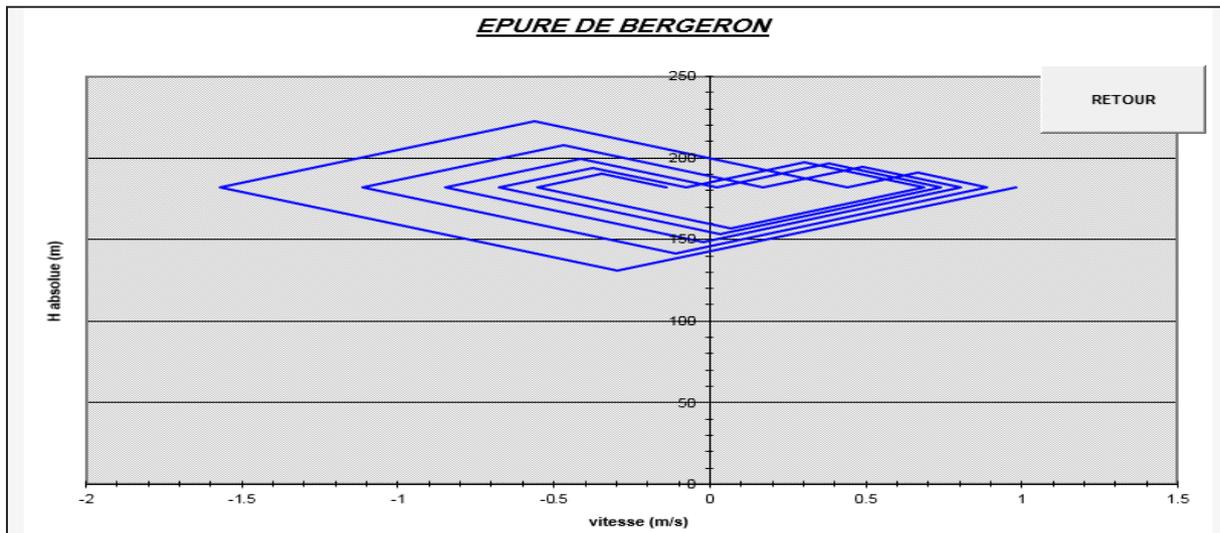


Figure (V.10) : Épure de BERGERON pour le tronçon (SR3-SR1).

Interprétation des résultats

On remarque que :

Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de 52,053m.

- Le volume d'air à la fin de cette dépression est 0,304m³.
- La surpression est de 38,412 m, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de 0,199m³.

Par ailleurs, la figure (V.11) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

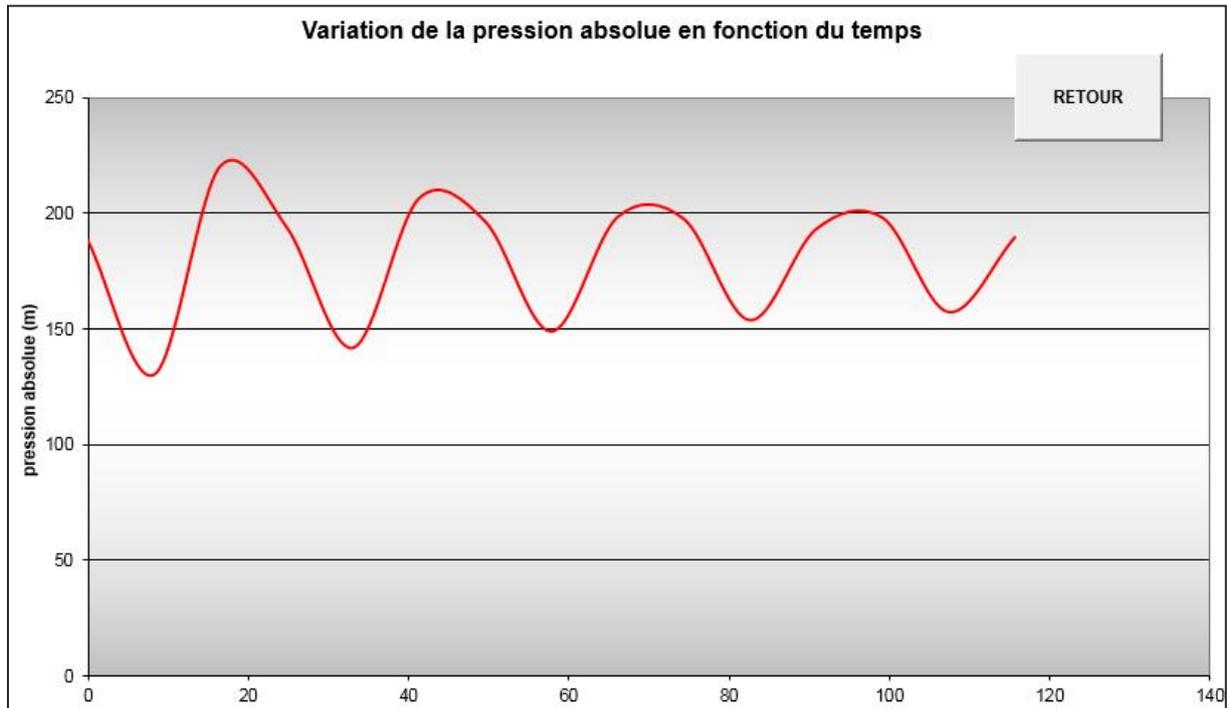


Figure (V.11) : Variation de pression absolue pour le tronçon (SR3-R1).

Dimensionnement du réservoir d'air

À partir du tableau (V.4), on a le volume maximal d'air est d'ordre $0,304\text{m}^3$. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon (SR3- SR4), tel que :

$$V_t = 1.2 * U_{\max} = 1.2 * 0,304 = 0,3648\text{m}^3$$

Par conséquent, On optera pour un réservoir de volume normalisé de (400l).

Remarque :

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

V.5. Pose des conduites

La pose des conduites est une étape très importante et très délicate qui demande une attention particulière pour que ces dernières résistent aux différentes charges, au mouvement du sol et des conditions climatiques (gel, haute température).

