



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

IDJEGA Bariza

LOUCIF Rafika

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE CHEF LIEU DE LA COMMUNE DE BENI OURTILANE ET DISTRIBUTION DU VILLAGE D'AGRADOU (WILAYA DE SETIF)

Soutenu le **23 / 06 / 2016** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. SELLAOUI.A**
- Promoteur : **Mr. BENDAHMANE .I**
Mr. MEKAOUCHI .N
- Examineur : **Mr HAMCHAOUI**



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

IDJEGA Bariza

LOUCIF Rafika

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE CHEF LIEU DE LA COMMUNE DE BENI OURTILANE ET DISTRIBUTION DU VILLAGE D'AGRADOU (WILAYA DE SETIF)

Soutenu le **23 /06 /2016** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. SELLAOUI.A**

Promoteur (s) : **Mr. BENDAHMANE .I**

Mr. MEKAUCHE .N

Examineur (s) : **Mr. HAMCHAOUIS**

Remerciements

Voici enfin que ce modeste travail arrive à terme. On tient à exprimer toutes notre reconnaissance à ceux qui au long de ce mémoire nous ont apporté leur soutien, la participation de certains a été décisive pour l'aboutissement de ce travail qu'il nous est agréable de présenter tout particulièrement.

On remercie dieu le tout puissant, de nous avoir donné tout le courage et la patience pour mener ce travail à terme.

On tient tout d'abord à exprimer notre profonde gratitude et un grand respect à notre promoteur M^r BENDAHMANE.I pour la clarté de ses enseignements, son soutien indéfectible et sa patience à toute épreuve afin que cette thèse soit menée à bien.

On exprime une reconnaissance toute particulière et singulière à M^r MEKAOUCHE. N (notre Co -promoteur) pour ses conseils, sa disponibilité, son attention et son appui continu et fructueux, pour nous avoir orienté, on lui exprime gratitude et nos profond respects.

Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Nous voudrions remercier la Subdivision Hydraulique de BENI-OURTILANE pour avoir mis à notre disposition tout les documents et données afin de réaliser ce modeste travail. En outre et sans oublier BET-DHC IGHZER AMOUKRANE en particulier M^r DJENKAL.F pour tout les documents, données ainsi que ses encouragements

Nous remercions très chaleureusement toutes les enseignants hydrauliques en particulier M^r HAMANIS et M^r BENHADDAD.D qui ont contribué à notre formation sans oublier tout mes amis hydrauliciens.



Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail à :

A mes parents les plus chers au monde qui m'ont tout donné, encouragement, soutiens et surtout amour, que dieu le tout puissant les protègent.

A mes très chères sœurs : Djida, Lila, Sabrina

A mes très chères frères : Yacine, Nourdine, En particulier Faouzi et Rafik

A mes neveux et nièces chacun à son nom

A mon très chère fiancé Ghani qui m'a beaucoup encouragé, ainsi qu'à toute ma belle famille.

A toute mes amies : Souad, Kassia, Bariza, Firouz, Tinhinane en particulier Sabrina et zakia.

A toute la promo de l'Hydraulique 2015/2016.

Et à tous mes amis de près ou de loin.

L. RAFIKA



Dédicace

Je dédie ce modeste travail

Spécialement à ma **très chère mère**, et mon **très cher mari** pour leurs Sacrifices,

leurs amours, leurs aides et leurs soutiens afin de me voir arriver à ce

Que je suis devenu aujourd'hui.

A mon père, mon grand père et mon oncle masaoude qui sont restent dans ma mémoire

A ma chère tante nadia et mon oncle idris

A mes très chère sœur saida, hajira,sohila,mariame et naima

A mes frères : nourdine, moursada, yacine et najim

A mes copines de chambre mebarka,thamazighth, samia,damia et siham

Baríza

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : Présentation du site et Estimation des besoins	
I.1. Présentation du site	2
I.1.1.Situation géographique.....	2
I.1.2. Situation topographique	2
I.1.3.Situation climatologique.....	2
I.1.4.Relief	2
I.1.5. Situation démographique.....	2
I.1.6. Situation hydraulique.....	3
I.1.6.1.Ressources en eau	3
I.1.6.2. Systèmes d'alimentation en eau potable.....	3
I.1.6.3. Ouvrages de stockage	3
I.2. Estimation des besoins	3
I.2.1. Situation démographique de la zone d'étude.....	3
I.2.2. Estimation de la population future	4
I.2.3.Détermination de la consommation moyenne journalière.....	5
I.2.3.1.Choix des normes de consommation.....	5
I.2.3.2.Les différents besoins.....	8
I.2.3.3. Récapitulation des différents besoins en eau.....	12
I.2.4.Majoration de la consommation moyenne journalière	12
I.2.5.Variation de la consommation journalière.....	13
I.2.5.1.La consommation maximale journalière	13
I.2.5.2.La consommation minimale journalière.....	13
I.2.6.Variation de la consommation horaire	14
I.3.Conclusion	15
CHAPITRE II : Réservoirs	
II.1.Introduction.....	16
II.2. Rôle des réservoirs	16
II.2.1. Rôle de régulateur et accumulateur	16
II.2.2.Vérification des pressions	16
II.2.3.Gain d'énergie au niveau de la station de pompage	16
II.2.4.Utilité pour briser la charge	16
II.2.5.Stockage de la réserve d'incendie.....	16
II.3.Emplacement des réservoirs.....	16
II.4.Classification des réservoirs.....	16
II.5. Choix du type de réservoir.....	17
II.6.Equipements des réservoirs.....	17
II.6.1.Conduites d'adduction.....	17
II.6.2.Conduite de trop-plein.....	18
II.6.3.Conduite de vidange	18
II.6.4.Conduite de distribution	19
II.6.5. La réserve incendie.....	19
II.6.6.By-pass	20
II.7. Calcul de la capacité des ouvrages de stockage.....	20
II.7.1. Les réservoirs de stockage.....	20
II.7.2. La station de reprise	21

II.8.Dimensionnementdesréservoirsetdesstationsdereprises.....	21
II.8.1.Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprises de Beni Ourtilan.....	21
II.8.2. Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprises de Agradou.....	24
II.9. Conclusion.....	26
CHAPITRE III : Etude d'adduction	
III.1. Introduction.....	27
III.2. Choix du tracé.....	27
III.3.Schéma d'adduction.....	27
III.4.Choix du type des conduites	30
III.5. Etude technico-économique de l'adduction	30
III.5.1. Calcul de diamètre économique	30
III.5.2. Calcul de la vitesse.....	31
III.5.3. Calcul des pertes de charge	31
III.5.4.Calculs de la hauteur manométrique totale Hmt	32
III.5.5. Puissance absorbée par la pompe	32
III.5.6. Energies annuelles consommées par la pompe	32
III.5.7.Frais d'exploitation	32
III.5.8.Frais d'amortissement	33
III.5.9.Calcul du bilan total des frais.....	33
III.5.10.Prix des conduites.....	33
III.6.Dimensionnement des conduites de la commune de Beni-Ourtilane.....	34
III.6.1. la conduite reliant F02 – SR1	34
III.6.2. la conduite reliant SR1 – SR2	35
III.6.3. la conduite reliantSR2 – SR3.....	36
III.6.4. la conduite reliantSR3 –R _{tanorba} 37	
III.7. Dimensionnement des conduites de village d'Agradou.....	39
III.7.1. la conduite reliantF01 – SR.....	39
III.7.2. la conduite reliant SR – R _{mlata}	40
III.8.Récapitulatif des résultats	41
III.9.Conclusion	42
CHAPITRE IV : Pompes et station de pompage	
IV.1. Introduction.....	43
IV.2. Différents types des pompes	43
IV.2.1. Pompes volumétriques	43
IV.2.2. Turbo-pompes	43
IV.3. Choix des pompes	43
IV.4. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges.....	44
IV.4.1. Hauteur manométrique.....	44
IV.4.2. La vitesse de rotation.....	44
IV.4.3. La puissance.....	44
IV.4.4. Le rendement.....	45
IV.5. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	45
IV.5.1. La courbe hauteur-débit « H = f (Q) ».....	45
IV.5.2. La courbe rendement – débit « $\eta = f(Q)$ ».....	45
IV.5.3. La courbe des puissances absorbées – débit « Pa = f (Q) ».....	45
IV.6. Le point de fonctionnement de la pompe.....	45
IV.7. Les modes de couplage.....	48
IV.7.1. Couplage en série.....	48
IV.7.2. Couplage en parallèle.....	48
IV.8. Etude de la cavitation.....	48

IV.9. Choix des pompes du projet.....	50
IV.9.1. Choix des pompes de réseau de Beni Ourtilane.....	50
IV.9.1.1.Forage F02.....	50
IV.9.1.2.Vérification de la cavitation des pompes choisies	51
IV.9.1.3.Station de reprise 01.....	51
IV.9.1.4. Vérification de la cavitation des pompes choisies.....	52
IV.9.1.5. Station de reprise SR02.....	52
IV.9.1.6. Vérification de la cavitation des pompes choisies.....	53
IV.9.1.7. Station de reprise 03.....	53
IV.9.1.8. Réalisation du point de fonctionnement.....	54
IV.9.1.9. Vérification de la cavitation des pompes choisies	55
IV.9.2. Choix des pompes de réseau d’Agradou.....	55
IV.9.2.1.Forage F01.....	55
IV.9.2.2 vérification de la cavitation des pompes choisies.....	56
IV.9.2.3.Station de reprise.....	56
IV.9.2.4.Vérification de la cavitation des pompes choisies.....	57
IV.9.3. Tableau récapitulatif.....	58
IV.10.Conclusion.....	58
CHAPITRE V : Protection et pose des conduites	
V.1.Introduction.....	59
V.2.Protection des conduites contre de la corrosion.....	59
V.2.1. Définition.....	59
V.2.2. Les principaux facteurs de corrosion.....	59
V.2.3.Protection des conduites en fonte contre la corrosion.....	59
V.3.Protection des conduites contre de coup de bélier.....	60
V.3.1. Définition et causes.....	60
V.3.2. Les dispositifs de protection.....	60
V.3.2.1. Les volants d’inertie.....	60
V.3.2.2. Les soupapes de décharge.....	60
V.3.2.3. Cheminée d’équilibre.....	60
V.3.2.4. Réservoirs d’air.....	60
V.3.3. Valeur numérique de coup de bélier.....	61
V.3.4. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons pour le réseau de Beni Ourtilane.....	62
V.3.5. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons pour le réseau d’Agradou.....	66
V.4. Pose des conduites.....	68
V.4.1. Introduction.....	68
V.4.2. Pose en tranchées.....	68
V.4.3. Essai de pression.....	68
V.4.4. Le remblayage.....	68
V.4.5. Traverse des points spéciaux.....	68
V.4.6. Les butées.....	69
V.4.7. Désinfection des conduites.....	71
V.5.Conclusion.....	71
CHAPITRE VI : Etude du réseau de distribution	
VI.1. Introduction.....	72
VI.2. Classification des réseaux de distribution.....	72
VI.2.1 La classification selon la disposition des réseaux dans l’agglomération.....	72
VI.2.2 Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau.....	72
VI.2.2.1. Réseau ramifié.....	72
VI.2.2.2. Réseau maillé.....	72

VI.2.2.3. Réseau mixt.....	72
VI.3. Description du réseau de distribution.....	73
VI.4. les principes du tracé du réseau.....	73
VI.5. Choix du type de conduite.....	73
VI.6. Exigences du réseau de distribution.....	73
VI.7. Calcul hydraulique.....	74
VI.7.1. Débit de pointe.....	74
VI.7.2. Débit spécifique.....	74
VI.7.3. Débit en route.....	74
VI.7.4. Débit en nœud.....	74
VI.7.5. Les pertes de charge.....	74
VI.7.6. La vitesse.....	75
VI.7.7. Calcul des pressions.....	75
VI.7.8. Calcul des différents débits du réseau de la zone d'étude.....	76
VI.8. Configuration et simulation du réseau hydraulique.....	77
VI.8.1. Configuration et simulation du réseau par logiciel watercad.....	77
VI.8.1.1. Présentation du logiciel watercad.....	77
VI.8.1.2. Utilisation de watercad.....	77
VI.8.1.3. Modélisation du réseau.....	77
VI.8.2. Configuration et simulation du réseau par logiciel EPANET.....	78
VI.8.2.1. Présentation du logiciel EPANET.....	78
VI.8.2.2. Utilisation d'EPANET.....	78
VI.8.2.3. Modélisation du réseau.....	78
VI.8.3. Simulation du réseau.....	79
VI.9. Résultats et constatations.....	79
VI.9.1. Résultats et constatations après la simulation par logiciel WATERCAD.....	79
VI.9.1.1. Etat du réseau après la simulation.....	79
VI.9.1.2. Etat des nœuds du réseau.....	82
VI.9.1.3. Etat des conduites du réseau.....	82
VI.9.2. Résultats et constatations après la simulation par logiciel EPANET.....	83
VI.9.2.1. Etat du réseau après la simulation.....	83
VI.9.2.2. Etat des nœuds du réseau.....	86
VI.9.2.3. Etat des arcs du réseau.....	87
VI.10. Récapitulation des résultats.....	88
VI.11. Brise charge.....	90
VI.11. 1. Définition.....	90
VI.11. 2. Dimensionnement de brise charge.....	90
VI.12. Equipement du réseau de distribution.....	91
VI.12.1. Appareils et accessoires du réseau.....	91
VI.12.2.1. Robinet flotteur.....	91
VI.12.2.2. Robinets vannes.....	91
VI.12.2.3. Clapets.....	91
VI.12.2.4. Ventouses.....	91
VI.12.2.5. Robinets de vidange.....	91
VI.12.2.6. Pièces spéciales de raccord.....	91
VI.13. Conclusion.....	91
CONCLUSION GENERALE.....	92

Liste des figures

Fig (I.1) : Limite administrative de la zone d'étude.....	2
Fig (I.2) : Evaluation de la population.....	5
Fig (II.1) : Coupe transversale d'un réservoir de stockage de type semi-enterré.....	17
Fig (II.2) : Adduction avec chute libre.....	18
Fig (II.3) : Adduction noyée.....	18
Fig (II.4) : Conduite de trop plein et de vidange.....	18
Fig (II.5) : Emplacement de la conduite de distribution.....	19
Fig (II.6) : Système à deux prises.....	19
Fig (II.7) : Système à siphon.....	20
Fig (II.8) : Schéma représentant de By-pass.....	20
Fig(II.9):Détermination graphique de la capacité du réservoir de cheflieu de BenOurtilane.	23
Fig (III.1): Schema d'adduction (Beni-ourtilane).....	28
Fig(III.2):Schémad'adduction(Agradou).....	29
Fig (IV.1) : pompe centrifuge.....	44
Fig (IV.2) : pompe hélico- centrifuge	44
Fig (IV.3) : pompe axiale.....	44
Fig (IV.4) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	45
Fig (IV.5) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	47
Fig (IV.6) : schéma d'instalation d'une pompe en dépression.....	49
Fig (IV.7) : schéma d'instalation d'une une pompe en charge.....	50
Fig (IV.8) : Courbes de la pompe du forage F02.....	51
Fig (IV.9) : Courbes de la pompe du SR01.....	52
Fig(IV.10) :Courbes de la pompe du SR02.....	53
Fig(IV.11) :Courbes de lapompe du SR03.....	54
Fig (IV.12) : Courbes de la pompe du Forage01.....	56
Fig (IV.13) : Courbes de la pompe du SR.....	57
Fig (V.1) : Schéma d'un réservoir d'air (anti-bélier).....	61
Fig (V.2) : Enveloppes des pressions (F02-SR01).....	62
Fig (V.3) : Enveloppes des pressions (SR01-SR02).....	63
Fig (V.4) :Enveloppes des pressions (SR02-SR03).....	64
Fig (V.5) :Enveloppes des pressions (SR03-R _{tanorba}).....	65
Fig (V.6) :Enveloppes des pressions (F01-SR).....	66
Fig(V.7) :Enveloppesdespressions (SR-R _{mlatas}).....	67
Fig(V.8) :Coupe transversale d'une fouille.....	68
Fig (V.9) : Traversée d'une route.....	69
Fig (V.10) : Traversée d'une rivière ou d'un Oued.....	69
Fig (V.11) :Butée sur un branchement.....	70
Fig(V.12) :Butée sur un coude horizontal.....	70
Fig (V.13) : Butée sur un coude vertical.....	70
Fig (VI.1) : Réseau ramifié.....	72
Fig (VI.2) : Réseau maillé.....	72
Fig (VI.3) : Réseau mixte.....	73
Fig (VI.4) : Etat du réseau après la simulation(R-B1).....	79
Fig (VI.5) : Etat du réseau après la simulation(B1-B2).....	79
Fig (VI.6) : Etat du réseau après la simulation(B2-B3).....	80

Fig (VI.7) : Etat du réseau après la simulation(B3-B4).....	80
Fig (VI.8) : Etat du réseau après la simulation(B4-N23).....	81
Fig (VI.9) : Etat du réseau après la simulation(R-B1).....	83
Fig (VI.10) : Etat du réseau après la simulation(B1-B2).....	84
Fig (VI.11) : Etat du réseau après la simulation(B2-B3).....	84
Fig (VI.12) : Etat du réseau après la simulation(B3-B4).....	85
Fig (VI.13) : Etat du réseau après la simulation(B4-N23).....	85

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Ressources en eau disponible.....	3
Tableau (I.2) : Caractéristiques des réservoirs existants.....	3
Tableau (I.3) : répartition de la population.....	4
Tableau (I.4) : Evaluation de la population à différents horizons.....	5
Tableau (I.5) : Normes de consommation pour les différents équipements.....	7
Tableau (I.6): Besoins domestique.....	8
Tableau (I.7) : Les besoins scolaires.....	8
Tableau (I.8) : Les besoins administratifs.....	9
Tableau (I.9) : Les besoins sanitaires.....	10
Tableau (I.10) : Les besoins socioculturels.....	10
Tableau (I.11) : Les besoins commerciaux.....	11
Tableau (I.12) : Récapitulation des différents besoins.....	12
Tableau (I.13) : Tableau récapitulatif de la consommation moyenne journalière.....	12
Tableau (I.14) : calcul des consommations moyennes, min et max journalières.....	14
Tableau (I.15): les valeurs de β_{max} et $K_{max}.h$	15
Tableau (II.1) : Détermination analytique de la capacité du réservoir de Tanorba.....	22
Tableau (II.3) : Détermination de la capacité du réservoir de Mlatas.....	25
Tableau(III.1) : Prix de revient des conduites en fonte ductile.....	33
Tableau (III. 2) : calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite F02-SR1.....	34
Tableau (III. 3) : les frais d’amortissement et d’exploitation de la conduite F02-SR1.....	34
Tableau (III. 4) : Bilan de frais de la conduite F02-SR1.....	35
Tableau (III. 5) : calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SR1-SR2.....	35
Tableau (III. 6) : les frais d’amortissement et d’exploitation de la conduite SR1-SR2.....	36
Tableau (III. 7) :Bilan de frais de la conduite SR1-SR2.....	36
Tableau (III. 8) : calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SR2-SR3.....	37
Tableau (III. 9) : les frais d’amortissement et d’exploitation de la conduite SR2-SR3.....	37
Tableau (III. 10) : Bilan de frais de la conduite SR2-SR3.....	37
Tableau (III. 11) : calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SR3-R _{tanorba}	38
Tableau(III.12) :les frais d’amortissement et d’exploitation de la conduite SR3-R _{tanorba}	38
Tableau (III. 13) :Bilan de frais de la conduite SR3- R-tanorba.....	38
Tableau (III.14) : calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite F01-SR.....	39
Tableau (III.15) : les frais d’amortissement et d’exploitation de la conduite F01-SR.....	39
Tableau (III. 16) : Bilan de frais de la conduite F01-SR.....	40
Tableau (III. 17) : calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SR- R _{MLATA}	40
Tableau (III. 18) : les frais d’amortissement et d’exploitation de la conduite SR- R _{MLATA}	41
Tableau (III.19) : Bilan de frais de la conduite SR- R _{MLATA}	41
Tableau (III.20) : Récapitulatif des différents diamètres calculés pour beni-ourtilane.....	41
Tableau (III.21) : Récapitulatif des différents diamètres calculés pour agradou.....	42
Tableau (IV.1) : Tension de vapeur d’eau pompée en fonction de la température.....	49
Tableau (IV.2) : Les caractéristiques des différentes pompes sélectionnées(F02).....	50
Tableau (IV.3) : Les caractéristiques des différentes pompes sélectionnées(SR01).....	51
Tableau (IV.4) : Les caractéristiques des différentes pompes sélectionnées(SR02).....	52
Tableau (IV.5) : Les caractéristiques des différentes pompes sélectionnées(SR03).....	53
Tableau (IV.6) :Les caractéristiques des différentes pompes sélectionnées(F01).....	55
Tableau (IV.7) :Les caractéristiques des différentes pompes sélectionnées(SR).....	56
Tableau (IV.8) : Les caractéristiques des différentes pompes choisies.....	58
Tableau (V.1) : les caractéristiques des conduites (F01-SR01).....	62
Tableau (V.2) : Valeurs numériques du coup de bélier.....	62

Tableau (V.3) :les caractéristiques de conduite(SR01-SR02).....	63
Tableau (V.4) : Valeurs numériques du coup de bélier.....	63
Tableau (V.5) :les caractéristiques de conduite(SR02-SR03)	64
Tableau (V.6) :Valeurs numériques du coup de bélier.....	64
Tableau (V.7) : les caractéristiques de conduite(SR03-Rtanorba.....	65
Tableau (V.8) : Valeurs numériques du coup de bélier.....	65
Tableau (V.9) : les caractéristiques de conduite(F02-SR).....	66
Tableau (V.10) :Valeurs numériques du coup de bélier.....	66
Tableau (V.11) :les caractéristiques de conduite (SR-R _{mlatas}).....	67
Tableau (V.12) :Valeurs numériques du coup de bélier.....	67
Tableau (VI.1) : Détermination des débits en nœuds.....	76
Tableau (VI.2) : Etat des nœuds du réseau.....	82
Tableau (VI.3) : Etat des conduites du réseau.....	82
Tableau (VI.4) : Etat des conduites du réseau (suit)	83
Tableau (VI.5) : Etat des nœuds du réseau.....	86
Tableau (VI.6) : Etat des arcs du réseau.....	87
Tableau (VI.7) : valeur de la pression au sol.....	88
Tableau (VI.8) : valeur des vitesses et des pertes de charge.....	89

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)
CTN : Côte Terrain Naturel en (m)
CTP : Côte Trop Plein en (m)
C_{pi} : Cote piézométrique du même point considéré (m)
D : Diamètre du tuyau en (m)
D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (mm)
D_N : Diamètre normalisé en (m)
d' : Diamètre de la veine contractée en (m)
E : énergie annuelle consommée par la pompe (KWh)
e : Prix d'un Kwh fixé par la SONELGAZ; $e = 4,67\text{DA}$
e : Epaisseur de la conduite (mm)
g : Accélération de la pesanteur en m/s^2
J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m)
H_g : Hauteur géométrique en (m)
J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m)
H_{mt} : La hauteur manométrique totale en (m)
H₀ : Pression absolue de la conduite
h : Perte de charge engendrée par vannage en (m)
i : Taux d'annuité
K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi
K' : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite, pour les Conduites en fonte : **K' = 0.6**.
K₀ : Rugosité absolue des tuyaux neufs
H_v : Tension maximale de vapeur d'eau, $H_v = 0.24$ m pour une température de 20°C
K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération et Sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3
K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9
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)
L_{ij} : Longueur du tronçon (i-j) en (m)
L_{equ} : longueur équivalente en (m)
m : Coefficient de rognage
N_i : Nombre de consommateurs
N_D : Niveau dynamique du forage en (m)
N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min)
n : nombre d'année d'amortissement la conduite ($n=25$ ans)
R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m)
(NPSH)_a : Charge nette minimale disponible à l'aspiration
(NPSH)_r : Charge nette minimale requise à l'aspiration
P : Puissance de pompage en (KWh)
P_{atm} : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10,33 m
P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW)
P_j : Pression au sol du point considéré (m)
P_n : Population future à l'horizon considéré
P₀ : Pression absolue

P_U : Prix unitaire de la conduite (DA/ml)
 $P\%$: Résidu maximal dans le réservoir (%)
 Q : Débit refoulé dans la conduite en m^3/s
 Q_e : Somme des débits localisés en nœud considéré (l/s)
 $Q_{max,h}$: Débit entrant dans la station (m^3/h)
 $Q_{max,j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année
 $Q_{min,j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année
 $Q_{moyen\ journalier}$: Consommation moyenne journalière des consommateurs en m^3/s
 $Q_{max,j}$: Consommation maximale journalière en (m^3/j)
 Q_r : Débit en route de tronçon (l/s)
 Q_s : Débit spécifique (l/s/m)
 Q_p : Débit de pointe (l/s)
 q : Dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/cons
 Re : Nombre de Reynolds
 r : Pourcentage de rognage
 S : Section de la conduite (m^2)
 T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h)
 t_{ac} : Taux d'accroissement annuel considéré
 T_v : Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée
 t : Nombre d'heures de pompage (h)
 T' : Temps nécessaire pour l'agent peut fermer le robinet ($T' = 20$ min)
 t' : Temps de service = 25 ans
 t_f : Temps de fermeture de la vanne(s)
 U_0 : Volume d'air initial
 V : Vitesse d'écoulement en m/s
 V_0 : Vitesse de l'eau en régime permanent (m/s)
 V_{bc} : Volume de brise charge (m^3)
 V' : nouveau volume d'air
 V_{inc} : Volume d'incendie = $120 m^3$
 V_f : Vitesse finale choisie
 V_{max} : Résidu maximal en (m^3)
 V_{min} : Résidu minimal (m^3)
 V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse choisie
 V_{sr} : Volume de la station de reprise en (m^3)
 V_{tot} = Volume total du réservoir en (m^3)
 V^+ : Valeur maximale de surplus
 V^- : Valeur minimale de déficit
 Z : Pression dans le réservoir d'air
 Z_0 : Pression absolue
 α : le coefficient de vieillissement de conduite ($\alpha = 0,04$ mm/an)
 α_{max} : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort des habitants, il varie entre 1.2 et 1.4 ; dans notre cas on prend $\alpha_{max} = 1.3$ β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
 ν : Viscosité cinématique de l'eau
 ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne en (%)
 ρ : Masse volumique de l'eau
 η : Rendement de la pompe en (%)
 δ : Altitude du plan d'aspiration en (m)
 δ_0 : Pertes de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal
 λ : Coefficient de pertes de charge

Introduction générale

L'eau est un élément essentiel à la vie de tous les êtres vivants .vu sa répartition inégale dans la nature, l'homme en cherchant toujours à améliorer ses conditions de vie en s'offrant suffisamment d'eau potable, de bonne qualité et d'une façon continue, doit alors ramener l'eau de la source jusqu'au consommateur, et pour cela il est nécessaire de concevoir un fiable réseau d'alimentation en eau potable. et l'accroissement de la population nous exige un renforcement du réseau d'alimentation en eau potable afin de satisfaire les besoins.

La région de Beni Ourtilane à laquelle nous nous intéressons dans notre étude souffre du manque énorme d'eau, en raison de l'augmentation de la population et l'insuffisance des apports en eau d'un côté et de la vétusté des conduites et équipements du réseau d'un autre.

Pour cette raison, nous avons mis en pratique nos connaissances en hydraulique, acquises durant notre formation de Master en hydraulique urbaine, afin de concevoir une nouvelle chaine d'adduction à partir d'un nouveau forage, et un réseau d'alimentation en eau potable pour le village Agradou. Nous avons alors réparti notre travail en six chapitres :

Dans le premier chapitre, nous avons présenté la zone d'étude et estimé ses besoins en eau potable aux différents horizons, ce qui nous a permis de déterminer le volume des réservoirs, nécessaires pour stocker les quantités d'eau dans le deuxième chapitre.

Ensuite dans les chapitre trois, quatre et cinq, respectivement nous avons fait une étude technico-économique pour dimensionner les conduites d'adduction, et choisi les pompes adéquates pour les différentes stations de pompage, ainsi que la protection des différents tançons contre le phénomène du coup de bélier et les techniques de pose de conduites.

En dernier, nous avons déterminé les dimensions du réseau de distribution pour assurer l'alimentation pour l'ensemble des habitants du village d'Agradou.

Et nous terminant notre travail par une conclusion générale.

I.1.Présentation du site

I.1.1. Situation géographique

La région d'étude est située au Nord-Ouest de la wilaya de Sétif, à une distance de 77 km de son chef-lieu et on y accède par la route nationale RN74, elle s'étend sur une surface de 74km² .la région est délimitée comme suite [1] :

Au Nord : par la commune de Beni Chebana (Sétif) et Beni Maouche (Béjaia).

Au Sud : par la commune de Ilemaine (Bordj Bou Arreridj).

A l'Est : par la commune de Ain Lagredj(Sétif).

A l'Ouest : par la commune de Bouhamza (Bejaia).

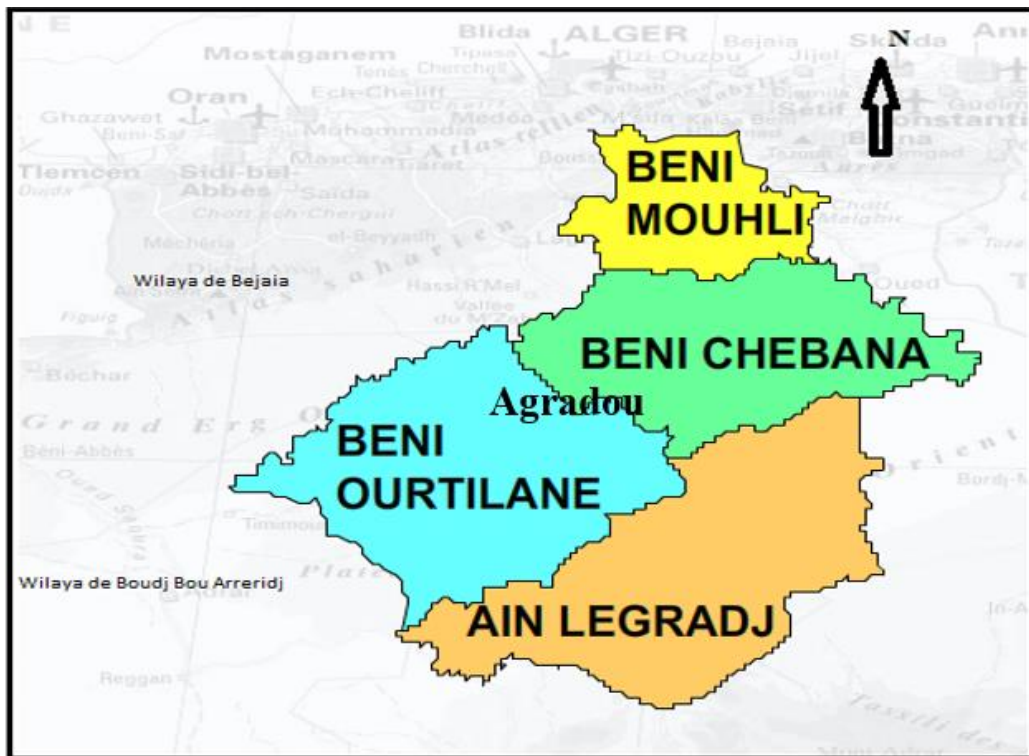


Fig (I.1) : Limite administrative de la zone d'étude

I.1.2. Situation topographique

Beni Ourtilane est caractérisée par une forte dénivelée dont l'altitude moyenne de 800m, ce site perché sur une ligne de crête dont la topographie présente des déclivités dépassant les 30% [1].

I.1.3. Situation climatologique

Le climat qui caractérise la région présente des températures très élevées en période de chaleur qui arrive à 31° au mois de Juillet et des températures très basses en période hivernale qui atteint 3° au mois de Janvier, avec les pluies saisonnières et la neige, où la pluviométrie annuelle moyenne d'environ 600mm [1].

I.1.5. Situation démographique

La zone d'étude comporte deux localités :

1-La population de chef-lieu de la commune de Beni Ourtilane est de 4836 habitants selon le R.G.P.H (2008), cette population est répartie sur 6 villages sont : Beni Ourtilane centre, Fintikelt, Anou ,Tighilts, Ighil Oufallah, Ighil Lekrim[1].

2-La population de village Agradou est de 840 habitants selon le R.G.P.H(2008), cette population est répartie sur un seul village c'est Agradou[2].

I.1.6. Situation hydraulique

I.1.6.1. Ressources en eau

Les différentes sources d'approvisionnement en eau dont disposent la commune de Beni Ourtilane et village agradou sont données dans le tableau (I.1) suivant [3] :

Tableau (I.1) : Ressources en eau disponibles

forage	Beni Ourtilane		Agradou	
	Nbre	Q _{tot} (l/s)	Nbre	Q _{tot} (l/s)
	01	25	01	10

I.1.6.2. Systèmes d'alimentation en eau potable

A. Beni Ourtilane : L'alimentation en eau potable de la commune de Beni Ourtilane se fait principalement par la chaîne de refoulement à partir de forage 02 implantés sur le rive de l'oued bouselame

B. Agradou : L'alimentation en eau potable de le village d'agraadou se fait principalement par la chaîne de refoulement à partir de forage 01 implantés sur le rive de l'oued bouselame

I.1.6.3. Ouvrages de stockag

A. Beni Ourtilane est dotée du réservoir existant (R1) dont la capacité de 500m³ et alimenté par leforage02

B. Agradou est dotée de réservoir existant (R2) dont la capacité de 150m³ et alimenté par le forage01

Tableau (I.2) : Caractéristiques des réservoirs existants.