V.5.1. Exécution et aménagement de la tranchée

L'exécution des tranchés doit obéir à certains critères, notamment [9] :

- La section transversale de la tranchée dépend essentiellement de la largeur et de la profondeur ;
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite ; elle varie aussi selon la nature du sol ;
- Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément, on doit prévoir un espacement de 50 cm de part et d'autre de la conduite ;

- La tranchée doit être suffisamment profonde pour protéger la conduite contre les charges et surcharges qui pourront causer l'écrasement de la conduite, et aussi contre la variation de la température pour minimiser les effets du gel en temps froid. Pour cela, on prévoit une profondeur comprise entre 0,8 et 1,2 m de la génératrice supérieure de la conduite, jusqu'à la surface.
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé, après il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm.

Tableau (V.5) : Les différents matériaux utilisés dans la tranchée

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à la hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au-dessus de la conduite
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

V.5.2. Opérations de pose des conduites

Les tuyaux, avant leur pose, sont examinés pour s'assurer de leur état. La soudure des joints se fera au-dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus en travers de la tranchée.

On suit les opérations suivantes pour poser les canalisations dans la tranchée [8] :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et être présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite, soit pendant le fonctionnement.
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

V.5.3. Epreuve des joints et des canalisations principales

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au furet à mesure de l'avancement des travaux. La pression à exercer est en fonction du matériau de la conduite. La diminution de la pression ne doit pas être supérieure à 0.2 bar [8].

V.5.4. Travaux spéciaux

V.5.4.1. Traversées des routes

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer la rupture des conduites. Ces dernières seront introduites à l'intérieur des gaines (buses en acier ou en béton) de diamètre supérieur, ce qui les préservera des vibrations qui pourraient être causées par le passage des véhicules sur les routes[8].

V.5.4.2. Traversées d'oueds

En traversant sous le lit d'un oued, un risque de découverture de la conduite est à redouter.

Pour ces traversées, il est prévu un calage de la conduite tel que la génératrice supérieure se trouve à 2 m sous point le plus bas du lit de l'oued. Le remblaiement de la fouille sera réalisé avec le matériau en place [8].

V.5.4.3. Pose de canalisation dans un terrain peu consistant

Dans ce cas, pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non, avec interposition d'un lit de sable.

La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol, dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol [8].

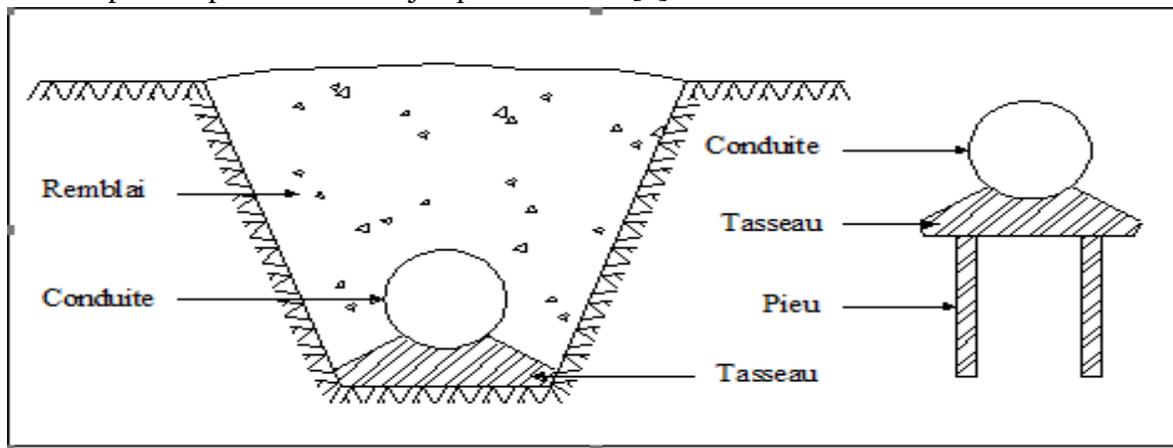


Figure (V.12) : Pose des conduites dans un terrain peu consistant.

V.5.4.4. Les butées

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduites aux poussées dues à la pression de l'eau au niveau des coudes et des branchements, on prévoit la construction des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboîtements et aux ruptures par leur poids [8].

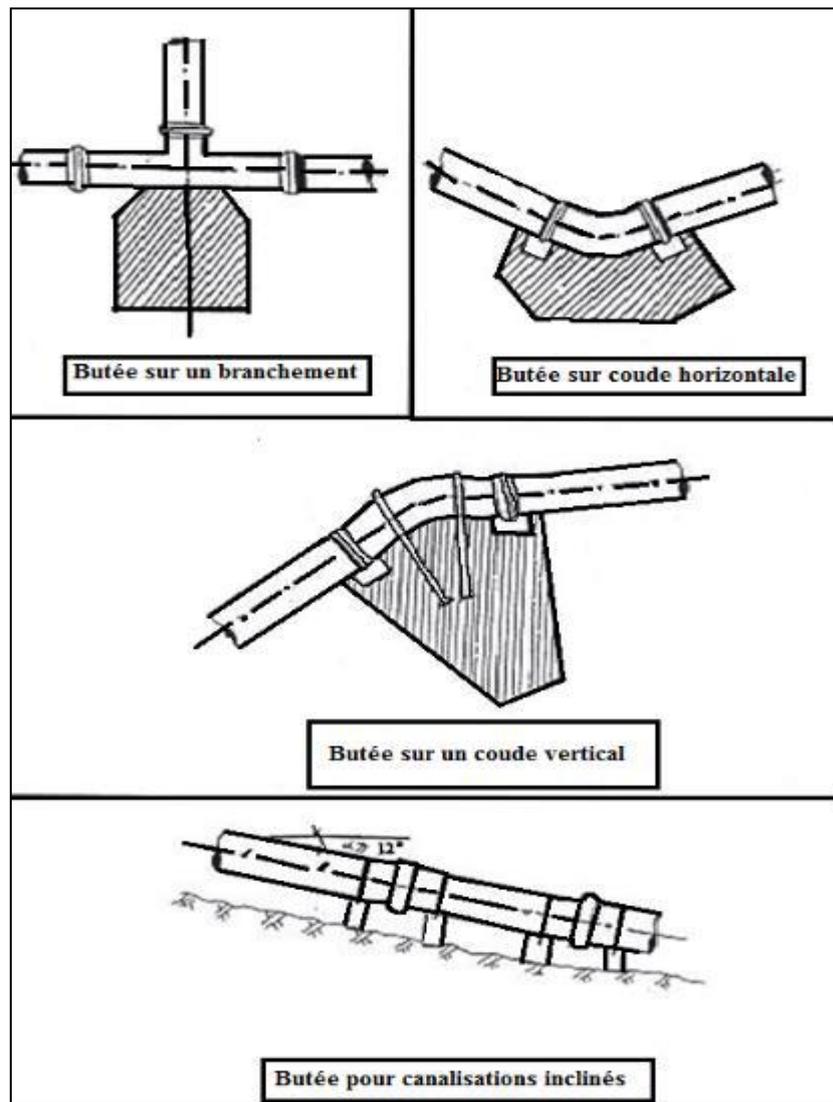


Figure (V.13) : Les butées

V.5.5. Le remblaiement de la conduite

Le remblaiement de la tranchée s'effectue par couches successives, en utilisant une terre dépourvue de pierres, très fortement damée par petites couches jusqu'à 30cm au-dessus de la génératrice supérieure. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite [8].