Réservoirs	Capacité	Cote de terrain naturel	Observations
	m ³	m	
R1	500	1001	Bon etat
R2	150	800	Bon etat

I.2. Estimation des besoins

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération exige une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit...), Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population...).

I.2.1. Situation démographique de la zone d'étude

La région d'étude est départagée en (02) zones, Ces zones sont réparties comme suit :

- Zones 1 : comprend les villages beni ourtilane centre, fintikelt,anou,tighilts,ighil oufallah et ighil lekrim .
- Zones 2 : comprend le village agradou.

Selon les renseignements donnés par l'APC et la subdivision d'Hydraulique de Beni ourtilane, la zone d'étude compte une population d'environ **5676** habitants (RGPH 2008). La population de chaque zone est donnée dans le tableau (I.3) ci-dessous [3] :

Tableau (I.3) : répartition de la population

	village	Nombre d'habitantes 2008
Zone 1	Beni Ourtilane centre	3286
	Fintikelt	578
	Anou	263
	Tighilts	273
	Ighil oufallah	283
	Ighil lekrim	153
total		4836
Zone 2	Agradou	840

I.2.2. Estimation de la population future

L'élaboration de perspectives pour la commune concerne en premier lieu l'évolution des besoins urbains (habitat et équipements).

Cette évaluation est basée essentiellement sur les projections de la population établie au différentes échéances, court terme, moyen terme, long terme

$$P_n = P_0 \times (1 + t_{ac})^n \quad (I.1)$$

Sachant que :

P_n : Population future à l'horizon considéré.

P_0 : Population de l'année de référence.

t_{ac} : Taux d'accroissement annuel considéré.

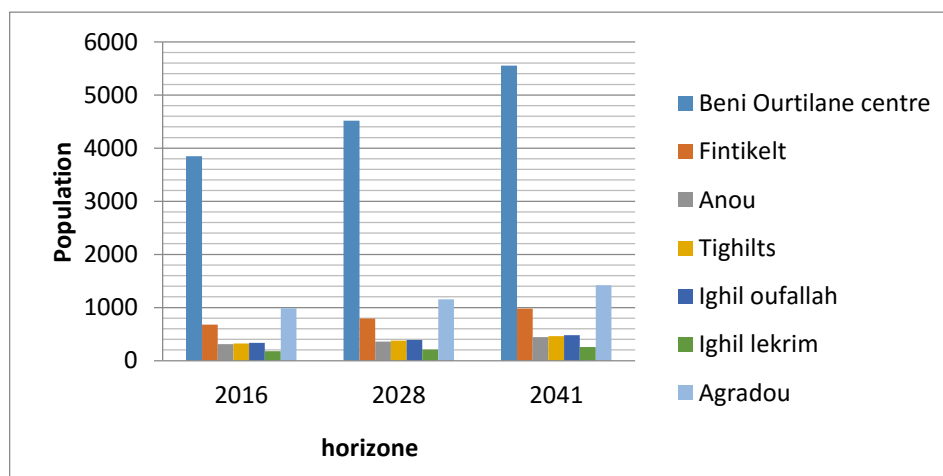
n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

En se référant au dénombrement de la population fait en 2008 par les services d'urbanisme de l'A.P.C de la zone d'étude, on évaluera la population aux horizons futurs. On a retenu l'année en cours, le moyen et le long terme (2041). Les résultats sont présentés dans le tableau (I.4) suivant :

Tableau (I.4) : Evaluation de la population à différents horizons

Taux d'accroissement localités	2% 2016	1,6% 2028	1,6% 2041
Beni Ourtilane centre	3850	4514	5549
Fintikelt	677	794	976
Anou	308	361	444
Tighilts	320	375	461
Ighil oufallah	332	389	478
Ighil lekrim	179	210	258
total	5666	6643	8166
Agradou	984	1154	1419

Suivant le tableau (I.4), on trace un graphe traduisant l'évaluation de la population par année, et on obtient la représentation ci desous (Figure(I.1)).

**Fig : (I.2) : Evaluation de la population**

I.2.3. Détermination de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière désignée par Q_{moyj} est donnée par :

$$Q_{\text{moyj}} = \frac{N \cdot D}{1000} \quad (I.2)$$

Avec :

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière en m^3/j .

N : nombre de consommateurs.

D : dotation moyenne en l/j/cons .

I.2.3.1. Choix des normes de consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par Carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule....etc.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation, c'est à dire la norme moyenne Journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- Ressources existantes.

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distributions.

1.2.3.1.1. Choix des normes de consommation domestique

La consommation en eau par personne et par jour est différente, elle dépend du type de l'agglomération, du nombre d'habitants et du niveau de confort des habitants. Pour une agglomération urbaine (plus de 5000 habitants), elle varie de 150l/j.hab à 250l/j.hab.

1.2.3.1.2. Normes de consommations pour les différentes utilisations

Les normes de consommations pour les différents équipements existants sont données dans le tableau (I.5) suivant :

Tableau (I.5) : Normes de consommation pour les différents équipements

Equipements		Unité	Dotation(l/j/unité)
Scolaire	Primaire	Elève	10
	C.E.M		
	Lycée		
	C.F.P.A		
Sanitaire	Polyclinique	patient	50
	Salle de soins	patient	50
	Dentiste/médecin	patient	50
Socioculturel	Mosquée	Fidèle	20
	Crèche	Elève	30
	Centre des handicapés	patient	30
	Club sportif amateur	Adhérent	60
	bibliothèque /Centre culturel	Adhérent	05
	Administratif	Siège de daïra	Employé
Siège d'APC			
Agence postale			
Banque BADR			
Protection civile			
Subdivision d'hydraulique			
L'habitat			
T. Public			
Services des impôts			
SAA			
CNAS			
CNR			
Gendarmerie			
La police			
Siège de justice			
Agence commerciale			
Trésorier communal			
bureaux d'avocat			
Entreprise/bureaux d'étude			
Commerce	Superette/boutique	Employé	10
	Fast Food/restaurant	place	100
	pharmacie	Employé	05
	Café	Café	500
	Lavage/graisage	Employé	20
	Boulangerie	Boulangerie	200
	Pâtisserie	Employé	30
	Mécanique auto	Employé	30
	Menuiserie	Employé	10
	Douche public	visiteur	200
	Dégraissage	Employé	100
	Abattoir	Tonne de viande	4000
	Coiffure	Employé	20
	Hôtel	client	150
	Boucherie	Employé	40

I.2.3.2. Différents besoins

➤ *Besoins domestiques*

On calcule la consommation moyenne journalière pour les deux zones. Les résultats sont résumés dans le tableau (I.6) suivant :

Tableau (I.6) : Les besoins domestiques

Localité	nombre d'habitant Année 2016	nombre d'habitant Année 2041	Dotation moyenne (l/j/hab)	Consommation moyenne Journalière (m ³ /j) en 2016	Consommation moyenne Journalière (m ³ /j) en 2041
Zone1	5666	8166	150	849,9	1224,9
Zone2	984	1419	150	147,6	212,85

➤ *Besoins scolaires*

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.les besoins sont représentés dans le tableau (I.7) suivant :

Tableau (I.7) : Les besoins scolaires

Localité	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Zone1	3. Ecoles primaires	élève	702	10	19,49
	1 .C, E, M	élève	429		
	1.LYCEE	élève	480		
	1.C.F.P.A	élève	338		
Zone2	1.Ecole primaire	élève	74	10	0,74

➤ **Besoins administratifs**

Les besoins administratifs sont représentés dans le tableau (I.8) suivant :

Tableau (I.8) : Les besoins administratifs

localité	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Zone1	Siège de daïra	Employé	30	10	0,3
	Siège d'APC		55		0,55
	Agence postale		17		0,17
	Banque BADR		14		0,14
	Protection civile		55		0,55
	Subdivision d'hydraulique		5		0,05
	L'habitat		11		0,11
	T. Public		62		0,62
	Services des impôts		33		0,33
	SAA		5		0,05
	CNAS		10		0,1
	CNR		1		0,01
	Gendarmerie		62		0,62
	La police		forfaitaire		12
	Siège de justice		42		0,42
	Agence commerciale		10		0,1
	Trésorier communal		14		0,14
	7.bureaux d'avocat		21		0,21
18.Entreprise/bureaux d'étude	72	0,72			
Total1					17,19
Zone2	Siège d'APC	Employé	3	10	0,03

➤ **Besoins sanitaires**

Les besoins sanitaires sont représentés dans le tableau (I.9) suivant :

Tableau (I.9) : Les besoins sanitaires

Localité	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Zone1	1.polyclinique	forfaitaire			0,57
	1.Salle de soins	patient	30	50	1,5
	02.Dentiste	patient	60	50	3
	10.Médecin	patient	200	50	10
Total1					15,07
Zone2	1.Salle de soins	patient	30	50	1,5

➤ **Besoins socioculturels**

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

Tableau (I.10) : Les besoins socioculturels

Localité	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Zone1	6. Mosquée	fidèle	818	20	16,36
	1.Crèche	élève	60	30	1,8
	1.Centre des handicapés	élève	80	30	2,4
	1.Club sportif amateur	adhérant	393	60	23,58
	1.bibliothèque /Centre culturel	adhérant	200	05	1
Total1					45,14
Zone2	2. Mosquée	fidèle	142	20	2,84

➤ **Besoins commerciaux**

Les différents besoins commerciaux sont représentés dans le tableau (I.11) suivant :

Tableau (I.11) : Les besoins commerciaux

Localité	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Zone1	25.Superette	Employé	50	10	0,5
	20.Fast Food/restaurant	place	1000	100	100
	5.pharmacie	Employé	15	10	0,15
	20.Café	Cafétérias	20	500	10
	6.Lavage/graissage	client	Forfaitaire		3
	3.Boulangerie	3.Boulangerie	3	200	0,6
	4.Pâtisserie	Employé	20	30	0,6
	5.Mécanique auto	Employé	15	30	0,45
	6.Menuiserie	Employé	24	10	0,24
	2.Douche public	visiteur	40	200	8
	3.Dégraissage	Employé	09	100	0,9
	1.Abattoir	Tonne de viande	forfaitaire		04
	1.Hôtel	client	06	150	0,9
	17.Boucherie	Employé	17	40	0,68
	2.usine de Marbre	Employé	06	30	0,18
	10. Coiffure	Employé	100	15	1,5
	85. Boutique	Employé	85	10	0,85
2.Auto-école	Employé	4	10	0,04	
Total1					132,59
Zone2	1. Café	1. Café	1	500	0,5
	1.Superette	Employé	1	10	0,01
	1.Boulangerie	boulangeries	1	200	0,2
Total2					0,71

I.2.3.3. Récapitulation des différents besoins en eau

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation en eau potable de la localité jusqu'à l'horizon 2041.

Tableau (I.12) : Récapitulation des différents besoins

Localité	Secteur	Besoin en eau en 2016 (m ³ /j)	Besoin en eau en 2041 (m ³ /j)
Zone 1	Domestique	849,9	1224,9
	Scolaire	19,49	19,49
	Sanitaire	15,07	15,07
	Socioculturel	45,14	45,14
	Administratif	17,19	17,19
	Commercial	132,59	132,59
Total 1		1079,38	1454,38
Zone 2	Domestique	147,6	212,85
	Scolaire	0,74	0,74
	Sanitaire	1,5	1,5
	Socioculturel	2,84	2,84
	Administratif	0,03	0,03
	Commercial	0,71	0,71
Total 2		153,42	218,67

I.2.4. Majoration de la consommation moyenne journalière

On effectue une majoration de 20% afin de compenser les fuites au niveau du réseau d'alimentation en eau potable, qui sont en fonction du type des conduites, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien, et cela, afin d'éviter tout risque d'insuffisance dans la consommation journalière.

La consommation moyenne journalière majorée est représentée dans le tableau (I.13)

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

localité	Besoin (m ³ /j) en 2016	Besoin (m ³ /j) en 2041	pertes (m ³ /j) en 2016	pertes (m ³ /j) en 2041	Q _{moy} majoré (m ³ /j) en 2016	Q _{moy} majoré (m ³ /j) en 2041
Zone 1	1079,38	1454,38	215,88	290,88	1295,26	1745,26
Zone 2	153,42	218,67	30,68	43,73	184,10	262,40

I.2.5. Variation de la consommation journalière

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale. Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne. Ce rapport est désigné par le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{\max,j}$. De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière et notée $K_{\min,j}$. Ces débits sont donnés comme suit :

I.2.5. 1. La consommation maximale journalière

Elle se calcule comme suit :

$$K_{\max,j} = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} \quad (\text{I.3})$$

Donc :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy.majoré}} \quad (\text{I.4})$$

Avec :

$Q_{\max,j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année,

$K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération et Sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3

Dans notre étude, on prendra : $K_{\max,j} = 1.2$

I.2.5. 2. La consommation minimale journalière

Elle se calcule comme suit :

$$K_{\min,j} = \frac{\text{Consommation minimale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} \quad (\text{I.5})$$

Donc :

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

Avec :

$Q_{\min,j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année,

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9

Dans notre étude, on prendra la valeur moyenne : $K_{\min,j} = 0.8$

Les principaux résultats sont regroupés dans le tableau (I.14) suivant :

Tableau (I.14) : calcul des consommations moyennes, minimales et maximales journalières

Localités	Consommation (m ³ /j)	Horizon 2016	Horizon 2041
Zone 1	Q _{moy. j.majoré}	1295,26	1745,26
	Q _{max.j}	1554,31	2094,31
	Q _{min.j}	1036,21	1396,21
Zone 2	Q _{moy j.majoré}	184,10	262,40
	Q _{max.j}	220,92	314,88
	Q _{min.j}	147,28	209,92

I.2.6. Variation de la consommation horaire

Les débits maximal et minimal subissent des variations horaires, ces dernières sont caractérisées par les coefficients de variation horaires, $K_{\max.h}$ et $K_{\min.h}$, appelés respectivement coefficients de consommation maximum et minimum horaire. Ces coefficients sont calculés respectivement pour la journée la plus chargée de l'année. Ils sont déterminés par les expressions suivantes :

$$K_{\min.h} = \frac{\text{Consommation minimale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}} \quad (\text{I.7})$$

et

$$K_{\max.h} = \frac{\text{Consommation maximale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}} \quad (\text{I.8})$$

Avec :

La consommation moyenne horaire maximale :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\max.j}}{24} \quad (\text{I.9})$$

La consommation maximale horaire :

$$Q_p = K_{\max.h} \times Q_{\text{moy.h}} \quad (\text{I.10})$$

La consommation moyenne horaire minimale :

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

La consommation minimale horaire :

$$Q_{\min.h} = K_{\min.h} \times Q_{\text{moy.h.min}} \quad (\text{I.12})$$

Par ailleurs, le coefficient $K_{\max,h}$ est défini comme suit :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (I.13)$$

Avec :

α_{\max} : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort des habitants, il varie entre 1.2 et 1.4 ; dans notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1.3$

β_{\max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitant et sera déterminé par interpolation en utilisant les valeurs données dans l'annexe(1):

Les résultats de $K_{\max,h}$ trouvés pour chaque zone à l'horizon de 2041 sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (I.15): les valeurs de β_{\max} et $K_{\max,h}$

Localité	Population (2041)	β_{\max}	$K_{\max,h}$
Zone 1	8166	1.346	1.75
Zone 2	1419	1.832	2.382

La consommation maximale horaire se détermine comme suit :

$$Q_p = K_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h} \quad (I.14)$$

La valeur de $K_{\max,h}$ nous permet de prévoir la variation de la consommation horaire le long de la journée, donc en se référant à annexe (2) on choisit les colonnes qui conviennent. La répartition de la consommation journalière est présentée dans les annexe (3) et (4)

En analysant l'annexe (3) précédent, on constate que le débit maximum horaire est de **157,073 m³/h** qui correspond à l'horaire **12h-13h**

En analysant l'annexe (4) précédent, on constate que le débit maximum horaire est de **32,747 m³/h** qui correspond à l'horaire **16h-17h**

I.3.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la zone du projet, connaître la topographie, le climat, le relief, la démographie.

Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre Travail et déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) et les consommations horaires maximale qu'est la conception d'un nouveau réseau d'alimentation en eau potable.

II.1. Introduction

Les réservoirs sont généralement des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et de distributions. Ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs fonctions techniques et économiques.

II.2. Rôle des réservoirs

II.2.1. Rôle de régulateur et accumulateur

Dans une agglomération le débit refoulé par la station de pompage est généralement constant alors que la consommation est variable. Donc un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé.

II.2.2. Vérification des pressions

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire aux points les plus défavorables (très éloignés).

II.2.3. Gain d'énergie au niveau de la station de pompage

Ce réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie en stockant les eaux pendant les heures creuses et en les distribuant pendant les heures de pointe.

II.2.4. Utilité pour briser la charge

Si le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de diminuer la charge.

II.2.5. Stockage de la réserve d'incendie

On peut avoir deux cas :

- un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de réalisation de cette variante.
- la réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'alimentation.

II.3. Emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs dépend essentiellement des données topographiques et de la nature du terrain. Malgré qu'on a des réservoirs existants, leurs emplacements doit respecter les aspects suivants [4] :

- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante.
- Être le plus près possible du centre de gravité de l'agglomération qu'il a à assurer.
- L'alimentation du réseau doit se faire par gravité.
- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.

II.4. Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon [4] :

A) Leurs positions par rapport au sol

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Surélevés ou sur tour appelés aussi châteaux d'eau

B) Leurs formes

- Circulaires.
- Carrés et rectangulaires.

- De forme quelconque.
- C) **La nature du matériau de construction**
- Les réservoirs métalliques.
- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé ordinaire ou précontraint.

II.5. Choix du type de réservoir

La zone étudiée est très accidentée donc notre choix est fixé sur les réservoirs circulaires, semi-enterrés qui offrent les avantages suivants :

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

Le réservoir projeté est de type semi-enterré, schématisé dans la figure (II.1) suivante :

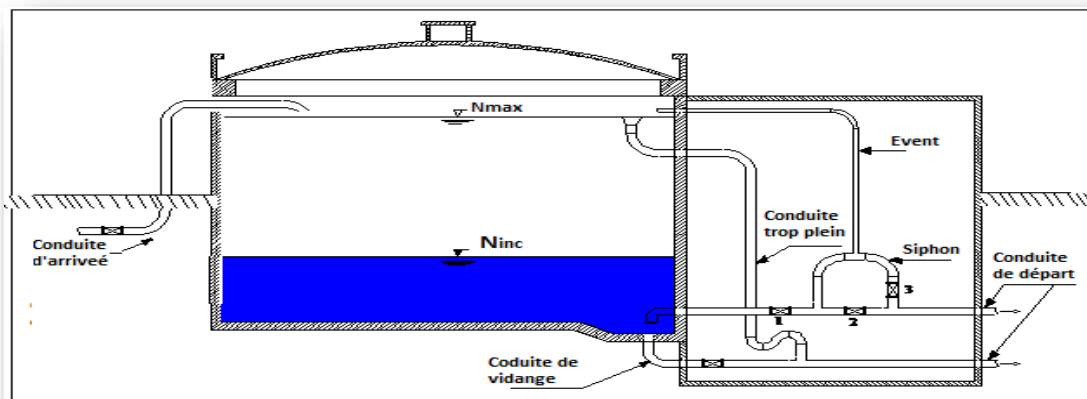


Fig (II.1) : Coupe transversale d'un réservoir de stockage de type semi-enterré

II.6. Equipements des réservoirs

II.6.1. Conduite d'adduction

L'adduction s'effectue soit par chute libre (figure II.2), soit par le prolongement de la conduite de façon à ce que son extrémité reste toujours noyée (figure II.3).

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir. Elle doit pouvoir s'obturer dès que l'eau atteint, dans la cuve, le niveau maximum. Cette obturation se réalise grâce à un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, ou par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement

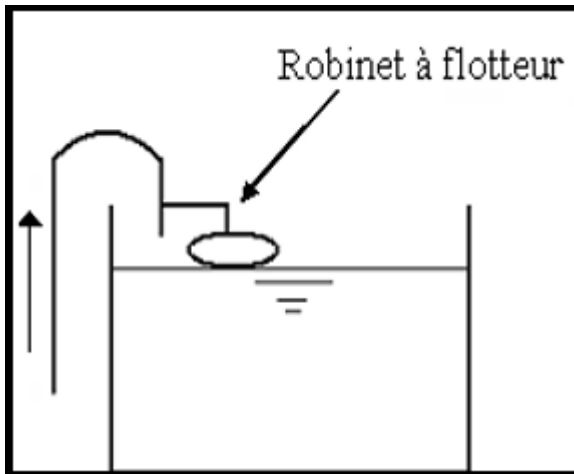


Fig (II.2) : Adduction avec chute libre

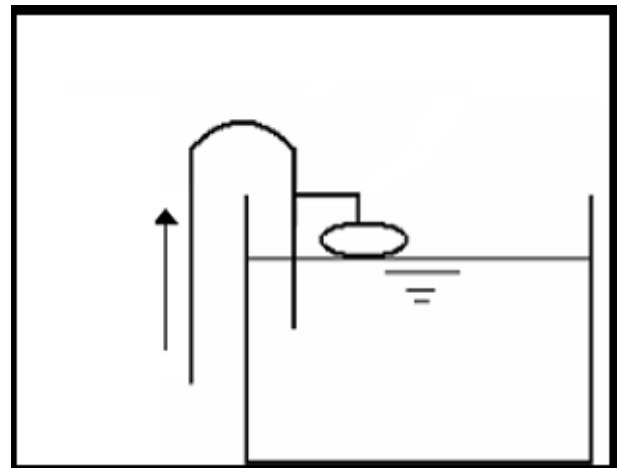


Fig (II.3) : Adduction noyée

II.6.2. Conduite de trop-plein

Elle sert à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir vers un exutoire lorsque le niveau d'eau dans celui-ci atteint sa limite maximale. Elle est prévue en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage.

Pour éviter l'intrusion d'insectes ou de moustiques, nous aménageons un siphon dans la conduite de trop-plein (Figure II.4).

II.6.3. Conduite de vidange

Elle part du point bas du réservoir pour évacuer les dépôts et elle se raccorde sur la canalisation du trop-plein (Figure II.4).

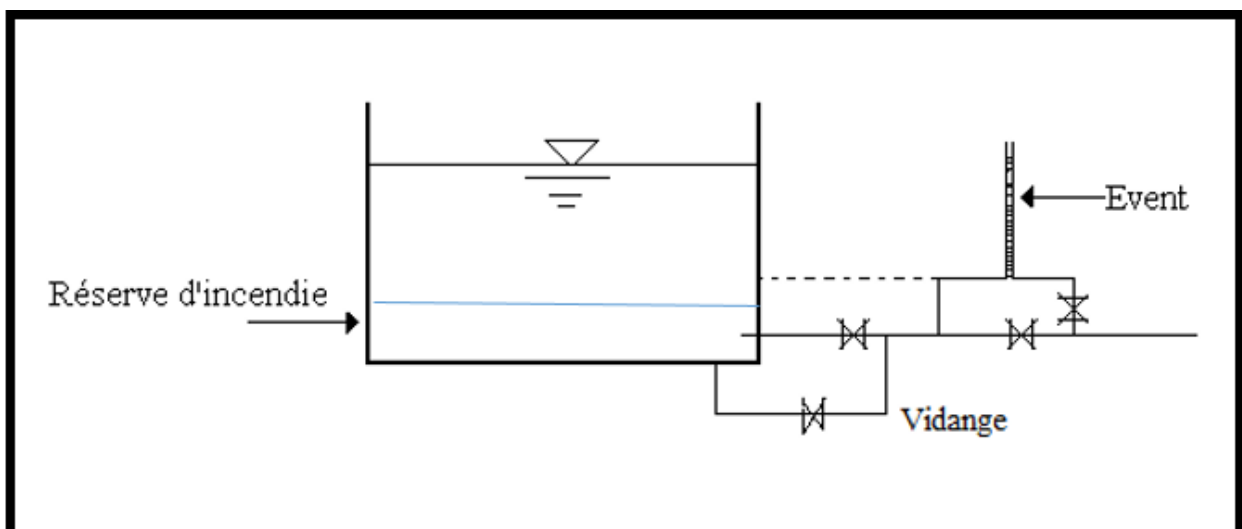


Fig. (II.4) : Schéma représentant d'une vidange

II.6.4. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution sera à l'opposé de la conduite d'amenée, à une faible hauteur au-dessus du radier (de 0,15 à 0,20 m) pour éviter d'entraîner dans la conduite de distribution d'éventuels dépôts décantés dans le réservoir (Figure II.5).

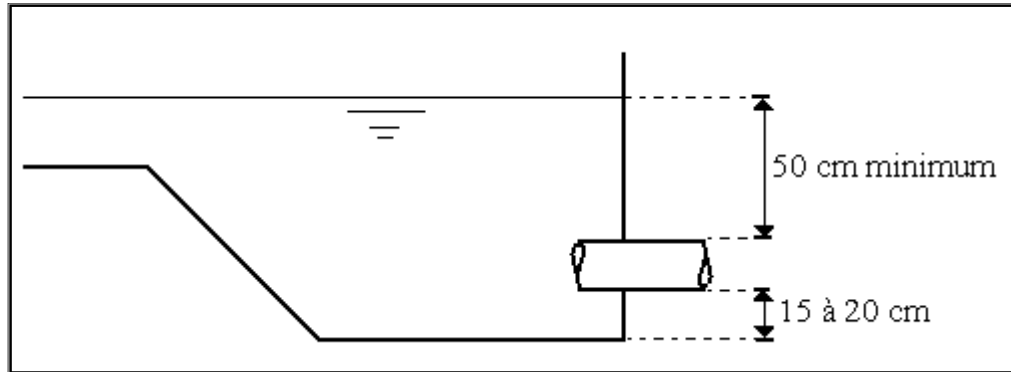


Fig. (II.5) : Emplacement de la conduite de distribution

II.6.5. La réserve incendie

Afin de conserver une réserve d'eau permettant de lutter contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau dans la réserve d'incendie. Dans la distribution, nous distinguons deux types de procédés :

➤ **Le système à deux prises**

En temps normal : (1) est fermé et (2) est ouvert.

En cas d'incendie : (1) ouvert et (2) est fermé.

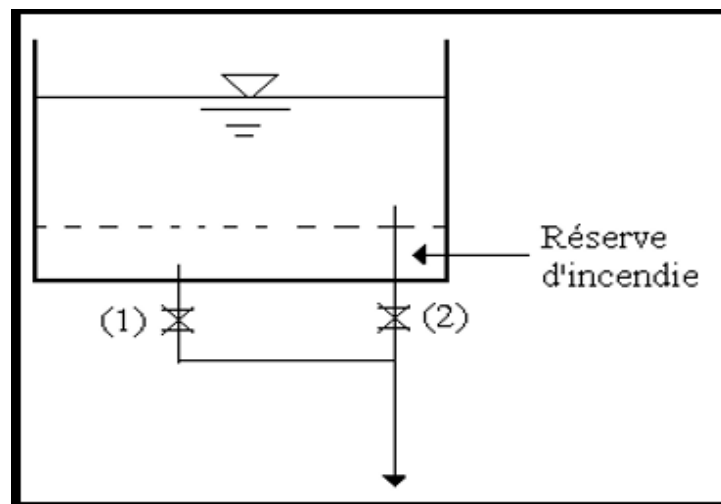


Fig. (II.6) : Système à deux prises

➤ *Le système a siphon*

En temps normal : (1) et (3) ouverts et (2) fermé

En cas d'incendie : (2) est ouvert.

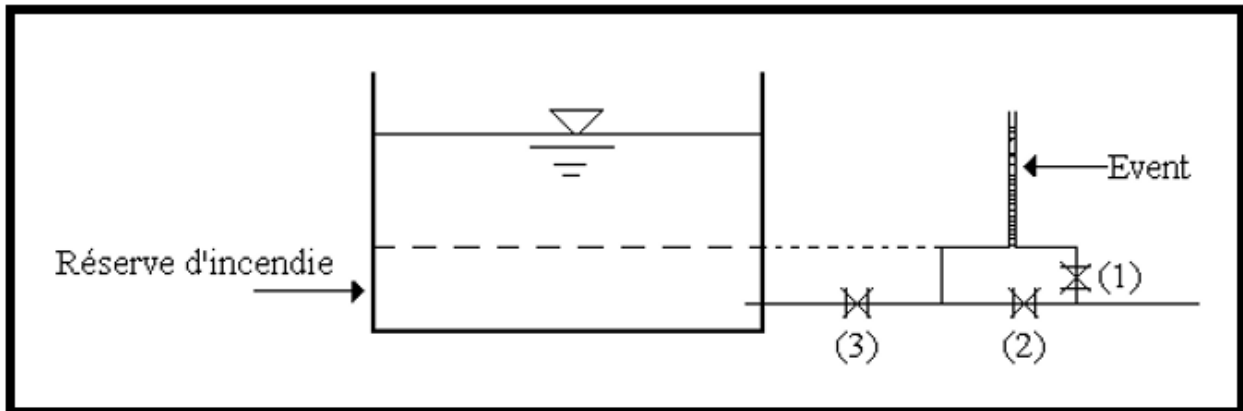


Fig. (II.7) : Système à siphon

II.6.6. By-pass

C'est une communication directe entre l'adduction et la distribution, nous l'utilisons en cas de nettoyage du réservoir (Figure II.8).

En temps normal : (1) et (3) ouverts et (2) fermé

En cas de nettoyage : (2) ouvert et (1) fermé

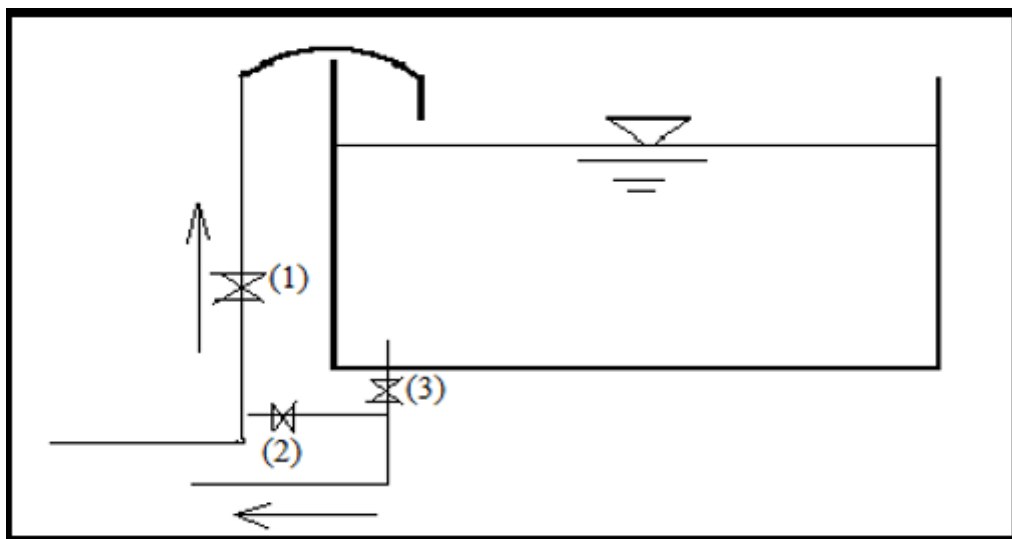


Fig (II.8) : Schéma représentant de By-pass

II.7. Calcul de la capacité des ouvrages de stockage

III.7.1. Les réservoirs de stockage

A) *Le volume de la réserve*

Deux méthodes peuvent être proposées [5] :

A.1) *Méthode Analytique*

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

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

Avec :

V_{inc} : Volume d'incendie = 120 m³.

V_u : Volume utile de stockage du réservoir est déterminé à partir de la formule suivante :

$$V_u = \frac{P\% \cdot Q_{max,j}}{100} \quad (II.2)$$

Avec :

$Q_{max,j}$: Débit maximal journalier en (m³/j).

P% : Pourcentage du résidu maximum dans le réservoir en (%), il est donné par la formule(II.3) ci-après

$$P = |V^+| + |V^-| \quad (II.3)$$

Avec :

V^+ : Valeur maximale de surplus.

V^- : Valeur minimale de déficit.

A.2) Méthode graphique

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale et de la courbe d'apport des débits pompés. On trace sur un même graphe les courbes cumulées des débits d'apport et de consommation en fonction du temps, le volume utile de stockage du réservoir est obtenu en sommant la valeur absolue de l'écart des deux extrêmes entre les deux courbes, ce volume est donné par la formule suivante :

$$V_u = V_{max} + V_{min} \quad (II.4)$$

Avec :

V_{max} : Résidu maximal en (m³).

V_{min} : Résidu minimal (m³).

II.7.2. Station de reprise

La station de reprise est un ouvrage équipé d'un réservoir et d'une station de pompage. Le dimensionnement de cet ouvrage est déterminé en tenant compte du temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorce pas. Ce temps est généralement pris égal un quart d'heure (1/4 h). Pour procéder à la détermination du volume de la station de reprise, on utilise la formule suivante :

$$V_{sr} = Q_{max,j} * T' \quad (II.5)$$

Où :

- ✓ V_{sr} : Volume de la station de reprise (m³).
- ✓ T' : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($T' = 0,25$ h).
- ✓ $Q_{max,j}$: Débit arrivant à la station de reprise en (m³/h).