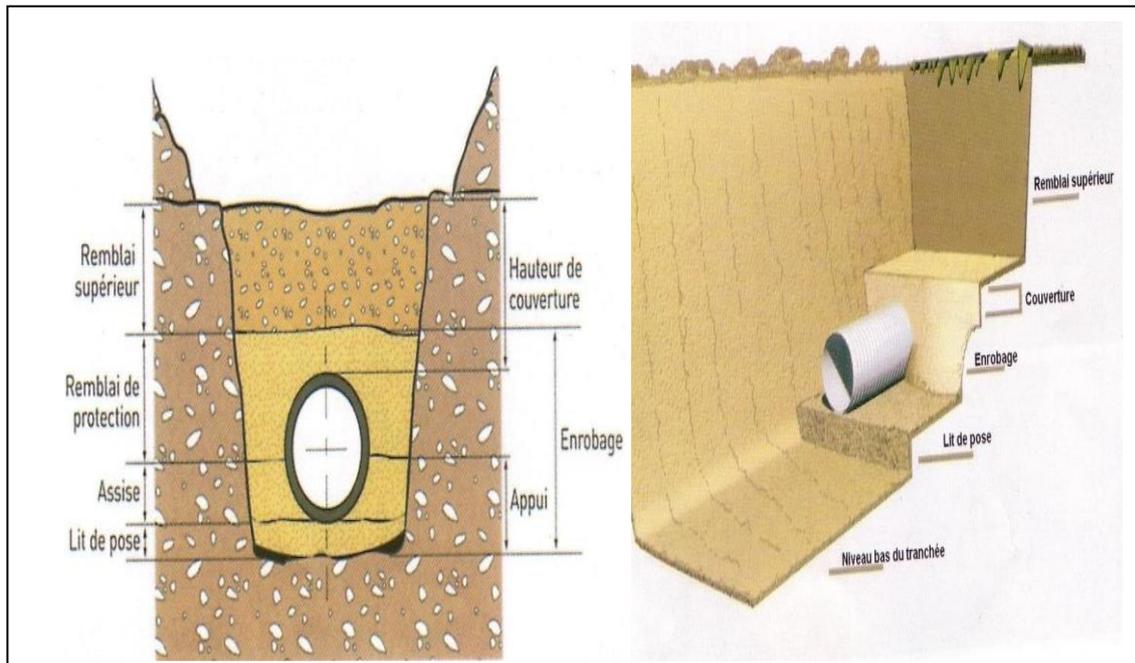


Figure (V.14) : Remblayage des conduites

V.5.6. Désinfection de la conduite

Une désinfection de tout le réseau est nécessaire une fois les travaux d'installation des conduites sont achevés. Celle-ci peut s'effectuer au permanganate de potassium [8].

V.6. Conclusion

La protection des installations hydraulique contre le phénomène du coup de bélier est d'une importance considérable. Dans ce présent chapitre, après l'avoir étudié, nous constatons que la valeur de surpression et de dépression des tronçons (F1-SR01), (F2-SR01), (SR4-R2) et (SR5-R10) vérifient la pression nominale de service, ce qui ne nécessite pas un dispositif de protection.

Par contre la valeur de la surpression est importante pour les tronçons (SR1-SR2), (SR2-SR3), et (SR3-R1), par conséquent on a opté pour le dimensionnement d'un réservoir d'air comme moyen de protection d'un volume de (200 l) pour le tronçon (SR1-SR2), un autre d'un volume de (1000l) pour le tronçon (SR2-SR3) et un troisième réservoir d'air d'une capacité de 400l pour le tronçon (SR3-R1).

Pour l'adduction gravitaire on propose des robinets vanne à fermeture lente.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

Lors de cette étude, nous avons essayé de résoudre les problèmes liés à l'approvisionnement en eau potable des deux communes Yatafene et Iboudraren, où il s'est avéré nécessaire de renforcer l'alimentation par la réalisation de deux forages qui vont alimenter les villages les plus touchés.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, nous avons constaté que ces besoins estimés à long terme, qui sont de **4484,79 m³/j** soit **51,91 l/s** ; sont bien loin d'être satisfaits par rapport au débit journalier fourni par les ressources existantes dans la zone d'étude, qui est de **2074,176 m³/j**, soit de **24,01 l/s**. Par conséquent, on a un déficit de **29 l/s**.

Dans le but de remédier à ce problème, il a été préconisé de réaliser deux forages d'un débit total de **29 l/s** qui satisfait les besoins de la nouvelle chaîne.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, et son acheminement par refoulement et gravitaire, nous avons déterminé les volumes des réservoirs et ceux des quatre stations de reprises.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement et gravitaire, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, comme on a opté pour le PEHD et la fonte ductile pour le tronçon (SR1-SR2).

Le choix des pompes adéquates au refoulement, afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au consommateur, a été réalisé par le catalogue CAPRARI.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite. On a constaté que les tronçons d'adduction par refoulement (SR1-SR2), (SR2-SR3) et (SR3-R1) sont menacés par le coup de bélier. De ce fait, afin de les protéger on a proposé d'installer des réservoirs d'air. Quant au tronçon d'adduction gravitaire on a proposé l'utilisation d'une vanne à fermeture lente.

Enfin, il est à signaler que pour assurer le bon fonctionnement du réseau et sa durabilité dans le temps, la bonne gestion et l'entretien périodique sont nécessaires.

A la lumière de ce travail et par le biais de cette conclusion, nous espérons avoir répondu à l'objectif fixé au départ.