II.8. Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprises

II.8.1. Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprises de Beni Ourtilane

➤ Station de reprise (SR1, SR2, SR3)

Le volume du réservoir de la station de reprise SR1, SR2 et SR3 se calcule comme suit :

$$V_r = \frac{2094,31 \times 0,25}{20} = 26,18 \text{ m}^3$$

On prend un volume standard de 50 m³.

Pour une hauteur de 4m, le diamètre de la bache à eau sera :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_r}{\pi \times H}} \quad (\text{II.6})$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 50}{\pi \times 4}} = 3,99\text{m}$$

➤ **Réservoir R** Tanorba

Le réservoir de Tanorba est alimenté par refoulement à partir de la SR3.II va assurer la distribution vers le chef-lieu de Beni Ourtilane dont le nombre d'habitant est de 8166 habitants, Avec $K_{\max,h} = 1,75$ et $Q_{\max,j} = 2094,31 \text{ m}^3/\text{j}$.

Les calculs de la capacité de réservoir sont donnés dans le tableau (II.1) suivant :

Tableau (II.1) : Détermination analytique de la capacité du réservoir de Tanorba

Heures	Refoulement d'eau (m ³ /h)	Refoulement d'eau (%)	Distribution (m ³ /h)	Distribution (%)	Surplus	Déficit	Résidu
0-1	104,716	5	18,849	0,9	4,1		4,1
1-2	104,716	5	18,849	0,9	4,1		8,2
2-3	104,716	5	18,849	0,9	4,1		12,3
3-4	104,716	5	20,943	1	4		16,3
4-5	104,716	5	28,273	1,35	3,65		19,95
5-6	104,716	5	80,631	3,85	1,15		21,1
6-7	104,716	5	108,90	5,2		-0,2	20,9
7-8	104,716	5	129,847	6,2		-1,2	19,7
8-9	104,716	5	115,187	5,5		-0,5	19,2
9-10	104,716	5	122,517	5,85		-0,85	18,35
10-11	104,716	5	104,715	5	0		18,35
11-12	104,716	5	136,13	6,5		-1,5	16,85
12-13	104,716	5	157,073	7,5		-2,5	14,35
13-14	104,716	5	140,319	6,7		-1,7	12,65
14-15	104,716	5	112,046	5,35		-0,35	12,3
15-16	104,716	5	97,385	4,65	0,35		12,65
16-17	104,716	5	94,244	4,5	0,5		13,15
17-18	104,716	5	115,187	5,5		-0,5	12,65
18-19	0	0	131,942	6,3		-6,3	6,35
19-20	0	0	112,045	5,35		-5,35	1
20-21	0	0	104,715	5		-5	-4
21-22	0	0	62,829	3		-3	-7
22-23	104,716	5	41,886	2	3		-4
23-24	104,716	5	20,943	1	4		0
Total	2094,31	100	2094,31	100	28,95	-28,95	0

D'après les résultats du tableau (II.1), on a :

- $R^+ = 21,1$
- $R^- = -7$

Donc :

$$V_r = 28,1 * 2094,31 \div 100 = 588,50 \text{ m}^3$$

$$V_t = 588,50 + 120 = 708,50 \text{ m}^3.$$

Le réservoir principal du chef-lieu de Beni Ourtilane à une capacité de 500 m^3 , le volume calculé est $708,50 \text{ m}^3$, le réservoir est insuffisant, alors on réalise un autre réservoir près de réservoir existant avec une capacité de 350 m^3 .

Les résultats calculés dans le tableau (II.1) ci-dessus sont représentés dans la figure (II.9) ci-après

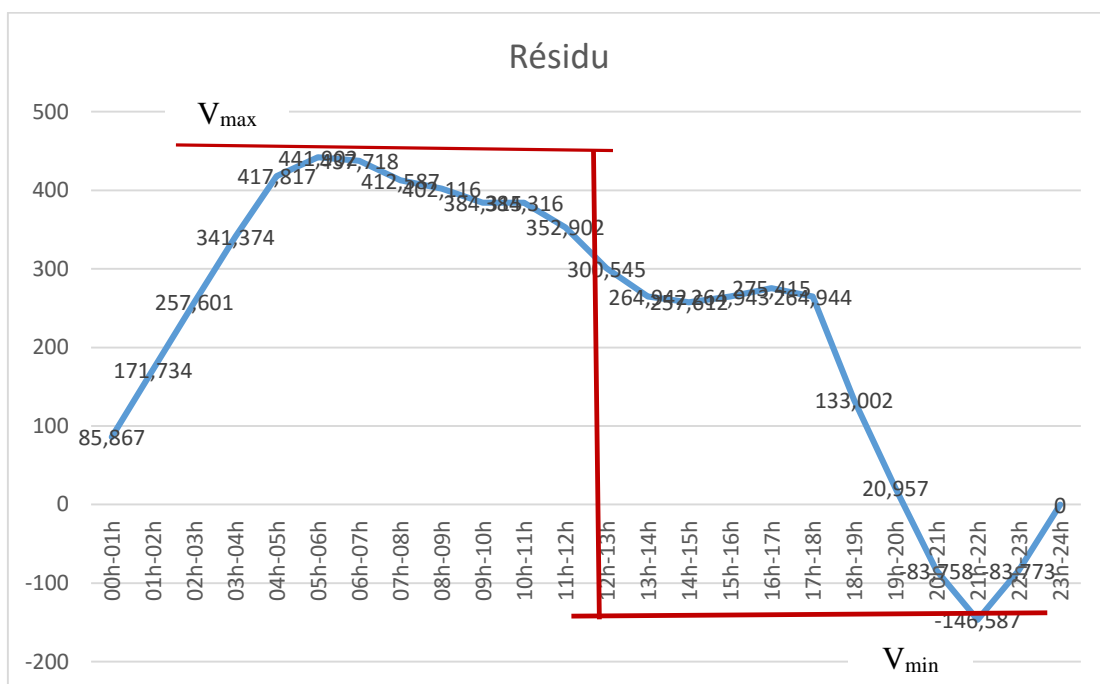


Fig. (II.9) : Détermination graphique de la capacité du réservoir de chef-lieu de Beni Ourtilane

❖ Diamètre du réservoir

Après avoir déterminé la capacité du réservoir projeté, on fixe sa hauteur $H = 6 \text{ m}$, son diamètre est donné par la formule ci-après :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times H}}$$

Par conséquent :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 350}{\pi \times 6}} = 8,62m \quad . \text{ on prend } 9 \text{ m}$$

❖ *La hauteur d'incendie*

La hauteur d'incendie est celle occupée par la réserve d'incendie, elle est calculée comme suit :

$$H_{inc} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2} \quad (\text{II.8})$$

Donc :

$$H_{inc} = \frac{4 \times 120}{3,14 \times 9^2} = 1,89 \text{ m}$$

La hauteur occupée par la réserve d'incendie sera de **1,89 m**.

II.8.2. Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprises de Agradou

➤ *Station de reprise (SR)*

Le volume du réservoir de la station de reprise SR se calcule comme suit :

$$V_r = \frac{714,88 \times 0,25}{20} = 8,94m^3$$

On prend un volume standard de 50 m³.

Pour une hauteur de 4m, le diamètre de la bache à eau sera :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 50}{\pi \times 4}} = 3,99m$$

➤ *Réservoir Mlatas*

Le réservoir du Mlatas est alimenté par refoulement à partir de la SR il va assurer la distribution vers le village Agradou dont le nombre d'habitant est de 1419 habitants, $K_{\max.h} = 2,382$ et $Q_{\max.j} = 314,88 \text{ m}^3/j$.

Les résultats sont donnés dans le tableau (II.2) suivant :

Tableau (II.2) : Détermination de la capacité du réservoir de Mlatas

Heures	Refolement		Distribution Vers agradou		Adduction gravitaire		Surplus	Déficit	Résidu
	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)	(%)			
0-1	35,744	5	1,889	0,3	16,66	2,33	2,37		2,37
1-2	35,744	5	1,889	0,3	16,66	2,33	2,37		4,74
2-3	35,744	5	3,778	0,54	16,66	2,33	2,13		6,87
3-4	35,744	5	3,778	0,54	16,66	2,33	2,13		9
4-5	35,744	5	11,021	1,55	16,66	2,33	1,12		10,12
5-6	35,744	5	11,021	1,55	16,66	2,33	1,12		11,24
6-7	35,744	5	14,169	2	16,66	2,33	0,67		11,91
7-8	35,744	5	32,118	4,5	16,66	2,33		-1,83	10,08
8-9	35,744	5	27,709	3,9	16,67	2,33		-1,23	8,85
9-10	35,744	5	20,467	2,9	16,67	2,33		-0,23	8,62
10-11	35,744	5	12,91	1,83	16,67	2,33	0,84		9,46
11-12	35,744	5	12,91	1,83	16,67	2,33	0,84		10,3
12-13	35,744	5	11,021	1,55	16,67	2,33	1,12		11,42
13-14	35,744	5	11,021	1,55	16,67	2,33	1,12		12,54
14-15	35,744	5	14,799	2,07	16,67	2,33	0,6		13,14
15-16	35,744	5	19,522	2,74	16,67	2,33		-0,07	13,07
16-17	35,744	5	32,747	4,58	16,67	2,33		-1,91	11,16
17-18	35,744	5	29,598	4,14	16,67	2,33		-1,47	9,69
18-19	0	0	22,986	3,22	16,67	2,33		-5,55	4,14
19-20	0	0	5,038	0,71	16,67	2,33		-3,04	1,1
20-21	0	0	5,038	0,71	16,67	2,33		-3,04	-1,94
21-22	0	0	3,1488	0,44	16,67	2,34		-2,78	-4,72
22-23	35,744	5	1,889	0,3	16,67	2,34	2,36		-2,36
23-24	35,744	5	1,889	0,3	16,67	2,34	2,36		0
Total	714,88	100	314,88	44,05	400	55,95	21,15	-21,15	0

D'après les résultats de tableau (II.2), on a :

- $R^+ = 13,14$
- $R^- = -4,72$

Donc :

- $P\% = 17,86\%$
- $V^r = 127,68\text{m}^3$
- $V_t = 247,68\text{ m}^3$

D'après le résultat qu'on a trouvé, la capacité du réservoir de Mlatas qui est de **150 m³** ne répond pas aux besoins de village, donc on réalise un autre réservoir pris de réservoir existant et à une capacité de 150 m³.

❖ *Le diamètre du réservoir*

on prend $h = 6\text{ m}$.

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 150}{\pi \times 6}} = 5,64\text{m}$$

Le diamètre du réservoir est 5,64 m.

❖ *La hauteur d'incendie*

La hauteur d'incendie est comme suit :

$$H_{inc} = \frac{4 \times 120}{3,14 \times 6^2} = 4,25\text{ m}$$

La hauteur occupée par la réserve d'incendie sera de **4,25 m**

II.9. Conclusion

D'après nos calculs, le réservoir de Tanorba est insuffisant, A cet effet, nous avons projeté un autre réservoir d'une capacité de **350 m³** qui sera jumelé au réservoir existant de **500m³**, pour satisfaire les besoins des consommateurs de chef-lieu de Beni Ourtilane. La Même chose pour village d'Agradou, le réservoir existant est insuffisant, on doit alors réaliser un autre réservoir d'une capacité de **150 m³**.

III.1. Introduction

L'adduction étant définie comme le transport des eaux prélevées de la conduite du forage soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation. De par leur fonctionnement les adductions peuvent être classées selon leur écoulement :

➤ Adduction gravitaire

Ce type d'adduction ne fait intervenir que le seul travail de la pesanteur. En effet, l'écoulement des eaux dans les conduites dépend de la pente. Le lieu de captage se situe donc à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération.

L'adduction gravitaire s'effectue, soit par **aqueduc**, il est fait appel à l'écoulement libre de l'eau c'est-à-dire sans pression, soit par **des conduites forcées**, il est fait appel à l'écoulement sous pression.

➤ Adduction par refoulement

Dans l'adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

Dans notre étude. L'adduction est une adduction par refoulement, ce type d'adduction intervenir les pompes.

III.2. Choix du tracé

Le tracé de la conduite est choisi selon certains facteurs d'ordre technique et économique 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 contres pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter.

Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours empreint ne suivra pas facilement les accotements de la route.

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

Faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations.

Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

III.3. Schéma d'adduction

A partir de forage de beni-ourtilane, il composée de 3 stations de reprise qui refoulent ensemble vers un réservoir de capacité de 500 m³ et un autre de capacité de 350 m³ de installé à une altitude de 1001 m .Et pour forage d'Agradou est composée de station de reprise qui refoule l'eau vers deux réservoirs de capacité de 150 m³ qui fait la distribution vers la zones d'Agradou et tarefate

Le schéma d'adduction projeté est représenté dans la figure (III.1) et figure (III-2) ci-dessous ;

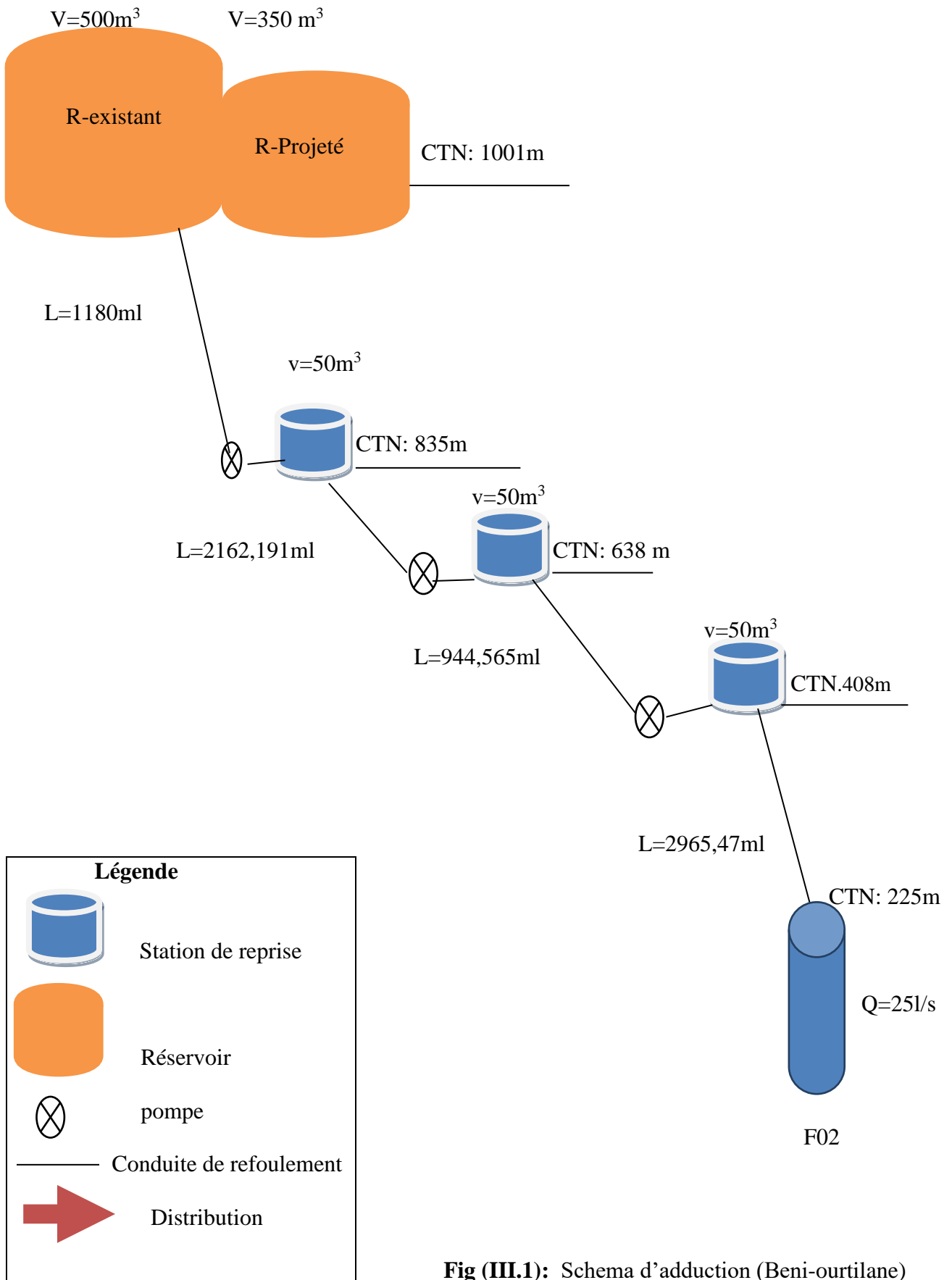


Fig (III.1): Schema d'adduction (Beni-ourtilane)

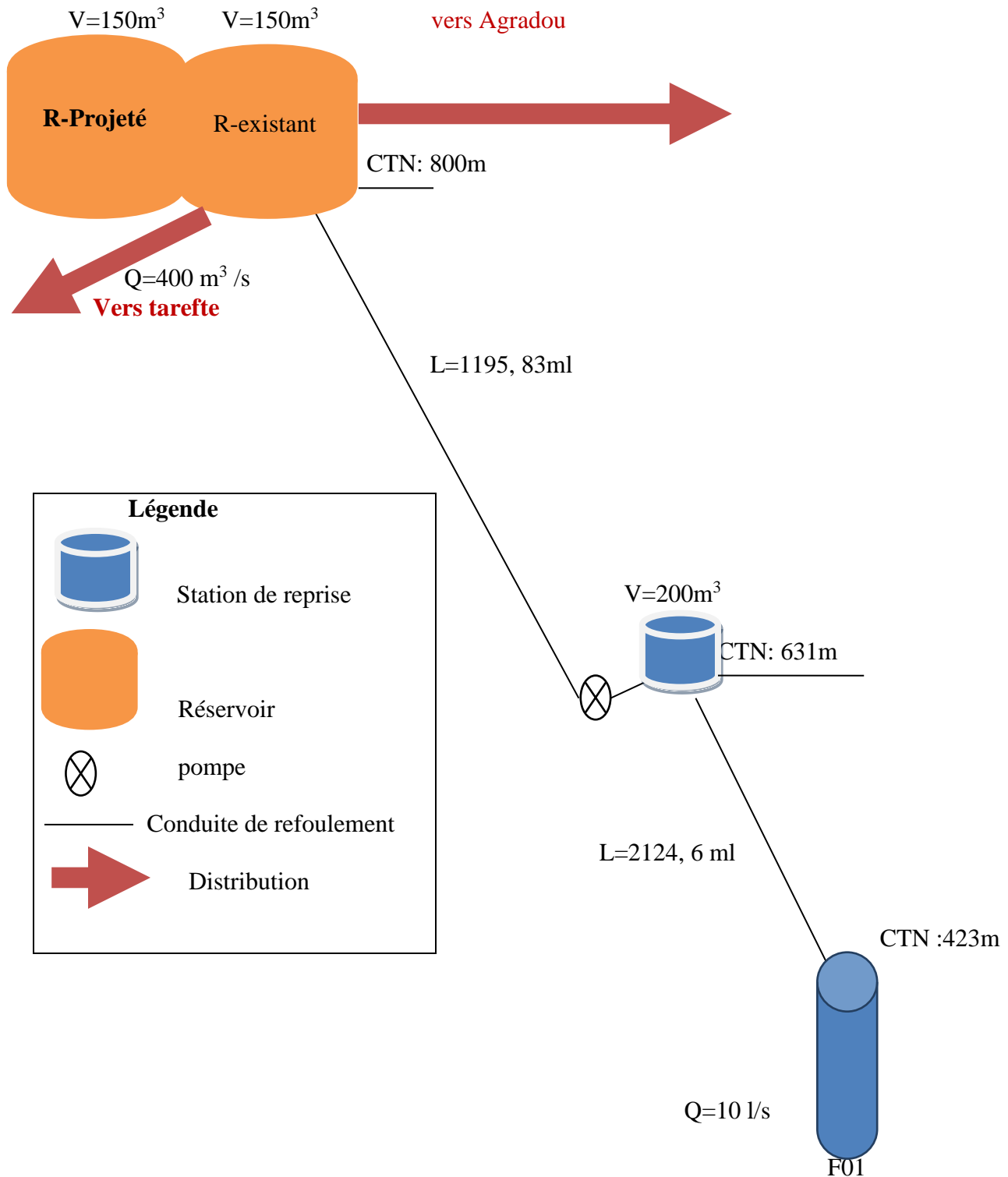


Fig (III.2): Schéma d'adduction (Agradou)

III.4. Choix du type des conduites

Le choix du type des conduites repose sur certains critères qu'on doit autant que possible respecter, à savoir :

- Le diamètre économique
- La pression de l'eau
- Les pertes de charges
- La nature du terrain
- La disponibilité sur le marché

Dans le cas de notre projet, on a opté pour les conduites en fonte ductile vu les avantages qu'elles présentent, comme :

❖ *Avantage*

- ♦ Supportent des pressions de service atteignant 50 bars pour des diamètres ne dépassant pas 600 mm, et 40 bars pour des diamètres supérieurs
- ♦ Très rigides et solides
- ♦ Longue durée de vie

Les tuyaux en fonte ductile tolèrent d'importantes déviations angulaires au niveau de leurs joints.

- ♦ Facilité d'assemblage.

❖ *Inconvénients*

- ♦ Très robustes
- ♦ Lourds
- ♦ Très chers

III.5. Etude technico-économique de l'adduction

Le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

III.5.1. Calcul de diamètre économique

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes :

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

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

Où

D : diamètre (m)

Q : débit à relever en (m³/s)

On prendra tous les diamètres compris entre D_{N1} et D_{N2} , mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre **0.5m/s** et **1,5 m/s**.

III.5.2. Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Où :

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

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

D : diamètre de la conduite (m).

III.5.3. Calcul des pertes de charge

- **Pertes de charge linéaires H_L**

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBACH :

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

Avec :

J : perte de charge linéaire en m/ml.

λ : Coefficient de perte de charge linéaire

D : diamètre de la conduite (m)

L : longueur du tronçon considéré (m)

V : vitesse moyenne d'écoulement (m/s)

- **Calcul du coefficient de DARCY λ**

En régime turbulent, λ est donné par la formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left[\frac{K}{3,71 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.5})$$

Avec :

K : la rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau.

R_e : nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{III.6})$$

ν : viscosité cinématique de l'eau donnée par la formule de STOCKS suivante :

$$\nu = 0,0178 / (1 + 0,0337 t + 0,000221 t^2) \quad (\text{III.7})$$

On a, pour $t = 20^\circ\text{C}$

$$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

Dans la pratique de, il est évident de tenir compte de l'influence de l'âge de la conduite sur les pertes de charges dépendant de deux groupes de caractères :

- Paramètre hydraulique : vitesse, diamètre, pression.
- Paramètre physico-chimique de l'eau : acidité, PH, dureté.

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.
Soit :

$$K = K_0 + \alpha T \quad (\text{III-8})$$

Avec :

K_0 : la rugosité absolue des tuyaux à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.

α : le coefficient de vieillissement de conduite ($\alpha = 0,04$ mm/an)

T : la durée d'utilisation de la conduite ($t = 25$ ans).

Alors, $K = 0,8 + 0,04 * 25 = 1,8$ mm.

➤ Pertes de charge singulière (H_s)

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements, diaphragmes ...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linéaires (on prend 15% dans notre étude).

Elles sont données par la formule suivante :

$$H_s = 0,15 * H_L \quad (\text{III-9})$$

➤ Pertes de charge totale (H_T)

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$H_T = H_L + H_s = 1,5H_L \quad (\text{III-10})$$

$$\Rightarrow H_T = 1,15 * J * L = J * L_{equ}$$

L : longueur de la conduite en (m)

L_{equ} : longueur équivalente en (m)

III.5.4. Calculs de la hauteur manométrique totale Hmt

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (\text{III.11})$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m).

H_t : pertes de charges totales (m).

III.5.5. Puissance absorbée par la pompe

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (\text{III.12})$$

Où :

Q : débit transité (m^3/s);

η : rendement de la pompe (%) on prend $\eta = 75$ %

g : accélération de la pesanteur ; $9,81$ (m/s^2)

III.5.6. Energies annuelles consommées par la pompe

$$E = P_a \times T \times 365 \quad (\text{III.13})$$

Avec

T' : nombre d'heures de pompage par jour, dans notre cas $T = 20$ h.

P_a : puissance absorbée par la pompe (kW)

III.5.7. Frais d'exploitation

$$F_{exp} = E \times e \quad (\text{III.14})$$

Où :

e : Prix d'un Kwh fixé par la SONELGAZ; $e = 4,67$ DA.

E : énergie annuelle consommée par la pompe (KWh)

III.5.8.Frais d'amortissement

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (III.15)$$

Avec :

P_u : prix unitaire de la conduite (DA/ml).

L : longueur de la conduite (m).

A : Amortissement annuel, il est donné par cette formule

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + 1 \quad (III.16)$$

n : nombre d'année d'amortissement la conduite ($n=25$ ans) ;

i : taux d'annuité ou d'actualisation, égale a 8%

Pour notre cas, on trouve $A = 0.09367878$ soit 9.37%.

III.5.9.Calcul du bilan total des frais

Le bilan total est la somme des frais d'exploitation et d'amortissement, il sera calculé par la formule suivante :

$$B = F_{exp} + F_{am} \quad (III.17)$$

III.5.10.Prix des conduites

Le prix des conduites en fonte ductile est pris en tenant compte des frais de transportes et de pose par mètre linéaire, il est mentionné dans le tableau (III.1) ci-dessous [3]

Tableau(III.1) : Prix de revient des conduites en fonte ductile

Type de la conduite	Diamètre De La Conduite(mm)	Prix de unitaire (DA)	PN (Bars)
Fonte ductile PN	100	3458,3	40
	125	4029,42	40
	150	4428,24	40
	200	5663,86	40
	250	7461,72	40
	300	8948,09	40
	350	12318,19	40
	400	14136,1	40
	450	17614,03	40
	500	19617,93	40
	600	26893,15	40

III.6. Dimensionnement des conduites de la commune de Beni-Ourtilane

III.6.1. la conduite reliant F02 – SR1

Données :

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

$$L = 2965,47 \text{ m}$$

$$\text{CTN SR1} : 408 \text{ m}$$

$$\text{CTN F01} : 225 \text{ m}$$

$$\text{Niveau dynamique } 6\text{m}$$

$$H_g = 193\text{m}$$

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

$$\text{Formule de BONNIN} : D_1 = 0,170 \text{ m}$$

$$\text{Formule de BRESS} : D_2 = 0,255 \text{ m}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau (III. 2) : calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite F02-SR01

D (m)	Vitesse (m /s)	Re	L (m)	λ	Ht (m)	Hmt (m)
0,150	1,64	246284,501	2965,47	0,040576	121,232	314,23
0,200	0,92	184713,376	2965,47	0,036938	26,190	219,19
0,250	0,59	147770,701	2965,47	0,034524	8,021	201,02
0,300	0,41	123142,251	2965,47	0,032794	3,062	196,06

Tableau (III. 3) : les frais d'amortissement et d'exploitation de la conduite F02-SR01

D (m)	F. exp (DA)	Pu (DA)	Annuité	F.amort (DA)
0,150	4063461,878	4428,24	0.0937	1230172,197
0,200	2834435,888	5663,86	0.0937	1573429,421
0,250	2599491,739	7461,72	0.0937	2072877,821
0,300	2535364,097	8948,09	0.0937	2485793,799

Tableau (III. 4) : Bilan de frais de la conduite F02-SR01

Diamètre (m)	Coûts d'exploitations (DA)	Coûts d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
0,150	4063461,878	1230172,197	5293634,075
0,200	2834435,888	1573429,421	4407865,308
0,250	2599491,739	2072877,821	4672369,56
0,300	2535364,097	2485793,799	5021157,896

D'après ce tableau, le diamètre à retenir est **200 mm** et une vitesse d'écoulement de **0,92m /s**.

III.6.2. la conduite reliant SR1 – SR2

Données :

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

$$L = 944,565\text{m} ;$$

$$\text{CTN SR2:}638 \text{ m;}$$

$$\text{CTN SR1 :}408\text{m;}$$

$$\text{Hg} = \mathbf{233,8}$$

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

$$\text{Formule de BONNIN : } D_1 = 0,170\text{m}$$

$$\text{Formule de BRESS : } D_2 = 0,255 \text{ m}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau (III. 5) : calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SR01-SR02

D (m)	Vitesse (m /s)	Re	L (m)	λ	Ht (m)	Hmt (m)
0,150	1,64	246284,501	944,565	0,040572376	38,615	272,41
0,200	0,92	184713,376	944,565	0,036935594	8,342	242,14
0,250	0,59	147770,701	944,565	0,03452346	2,555	236,35
0,300	0,41	123142,251	944,565	0,032798863	0,975	234,77

Tableau (III. 6) : les frais d'amortissement et d'exploitation de la conduite SR01-SR02

D (m)	F. exp (DA)	Pu (DA)	Annuité	F. amort (DA)
0,150	3522707,182	4428,24	0.0937	391835,8982
0,200	3131236,375	5663,86	0.0937	501170,5938
0,250	3056401,027	7461,72	0.0937	660255,4871
0,300	3035975,676	8948,09	0.0937	791777,9709

Tableau (III. 7) : Bilan de frais de la conduite SR01-SR02

Diamètre (m)	Coût d'exploitations (DA)	Coût d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
0,150	3522707,182	391835,8982	3914543,081
0,200	3131236,375	501170,5938	3632406,969
0,250	3056401,027	660255,4871	3716656,514
0,300	3035975,676	791777,9709	3827753,647

D'après ce bilan, on déduit que le diamètre économique pour ce tronçon est de **200mm**.

III.6.3. la conduite reliant SR2 – SR3

Données :

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

$$L = 2162.191\text{m}$$

$$\text{CTN SR3: } 835 \text{ m}$$

$$\text{CTN SR2 : } 638 \text{ m}$$

$$H_g = 200,8\text{m}$$

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

$$\text{Formule de BONNIN : } D_1 = 0,170 \text{ m}$$

$$\text{Formule de BRESS : } D_2 = 0,255\text{m}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau (III. 8) : calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SR02-SR03

D (m)	Vitesse (m /s)	Re	L (m)	λ	Ht (m)	Hmt (m)
0,150	1,64	246284,501	2162.191	0,040572376	88,393	289,19
0,200	0,92	184713,376	2162.191	0,036935594	19,095	219,89
0,250	0,59	147770,701	2162.191	0,03452346	5,848	206,64
0,300	0,41	123142,2505	2162.191	0,032798861	2,233	203,03

Tableau (III. 9) : les frais d'amortissement et d'exploitation de la conduite SR02-SR03

D (m)	F. exp (DA)	Pu (DA)	Annuité	F. amort (DA)
0,150	3739671,627	4428,24	0.0937	896946,2689
0,200	2843561,083	5663,86	0.0937	1147222,846
0,250	2672256,496	7461,72	0.0937	1511381,929
0,300	2625501,099	8948,09	0.0937	1812448,273

Tableau (III. 10) : Bilan de frais de la conduite SR02-SR03

Diamètre (m)	Coût d'exploitations (DA)	Coût d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
0,150	3739671,627	896946,2689	4636617,896
0,200	2843561,083	1147222,846	3990783,928
0,250	2672256,496	1511381,929	4183638,425
0,300	2625501,099	1812448,273	4437949,371

D'après ce bilan, on déduit que le diamètre économique pour ce tronçon est de **200mm**.

III.6.4. la conduite reliant SR3 –R-tanorba

Données :

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

$$L = 1180 \text{ m} ;$$

$$\text{CTN } R_{\text{tanorba}} : 1001 \text{ m}$$

CTN SR2 : 835 m

Hg = 169,8m

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

Formule de BONNIN : $D_1 = 0,170$ m

Formule de BRESS : $D_2 = 0,255$ m

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau (III. 11) : calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SR03- $R_{tanorba}$

D (m)	Vitesse (m /s)	Re	L (m)	λ	Ht (m)	Hmt (m)
0,150	1,64	246284,501	1180	0,040572376	48,239	218,03
0,200	0,92	184713,376	1180	0,036935594	10,421	180,22
0,250	0,59	147770,701	1180	0,03452346	3,191	172,99
0,300	0,41	123142,251	1180	0,032798861	1,218	171,01

Tableau (III. 12) : les frais d'amortissement et d'exploitation de la conduite SR3- $R_{tanorba}$

D (m)	F. exp (DA)	Pu (DA)	Annuité	F. amort (DA)
0,150	2819560,918	4428,24	0.0937	489501,8975
0,200	2330515,111	5663,86	0.0937	626088,5176
0,250	2237027,706	7461,72	0.0937	824825,6867
0,300	2211510,463	8948,09	0.0937	824825,6867

Tableau (III. 13) : Bilan de frais de la conduite SR03- $R_{tanorba}$

Diamètre (m)	Coûts d'exploitations (DA)	Coûts d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
0,150	2819560,918	489501,8975	3309062,815
0,200	2330515,111	626088,5176	2956603,629
0,250	2237027,706	824825,6867	3061853,392
0,300	2211510,463	824825,6867	3036336,15

D'après ce tableau, le diamètre à retenir est **200mm** et une vitesse d'écoulement de **0,92m**.