Référence
bibliographique

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : **Données recueillies auprès des services:** APC des communes Iboudraren et Yatafene, Subdivision hydraulique de la daïra de Ath Yenni, Direction des ressources en eau de la wilaya de Tizi-ouzou.

[2] : **ARMANDO, L.** : «Hydraulique Générale», Edition Eyrolles, 631 pages, 1999.

[3] : **Bonnin, J.** : « Hydraulique urbaine », Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977

[4] : **Dupont, A.** : « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979

[5] : **OUARET, T. et MAAFRI , O.** : ''étude de transfert pour le renforcement de l'A.E.P de CONSTANTINE à partir du barrage de BENI-HAROUN''. Mémoire de fin d'étude, Université de BEJAIA, 2006.

[6] : **AHSENE, L.** :'' ALIMENTATION EN EAU POTABLE (Adduction) de la commune de Tizi N'Tleta à partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiat Acerdoune''.Mémoire de fin d'étude, Université de BEJAIA, 2015.

[7] : **BOURAINÉ, L. et YAICI, F.** :'' Renforcement en AEP de la commune de MAATKAS à partir des deux forages sis Boughni et Bougdoura''. Mémoire de fin d'étude, Université de BEJAIA, 2017.

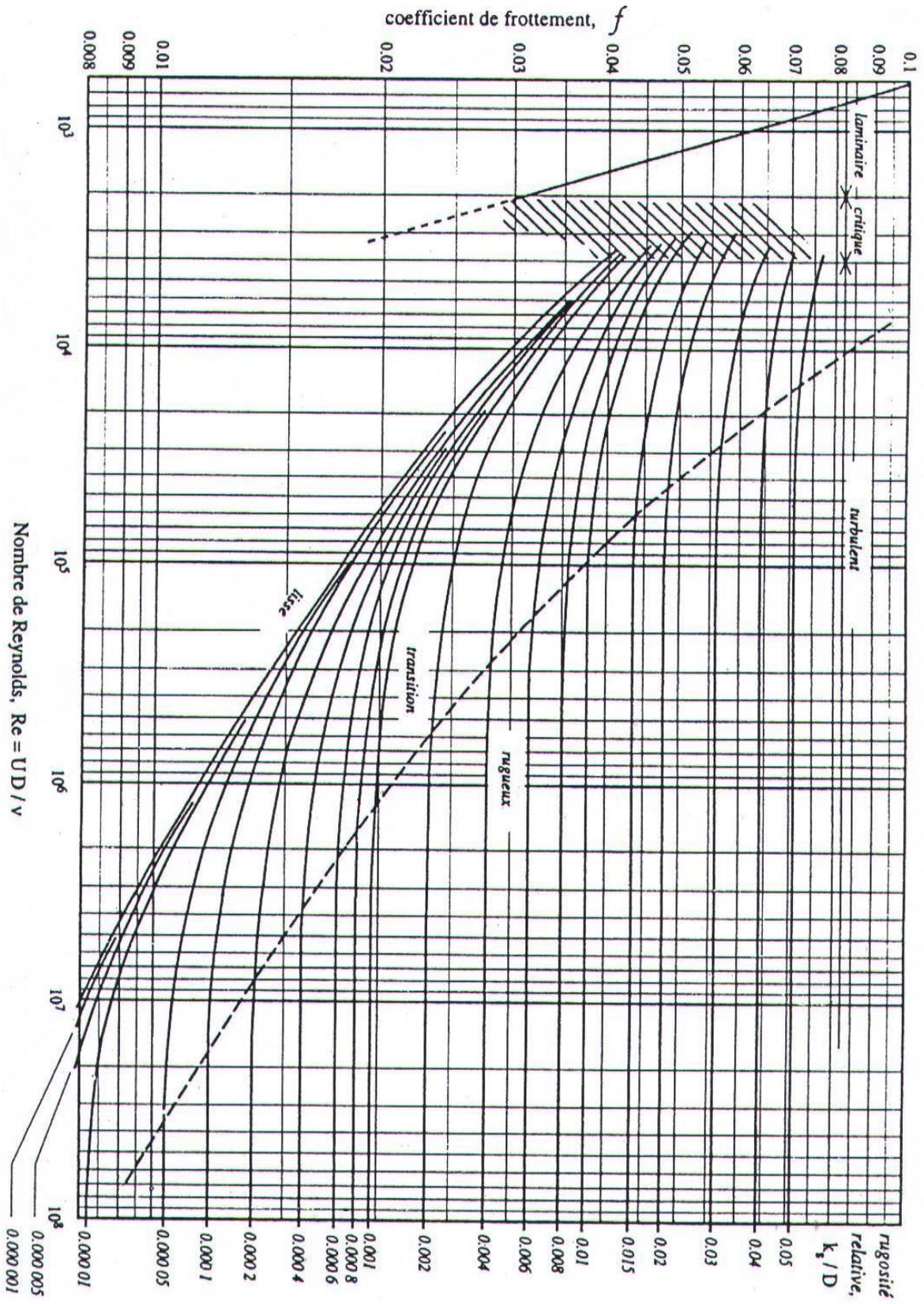
[8] : **AUMAR, N. et AIT ARAB, M.** :''Renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de Bouzeguene, wilaya de Tizi-Ouzou, a partir de l'oued Boubhir''. Mémoire de fin d'étude, Université de BEJAIA, 2018.

[9] **KADEM, S. et HAMAMOUCHE, M.** :''Etude de renforcement de l'alimentation en eau potable des deux communes Larbaa Nath Irathen et Ait Oumalou a partir de la chaine Rabta (piquage sur transfert barrage Taksebet vers azazga wilaya Tizi-Ouzou''. Mémoire de fin d'étude, Université de BEJAIA, 2015.