III.7. Dimensionnement des conduites de village d'Agradou

III.7.1. la conduite reliant F01 – SR

Données :

$$Q = 0,0099 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

$$L = 2124,6 \text{ m} ;$$

$$\text{CTN SR1} : 631 \text{ m} ;$$

$$\text{CTN F02} : 423 \text{ m} ;$$

$$H_g = 217 \text{ m}$$

$$\text{Niveau Dynamique ND} = 5 \text{ m}$$

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

$$\text{Formule de BONNIN} : D_1 = 0,1 \text{ m.}$$

$$\text{Formule de BRESS} : D_2 = 0,149 \text{ m.}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau (III.14) : calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite F01-SR

D (m)	Vitesse (m /s)	Re	L (m)	λ	Ht (m)	Hmt (m)
0,100	1,26	126114,65	2124,6	0,047058	97,257	314,25
0,125	0,81	100891,72	2124,6	0,043515	29,470	246,47
0,150	0,56	84076,4331	2124,6	0,040987	11,154	228,15

Tableau (III.15) : les frais d'amortissement et d'exploitation de la conduite F01-SR

D (m)	F. exp (DA)	Pu (DA)	Annuité	F. amort (DA)
0,100	1387294,901	3458,30	0.0937	688305,2207
0,125	1088046,917	4029,42	0.0937	801975,1966
0,150	1007188,58	4428,24	0.0937	881352,3148

Tableau (III. 16) : Bilan de frais de la conduite F01-SR

Diamètre (m)	Coûts d'exploitations (DA)	Coûts d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
0,100	1387294,901	688305,2207	2075600,121
0,125	1088046,917	801975,1966	1890022,114
0,150	1007194,158	881352,3148	1888546,473

D'après ce tableau, le diamètre à retenir est et une vitesse d'écoulement de **0,56 m/s**.

III.7.2. la conduite reliant SR – R_{mlatas}

Données :

$Q = 0,0099 \text{ m}^3/\text{s}$;

$L = 1195,83 \text{ m}$;

CTN R : 800m;

CTN SR : 631m;

$H_g = 172,8 \text{ m}$

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

Formule de BONNIN : $D_1 = 0,1 \text{ m}$.

Formule de BRESS : $D_2 = 0,149 \text{ m}$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau (III. 17) : calcul des pertes de charge et de la Hmt de la conduite SR- R_{mlata}

D (m)	Vitesse (m /s)	Re	L (m)	λ	Ht (m)	Hmt (m)
0,100	1,26	126114,65	1195,83	0,047058	50,177	222,98
0,125	0,81	100891,72	1195,83	0,043516	15,203	188
0,150	0,56	84076,4331	1195,83	0,040987	5,755	178,55

Tableau (III. 18) : les frais d'amortissement et d'exploitation de la conduite SR- R_{mlata}

D (m)	F. exp (DA)	Pu (DA)	Annuité	F. amort (DA)
0,100	984333,342	3458,30	0.0937	387412,2338
0,125	829940,8455	4029,42	0.0937	451391,3204
0,15	788235,0845	4428,24	0.0937	496068,6899

Tableau (III.19) : Bilan de frais de la conduite SR- R_{mlata}

Diamètre (m)	Coûts d'exploitations (DA)	Coûts d'amortissement (DA)	Bilan (DA)
0,100	984333,342	387412,2338	1371745,576
0,125	829940,8455	451391,3204	1281332,166
0,15	788235,0845	496068,6899	1284303,774

D'après ce bilan, on déduit que le diamètre économique pour ce tronçon est de **125 mm** et une vitesse d'écoulement de **0,81m**.

III.8.Récapitulatif des résultats

Le tableau (III.20) nous donne le différent diamètre calculé pour différents tronçons pour la commune de **Beni Ourtilane**

Tableau (III.20) : Récapitulatif des différents diamètres calculés pour beni Ourtilane

Tronçon	Débit (m ³ /s)	Langueur (m)	Hmt (m)	Vitesse (m/s)	Diamètre (mm)
Forage02-SR01	0,029	2965,47	219,19	0,92	200Fonte
SR01-SR02	0,029	944,565	242,14	0,92	200Fonte
SR02-SR03	0,029	2162.191	219,89	0,92	200 Fonte
SR03-R_tanorba	0,029	1180	180,22	0,92	200Fonte

Le tableau (III.21) nous donne le différent diamètre calculé pour différents tronçons pour le village **d'agradou**.

Tableau (III.21) : Récapitulatif des différents diamètres calculés pour agradou

Tronçon	Débit (m ³ /s)	Langueur (m)	Hmt (m)	Vitesse (m/s)	Diamètre (mm)
F01-SR	0,0099	2124,6	228,15	0 .56	150 Fonte
SR-R_MLATAS	0,0099	1195,83	188	0,81	125 Fonte

III.9.Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu déterminer les diamètres économiques des conduites dans tous les tronçons .On a également calculé les pertes de charge et les Hmt pour chaque tronçon, ce qui constituera une base de calcul pour le chapitre suivant, qui est consacré aux pompes

IV.1. Introduction

On appelle pompe tout appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression, pour le refouler vers une région à plus grande pression.

Ainsi d'après cette définition on peut dire que le rôle de la pompe consiste à augmenter la pression du fluide liquide

IV.2. Différents types des pompes

Les pompes peuvent être classées en deux catégories principales selon le mode de déplacement du fluide [5] :

- Pompes volumétriques.
- Les Turbo-pompes.

IV.2.1. Pompes volumétriques

L'énergie est fournie par la variation successive d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et l'orifice de refoulement, on distingue deux types :

- Les pompes alternatives (à piston).
- Les pompes rotatives (vis d'Archimède).

IV.2.2. Turbo-pompes

Les Turbo-pompes sont les plus utilisées, selon le type de roue et son mode d'action, on distingue :

- Pompe axiale à hélice
- Pompe hélico-centrifuge.
- Pompe centrifuge.

IV.3. Choix des pompes

Le choix des pompes à installer se portera sur les critères suivants [5] :

Le débit à refouler,

- La hauteur d'élévation d'eau (Hmt),
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau,
- Le rendement de la pompe qui doit être acceptable d'une façon à avoir un coup minimum d'un mètre cube d'eau à élever.

Assurer une consommation d'énergie minimale.

Pour les forages, on adaptera un groupe électropompe immergé vu les avantages qu'ils présentent, à savoir :

- Fiabilité,
- Amorçage automatique,
- Rendement élevé,
- Entretien presque nul.
-

Pour les différentes stations de reprise, notre choix se portera sur les pompes centrifuges à axe horizontal.

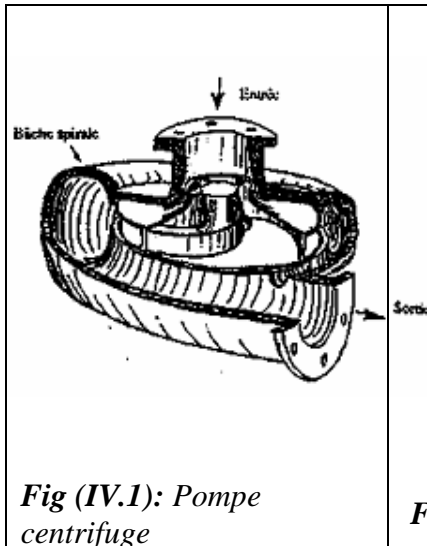


Fig (IV.1): Pompe centrifuge

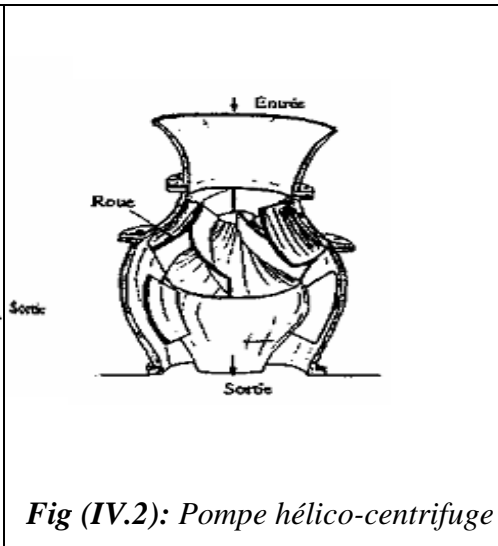


Fig (IV.2): Pompe hélico-centrifuge

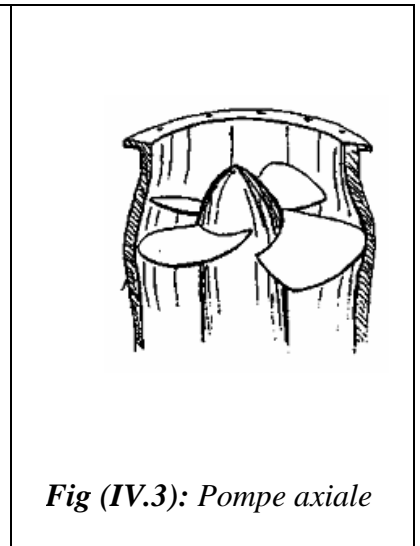


Fig (IV.3): Pompe axiale

IV.4. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

IV.4.1. Hauteur manométrique

Elle est obtenue en sommant la hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit [5] :

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (IV.1)$$

Avec :

- H_{mt} : Hauteur manométrique en (m).
- H_g : Hauteur géométrique en (m).
- J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m).
- J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).

IV.4.2. La vitesse de rotation

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

IV.4.3. La puissance

On distingue deux types de puissances :

A) La puissance absorbée par la pompe

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

$$P_a = \frac{g \cdot H_{mt} \cdot Q}{\eta} \quad (IV.2)$$

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

B) La puissance hydraulique ou la puissance utile

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, noté P_u :

$$P_u = P_h = g \times H_{mt} \times Q \quad (IV.3)$$

IV.4.4. Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a , noté η .

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (\text{IV.4})$$

IV.5. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les performances d'une pompe centrifuge sont représentées par les courbes suivantes [4] :

IV.5.1. La courbe hauteur-débit « $H = f(Q)$ »

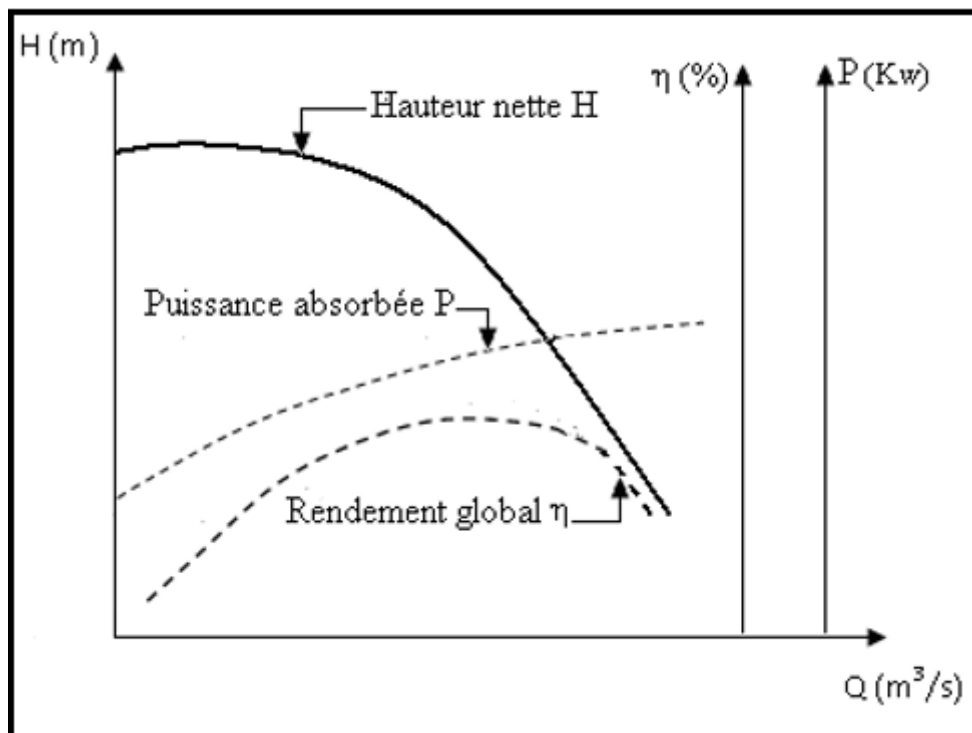
Elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.

IV.5.2. La courbe rendement – débit « $\eta = f(Q)$ »

Cette courbe présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

IV.5.3. La courbe des puissances absorbées – débit « $P_a = f(Q)$ »

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits.



(IV.4) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

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 « $H_c = f(Q)$ », et il est donnée par la formule suivant [7] :

$$H_c = H_g + R \cdot Q^2 \quad (IV.5)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m).

$R \cdot Q^2$: Perte de charge au point considéré (m).

R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m)

En général, le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré ; alors, des modifications seront nécessaires pour arriver aux conditions du travail désiré.

❖ **Première variante : Réduction où 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 :
 $V \text{ (m}^3\text{)} = 20 \times Q_1$; ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T . Donc on peut écrire :

$$Q \times T = 20 \times Q_1 \quad (IV.6)$$

D'où :

$$T = 20 \times \frac{Q_1}{Q} \quad (IV.7)$$

❖ **Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage)**

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

$$P_a = \frac{\rho \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad (\text{Kw}) \quad (IV.8)$$

Avec :

$$H' = H_1 + h \quad (IV.9)$$

Où :

h : Perte de charge engendrée par vannage en (m),

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

η : Le rendement.

❖ **Troisième variante : Rognage de la roue**

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

On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = (1 - m) \times 100 \text{ (\%)} \quad (\text{IV.11})$$

La puissance absorbée par la pompe est :

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

❖ Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entraînera la diminution du débit et également la puissance absorbée. On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (Courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue

Qui passe par P_1 (Voir : Figure (IV.2)) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P_3 (Q_3, H_3), on aura alors :

La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{Tr/min}) \quad (\text{IV.13})$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (\text{KW}) \quad (\text{IV.14})$$

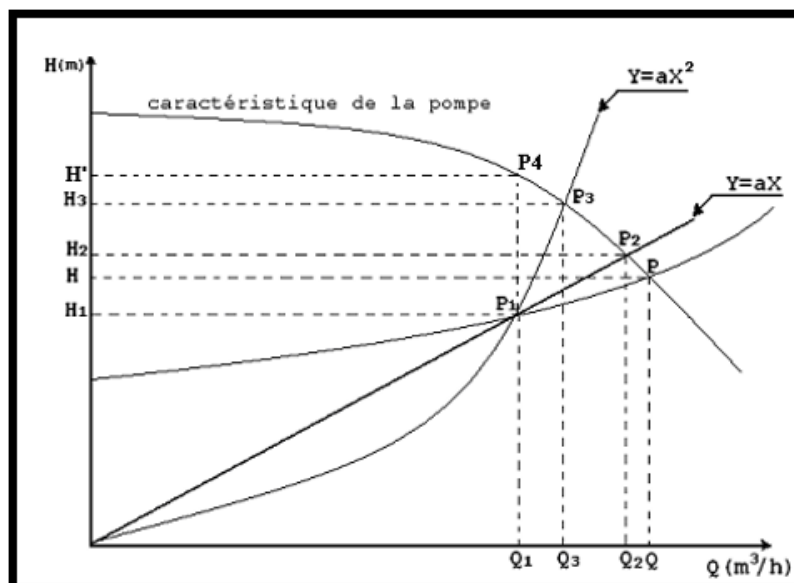


Fig (IV.5) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

IV.7. Les modes de couplage

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle selon le but recherché, augmenter la hauteur ou le débit. Les couplages existants sont[7] :

IV.7.1. Couplage en série

Dans ce cas :

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

ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes

IV.7.2. Couplage en parallèle

Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun.

Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe

ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

IV.8. Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui, dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement...) et l'érosion des matériaux au niveau 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).

Le NPSH requis (NPSH)_r est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation.

Il dépend de :

Type de la pompe,

Point de fonctionnement.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

Le NPSH disponible (NPSH)_d 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.

Soit la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (IV.15)$$

- Pour l'alimentation en charge

$$(NPSH)_d = \frac{P_o}{W} + H_a - (H_v + J_{asp}) \quad (IV.16)$$

- Pour l'alimentation en dépression

$$(NPSH)_d = \frac{P_o}{w} - H_a - (H_v + J_{asp}) \quad (IV.17)$$

$$\text{Et : } \frac{P_0}{\varpi} = P_{\text{atm}} - 0,0012 \cdot \delta$$

Avec :

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

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

δ : Altitude du plan d'aspiration en (m).

H_a : Hauteur totale d'aspiration (peut être positive pour une pompe en charge et négative pour une pompe en dépression).

J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m).

H_v : Tension maximale de vapeur d'eau, $H_v = 0.24$ m pour une température de 20°C.