Annexes

Annexes

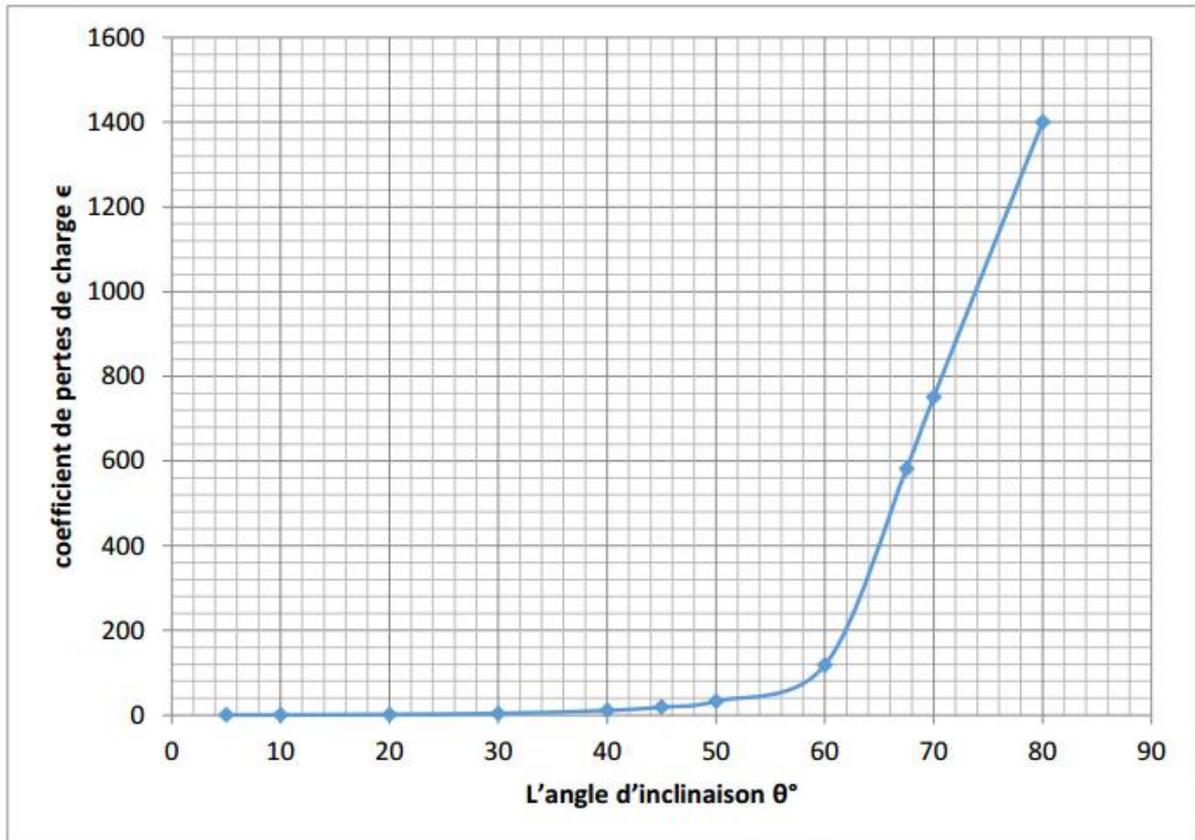
Annexe (2) : Diagramme de MOODY



Annexes

Annexe (3) : Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

Angle d'inclinaison du papillon θ (°)	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
ξ	0,25	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751	1400



Annexes

Annexe (4) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN06

DN (mm)	e (mm)	Prix (DA/m)
50	1,6	84,95
63	2	130,7
75	2,3	180,8
90	2,8	259,22
110	3,2	383,38
125	3,7	498,83
160	4	604,04
200	4,9	932,27

Annexe (5) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN10

DN (mm)	e (mm)	Prix (DA/m)
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

Annexes

Annexe (6) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN16

DN (mm)	e (mm)	Prix (DA/m)
32	3,0	110,00
40	3,7	170,02
50	4,6	206,98
63	5,8	414,30
75	6,8	570,09
90	8,2	768,55
110	10,0	1141,73
125	11,4	1619,95
160	14,6	2625,69
200	18,2	4104,96
250	22,7	6396,59
315	28,6	10173,04

Annexe (7) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN20

DN (mm)	e (mm)	Prix (DA/m)
20	3,0	46
25	3,0	70,86
32	4,4	109,64
40	5,5	171,15
50	6,9	265,07
63	8,6	423,18
75	10,1	595
90	10,3	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

Annexes

Annexe (8) : Prix et pression nominale des conduites en PEHD PN25

DN (mm)	e (mm)	Prix (DA/m)
110	123	1307,98
125	140	1664,48
160	179	2720,24
200	224	4251,09
250	279	6632,72

Annexe (9) : Prix et pression nominale des conduites en fonte ductile

DN (mm)	e (mm)	Prix (DA/m)
100	48	2800
125	48	3000
150	50	3300
200	54	3800
250	58	5750
300	62	6500
350	70	8750
400	78	11000
450	78	15300
500	78	19600
600	78	20300
700	78	24000

Annexes

Annexe (10) : Caractéristique de la station de reprise SR1

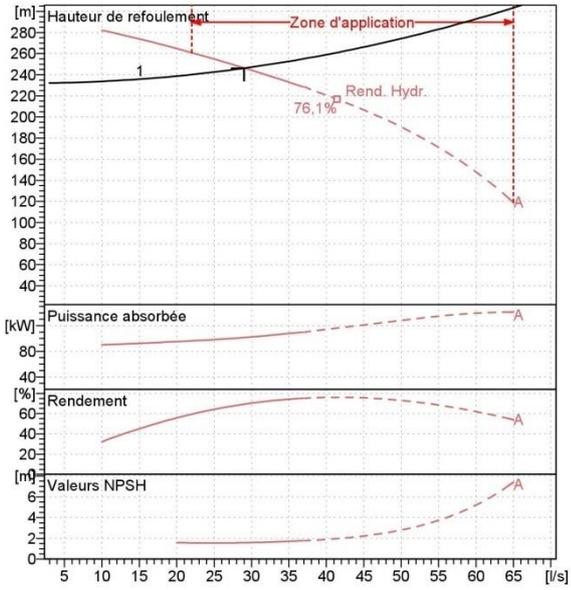


Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

PM 125/ 9 A	
Caractéristiques requises	
Débit	29 l/s
Hauteur de refoulement	246 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	29 l/s
Hauteur de refoulement	246 m
Puissance absorbée	101 kW
Rendement	69,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	293 m
Orif. de refoulement	DN 125 (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	261 kW
Caractéristiques générales	
Poids	1640 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

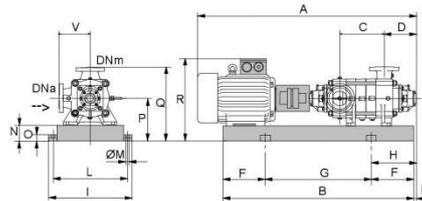


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

A = 2758
B = 2409
C = 945
D = 337
DNa = 150/PN8-25
DNm = DN 125 (UNI PN40)
E = 234
F = 400
G = 1609
H = 634
I = 750
L = 700
M = 22
N = 160
O = 50
P = 475
Q = 795
R = 941
V = 320

Dimensions mm



Notes:

Date 11.06.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Annexes

Annexe (11) : Caractéristique de la station de reprise SR2

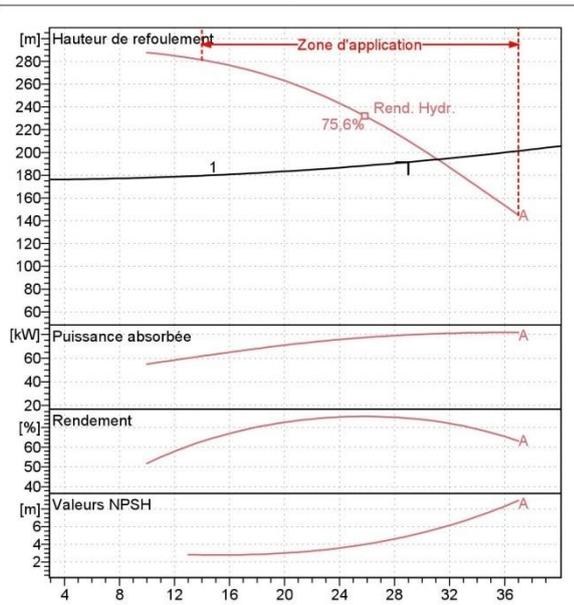


Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

PM 80/ 5 A	
Caractéristiques requises	
Débit	29 l/s
Hauteur de refoulement	192 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	31,1 l/s
Hauteur de refoulement	194 m
Puissance absorbée	80,7 kW
Rendement	73%
Hauteur manométrique H(Q=0)	302 m
Orif. de refoulement	DN 80 (UNI PN 40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2960 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	90 kW
Intensité nominale	152 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	174 kW
Caractéristiques générales	
Poids	860 kg

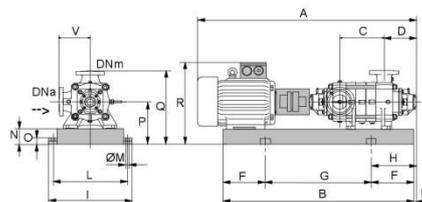
Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

- Dimensions mm
- A = 1994
 - B = 1667
 - C = 380
 - D = 274
 - DNa = DN100 (UNI PN8-25)
 - DNm = DN 80 (UNI PN 40)
 - E = 185
 - F = 300
 - G = 1067
 - H = 485
 - I = 670
 - L = 620
 - M = 20
 - N = 140
 - O = 45
 - P = 420
 - Q = 665
 - R = 836
 - V = 245



Notes:

Date 11.06.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexes

Annexe (12) : Caractéristique de la station de reprise SR3

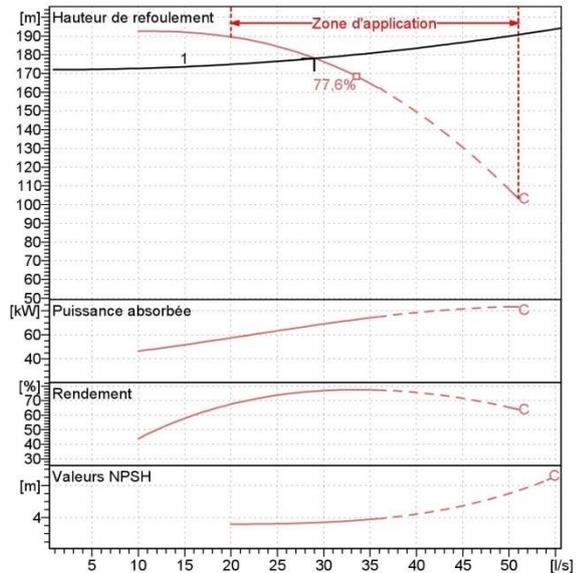


Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

PM 100/ 3 C	
Caractéristiques requises	
Débit	29 l/s
Hauteur de refoulement	178 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	29 l/s
Hauteur de refoulement	178 m
Puissance absorbée	67,9 kW
Rendement	76,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	191 m
Orif. de refoulement	DN 100 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2960 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	75 kW
Intensité nominale	93,5 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	232 kW
Caractéristiques générales	
Poids	782 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

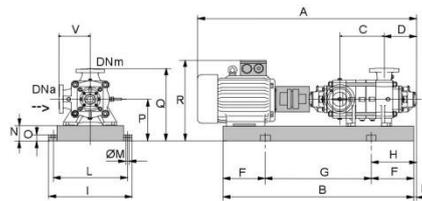


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 2115
- B = 1490
- C = 245
- D = 293
- DNa = DN125 (UNI PN8-25)
- DNm = DN 100 (UNI PN40)
- E = 200
- F = 250
- G = 990
- H = 450
- I = 670
- L = 620
- M = 20
- N = 140
- O = 45
- P = 420
- Q = 690
- R = 860
- V = 270



Notes:

Date 11.06.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexes

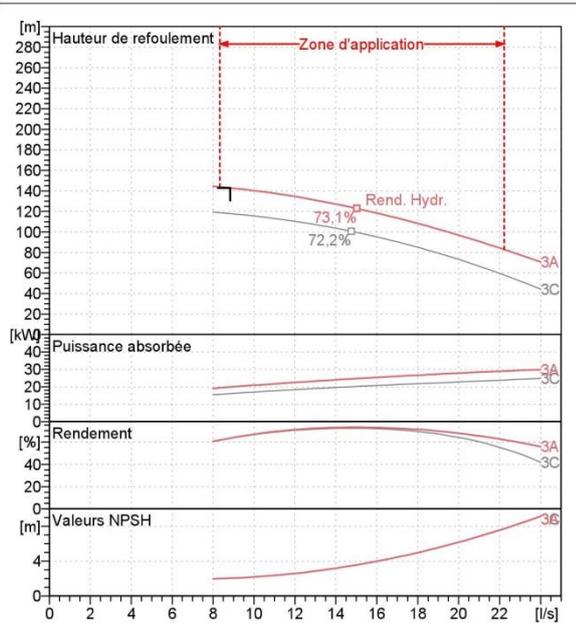
Annexe (13) : Caractéristique de la station de reprise SR4



Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

HVU50 /3A+40	
Caractéristiques requises	
Débit	8,85 l/s
Hauteur de refoulement	143 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	8,85 l/s
Hauteur de refoulement	143 m
Puissance absorbée	19,9 kW
Rendement	63,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	142 m
Orif. de refoulement	DN50 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	30 kW
Intensité nominale	0 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
Caractéristiques générales	
Poids	229 kg
Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Alliage de cuivre
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Lanterne de liaison	Fonte
Accouplement	Acier
Accouplement rigide	Fonte/Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

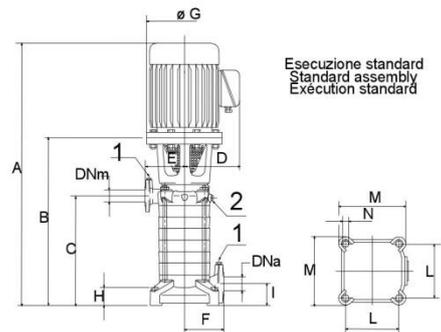


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- 1 = G3/8
- 2 = G1/2
- A = 1334
- B = 580
- C = 294
- D = 382
- DNa = 65/PN16
- DNm = 50/PN40
- E = 200
- F = 200
- G = 400
- H = 75
- I = 95
- L = 320
- M = 374
- N = 22



Notes:

Date 30.06.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Annexes

Annexe (14) : Caractéristique de la station de reprise forage 1

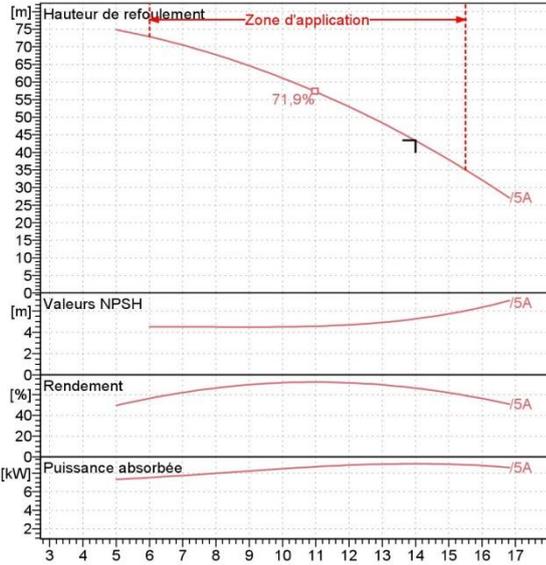


Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

E6S54/5A + MAC612-8V	
Caractéristiques requises	
Débit	14 l/s
Hauteur de refoulement	43,5 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	14 l/s
Hauteur de refoulement	43,5 m
Puissance absorbée	9,02 kW
Rendement	66,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	79,1 m
Pertes de charge dans le clapet anti-retour	0,344 m
Orif. de refoulement	G3"
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2860 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	9,2 kW
Intensité nominale	20,5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	30 °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	242,5 kg

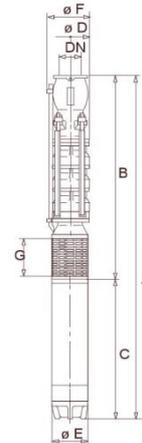
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Résine thermoplastique
Corps aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Entretoise d'arbre	Acier inox
Roue	Résine thermoplastique
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur (4")	Laiton
Support supérieur (6")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Support inférieur (6")	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Para-sable	Caoutchouc
Butée (4")	Acier
Butée (6")	Type Michell
Garniture méc MCO	Clapet/Aluminium
Butée (6") MCO	Roulements à billes à contact oblique



Caractéristiques de fonctionnement				
ISO 9906 GRADE 2				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 1646
B = 924
C = 722
D = 142
DN = G3"
E = 143
F = 150
G = 124



Notes:			
Date 23.06.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°

Annexes

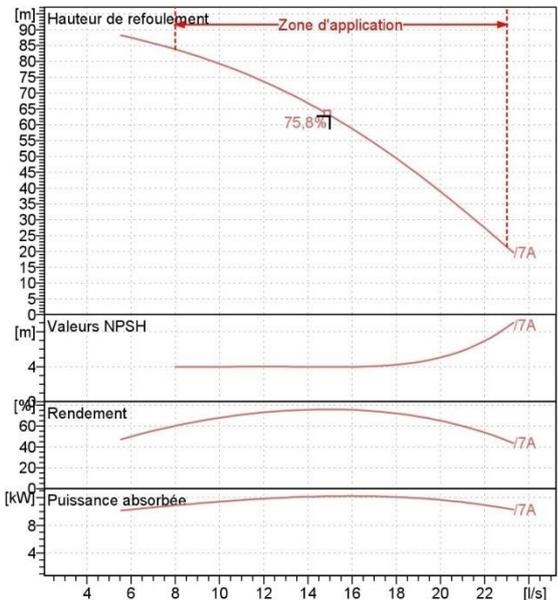
Annexe (15) : Caractéristique de la station de reprise forage 2



Caractéristiques techniques

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

E6S64/7A + MAC617-8V	
Caractéristiques requises	
Débit	15 l/s
Hauteur de refoulement	62,8 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	15 l/s
Hauteur de refoulement	62,9 m
Puissance absorbée	12,2 kW
Rendement	75,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	97,1 m
Pertes de charge dans le clapet anti-retour	0,398 m
Orif. de refoulement	G3"
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2880 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	13 kW
Intensité nominale	28 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	30 °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	120 kg
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur (4")	Laiton
Support supérieur (6")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Support inférieur (6")	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Butée (4")	Acier
Butée (6")	Type Michell
Para-sable	Caoutchouc
Garniture méc MCO	Clapet/Aluminium
Butée (6") MCO	Roulements à billes à contact oblique



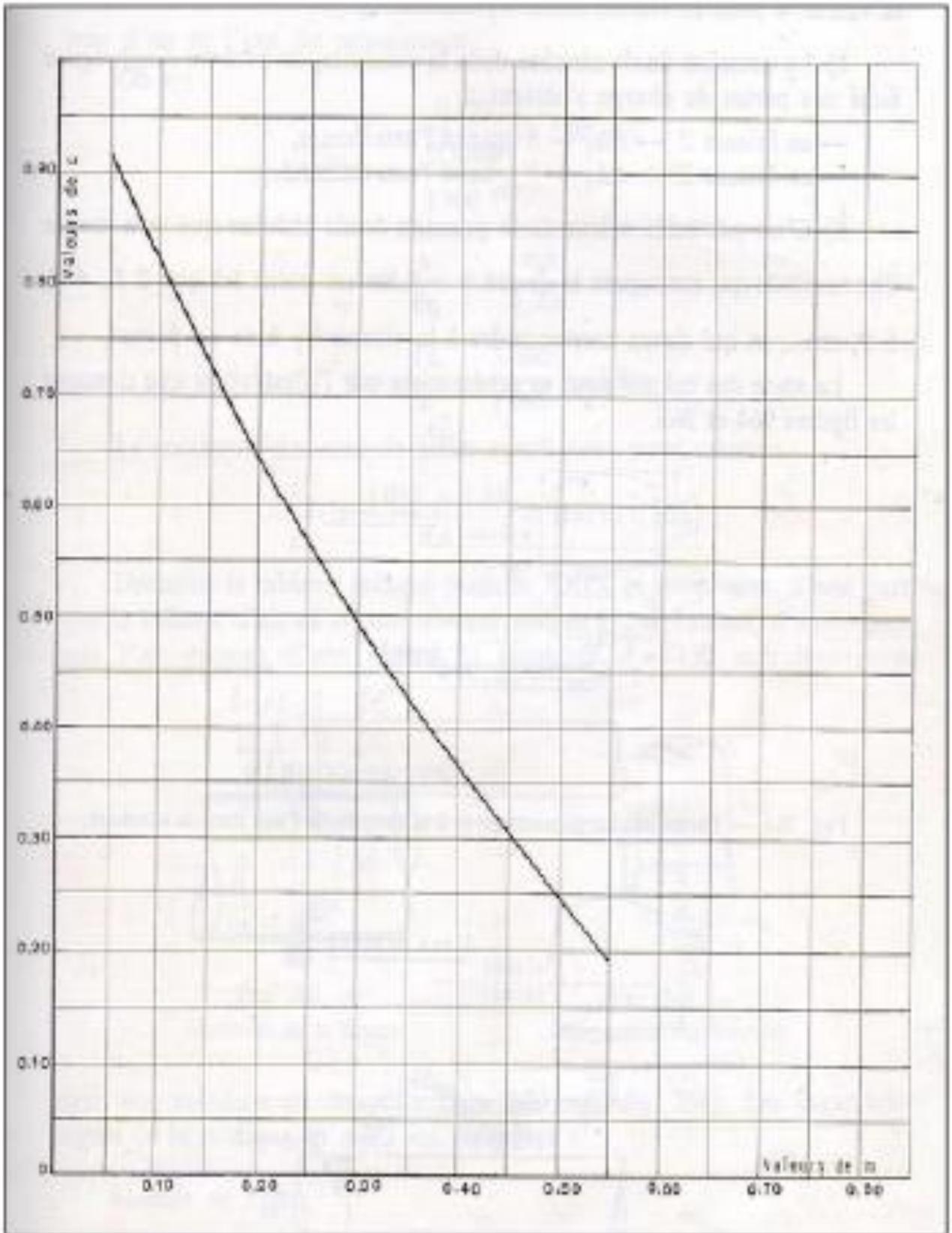
Caractéristiques de fonctionnement				
ISO 9906 GRADE 2				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]



Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
23.06.2019	1		

Annexes

Annexe (16) : Coefficient de perte de charge c dans une tuyère.



Résumé

Au cours de ce présent mémoire, nous avons fait une étude technique complète du projet de Renforcement de l'alimentation en eau potable des deux communes Yatafene et Iboudrare (Wilaya de Tizi ousou) à partir des deux forages situés à la berge de l'Oued El Djemaa. Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé l'étude des besoins en eau des différentes catégories d'usage qui émerge les différents débits. Puis, nous avons dimensionné les réservoirs suivant le régime de consommation des agglomérations. Suivie d'une étude technico-économique de l'adduction et, nous avons fait le choix des pompes adéquates de chaque station de reprise et celle des deux forages. Dans le but de protéger la chaîne de refoulement contre le phénomène transitoire du coup de bélier, très dangereux pour les installations d'alimentation en eau potable, nous avons préconisé des réservoirs d'air.

Mots-clés : *Adduction, Réservoirs, Pompes, Coup de bélier*

Abstract

In the present work, we made a comprehensive technical study of power-building project of drinking water to two towns Yatafene and Iboudraren (Tizi Ouzou), exploiting the waters of the two drillings of the Oued El Djemaa. After presenting the project site, we began the study of the water needs of different categories of use that emerges different discharges. We sized reservoirs following the consumption pattern of settlements. Followed by a technical and economic study of the supply and we have chosen the appropriate pump for each take-up station and the pumping station from the two drillings. In order to protect the discharge line against the transient phenomenon of water hammer, very dangerous for all power facilities of drinking water, we preconised two reservoirs.

Keywords: *Adduction, pump, Tank, Hammer*

Agzul

Iswi-nney deg leqdic-a d asiwed n wama n tissit yer tyiwanin n Yibudraren Di3etafen seg irsan n wassif n Djem3a seg iddelilen n usembed.

Sled usken n tammadt akked usazel n yisare-nsen almi 2049, nmeyyz-d tuzert n yisarigen akked yiqadusen n usembed seg uyawas adamsan d tesnarrayt. Aman ttalin-d seg trumba n yirsan tkemmilen-d s sin n trumbat-nniden.

Tafirt tasarut : *isarigen, trumba, iqadussen.*

ملخص

لقد قدمنا في عملنا هذا دراسة حول مشروع تدعيم شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب للبلديتان ايبودران و ياطافن عن طريق استغلال مياه واد الجمعة لأن هذه المنطقة تعاني من نقص حاد في الماء. بعد تقديم المنطقة المعنية بالدراسة وتقدير احتياجاتها من الماء، قمنا بتصميم شبكة التزويد بالمياه. إثر إجرائنا لدراسة تقنية واقتصادية، توصلنا الى تحديد قطر أنابيب نقل المياه بين المحطات. بعد ذلك اخترنا المضخات المناسبة لرفع المياه إلى مختلف محطات الضخ وإعادة الضخ. أخيراً، من أجل حماية الأنابيب من ظاهرة المطرقة المائية، تطرقنا لدراسة وسائل الحماية المتاحة وقمنا باختيار الخزانات المائية.

مفاتيح الكلمات: نقص الماء، تدعيم شبكة التزويد، بوزقن، خزان هوائي.