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

T°C	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Tv (m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

Deux cas d'aspiration sont possible figure (IV.3) et (IV.4)

➤ **Aspiration en dépression**

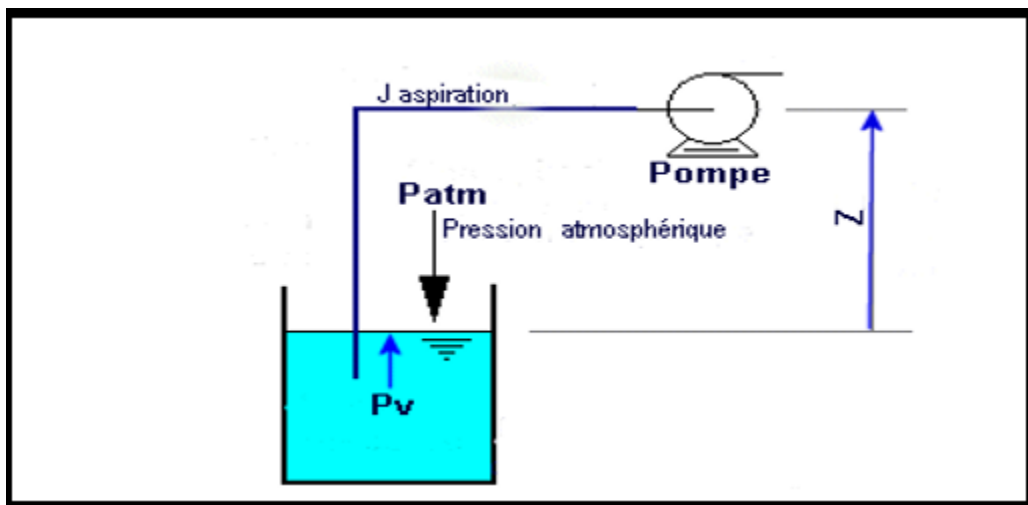


Fig (IV.6) : Schéma d'une installation d'une pompe en dépression

➤ *Aspiration en charge*

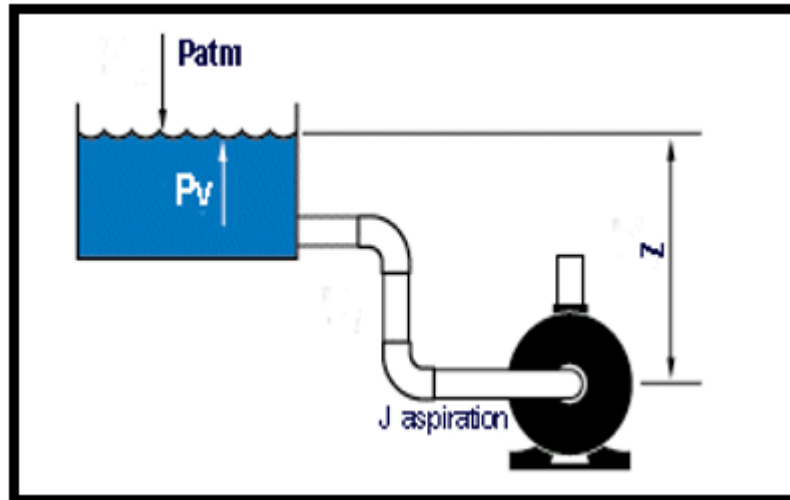


Fig. (IV.7) : Schéma d'une installation d'une pompe en charge

IV.9. Choix des pompes du projet

IV.9.1. Choix des pompes de réseau de Beni Ourtilane

Les différentes pompes choisies pour notre projet on utilisent le catalogue caprari sont :

IV.9.1.1. Forage F02

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

$$Q=29 \text{ l/s}$$

$$H_g=193 \text{ m}$$

$$H_{mt}= 219,19\text{m}$$

Tableau (IV.2) : Les caractéristiques des différentes pompes sélectionnées(F02).

Type de pompe	Débit(l/s)	H_{mt} (m)	η (%)	P(kw)	NPSH _r (m)	Vitesse de rotation (tr/min)
E8S64/12A+MC8125	29,4	220	75,7	83,3	3,85	2900
E8S48/12A+M10125	29	219	74,4	83,1	5,02	2900

On va choisir la pompe qui donne le point de fonctionnement qui le proche du point désiré, alors notre pompe est E8S48/12A+M10125.

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F1 sont représentées dans le graphe ci-après :

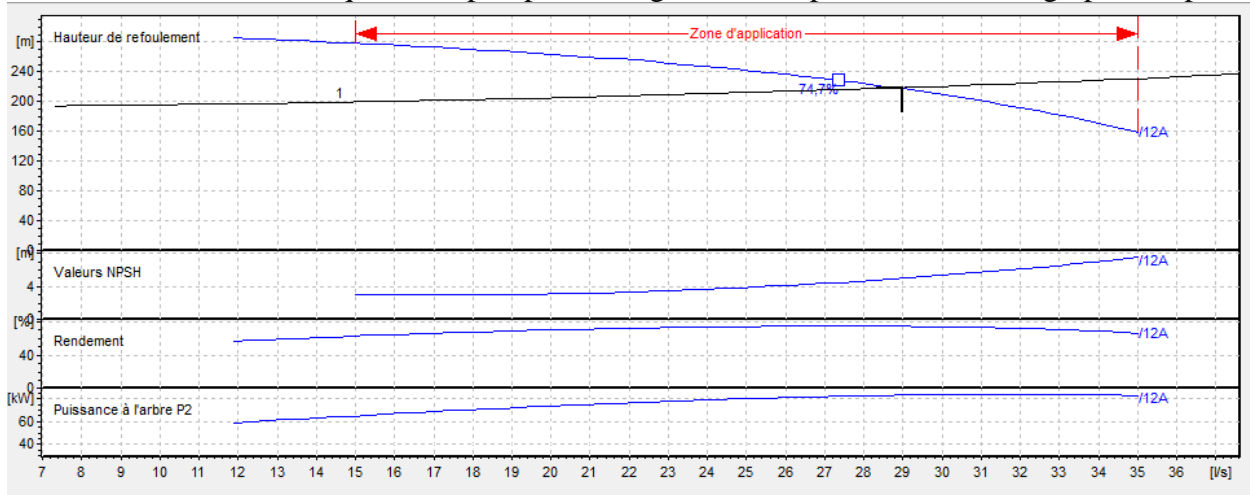


Fig. (IV.8) : Courbes de la pompe du forage F02

IV.9.1.2. Vérification de la cavitation des pompes choisies

Par mesure de sécurité, les pompes immergées seront placées à **1 m** au-dessous du niveau dynamique des forages, donc ces pompes travaillent en charge et par conséquent il n’y a pas de cavitation.

IV.9.1.3. Station de reprise 01

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

$Q=29\text{l/s}$

$H_g = 233,8\text{m}$

$H_{mt} = 242,14\text{m}$

Tableau (IV.3) : Les caractéristiques des différentes pompes sélectionnées(SR01).

Type de pompe	Débit(l/s)	H_{mt} (m)	η (%)	P(kw)	NPSH _r (m)	Vitesse de rotation (tr/min)
PM125/9A	29,4	246	69,8	102	1,59	1450
PMS80/9C	29	242	69,3	103	4,94	2900

On va choisir la pompe qui donne le point de fonctionnement qui est le proche du point désiré, alors notre pompe est PMS80/9C.

Les courbes caractéristiques de la pompe du SR01 sont représentées dans le graphe ci-après :

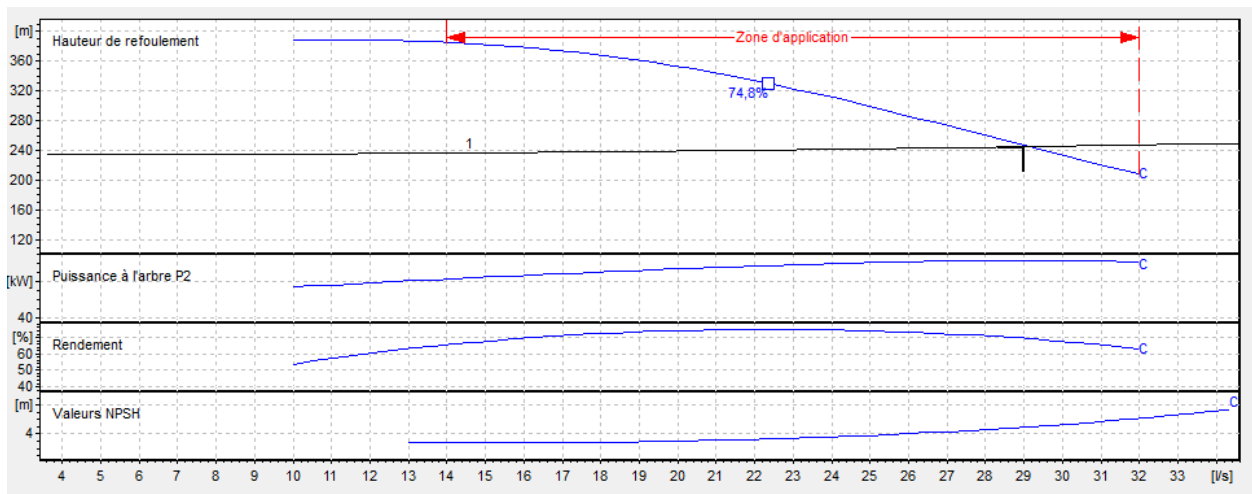


Fig (IV.9) : Courbes de la pompe du forage SR01

IV.9.1.4. Vérification de la cavitation des pompes choisies

Quant à la station de reprise SR, sa crépine sera placée à **0,8 m** au-dessous de l’axe de la pompe c’est-à-dire à une cote de **407,2 m**, donc elle travaillera en dépression. Dans ce cas, la vérification de la cavitation demeure primordiale avec la formule (IV.17), la valeur de $(NPSH)_d$ est :

$$NPSH_d = 10,33 - 0,0012 \cdot 407,2 - 0,8 - 0 - 0,24 = 8,8 \text{ m}$$

On a alors $(NPSH_d) > (NPSH_r)$, d’où la pompe ne cavite pas

IV.9.1.5. Station de reprise SR02

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

$$Q = 29 \text{ l/s}$$

$$H_g = 200,8 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 219,89 \text{ m}$$

Tableau (IV.4) : Les caractéristiques des différentes pompes sélectionnées(SR02)

Type de pompe	Débit(l/s)	H_{mt} (m)	η (%)	P(kw)	$NPSH_r$ (m)	Vitesse de rotation (tr/min)
PM100/4C	34	223	77,5	97,6	3,69	2900
PM80/8C	29	220	69,3	91,3	4,94	2900

On va choisir la pompe qui donne le point de fonctionnement qui le proche du point désiré, alors notre pompe est PM80/8C.

Les courbes caractéristiques de la pompe du SR02 sont représentées dans le graphe ci-après

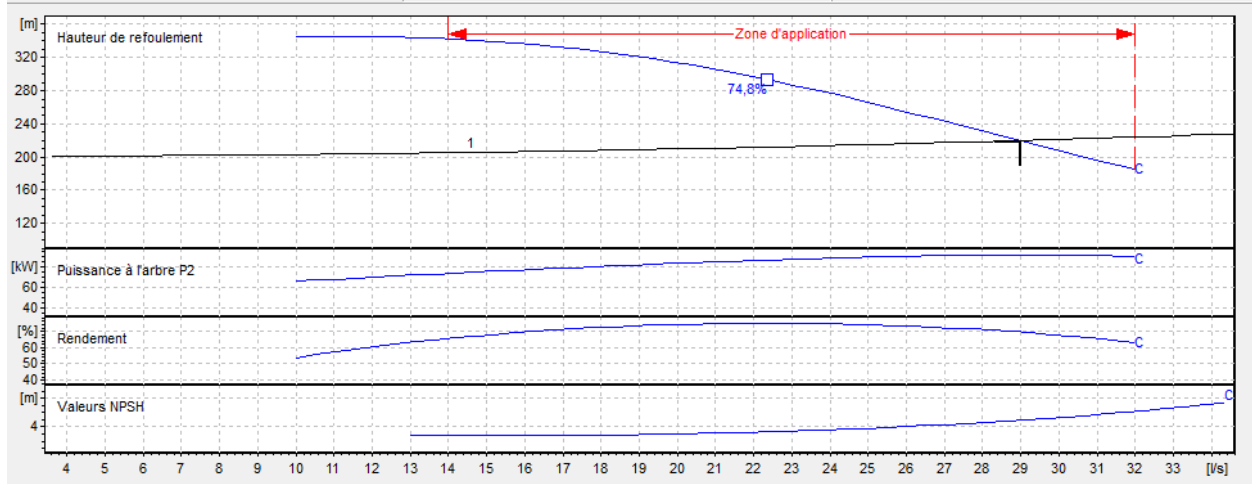


Fig (IV.10) : Courbes de la pompe du SR02

IV.9.1.6. Vérification de la cavitation des pompes choisies

$$NPSH_d = 10,33 - 0,0012 \cdot 637,2 - 0,8 - 0 - 0,24 = 8,52 \text{ m}$$

On a alors $(NPSH_d) > (NPSH_r)$, d'où la pompe ne cavite pas

IV.9.1.7. Station de reprise 03

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

$$Q = 29 \text{ l/s}$$

$$H_g = 169,8 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 180,22 \text{ m}$$

Tableau (IV.5) : Les caractéristiques des différentes pompes sélectionnées (SR03)

Type de pompe	Débit (l/s)	H _{mt} (m)	η (%)	P (kw)	NPSH _r (m)	Vitesse de rotation (tr/min)
PM80/6B	31,1	183	69,5	79,9	5,77	2900
PM80/7C	29,9	183	67,8	79,7	5,26	2900

On va choisir la pompe qui donne le point de fonctionnement qui le plus proche du point désiré, alors notre pompe est PM80/7C

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré

-le point de fonctionnement donné (29,9l/s, 183m)

-le point de fonctionnement désiré (29l/s, 182,22m)

Les courbes caractéristiques de la pompe du SR03 sont représentées dans le graphe ci-après :

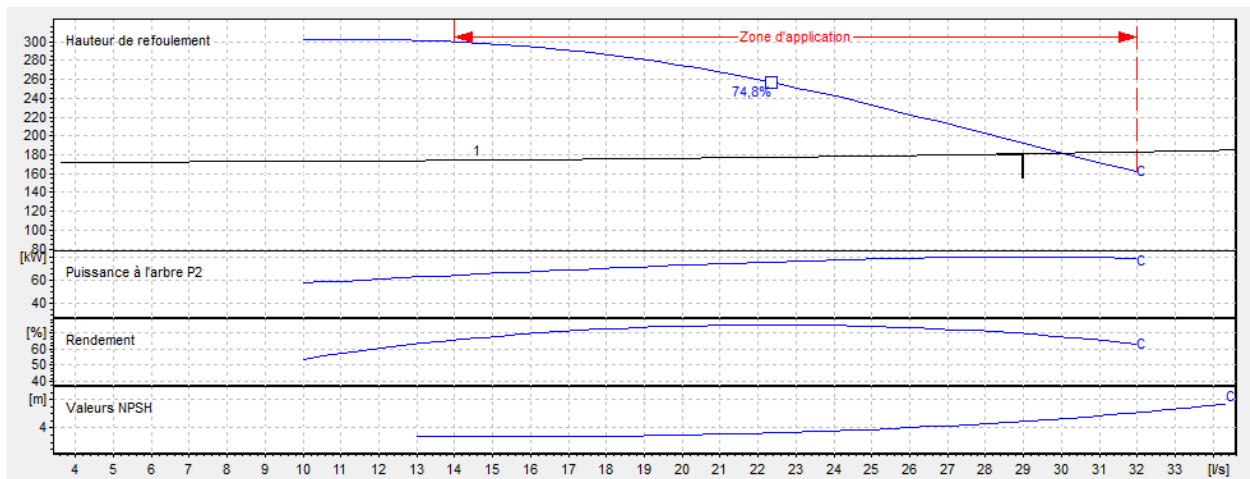


Fig (IV.11) : Courbes de la pompe du SR03

IV.9.1.8. Réalisation du point de fonctionnement

- **Réduction de temps de pompage**

$$20 \cdot Q_1 = T \cdot Q$$

$$T = 20 \cdot 29 / 29,9 = 19,40 \text{ h}$$

C.-à-d. 19h et 24min de pompage.

Donc

$$P_a = 9,81 \cdot 0,0299 \cdot 183 / 0,678 = 79,17 \text{ kw}$$

- **Le vannage**

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

$$h = H' - H_1 = 192 - 182,22 = 9,78 \text{ m}$$

Et la puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,029 \times 192}{0,678}$$

D'où : **$P_a = 80,56 \text{ Kw}$**

- **Variation de la vitesse de rotation**

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

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

L'équation de la courbe isorendement s'écrit :

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

$$H = 0,217 \times Q^2$$

Cette courbe passe par le point P₃ (29,4 l/s, 187,57 m)

D'où :

$$N' = 2900 \times \frac{29}{29,4} = 2850,85 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,029 \times 182,22}{0,678}$$

D'où : **Pa = 76,46 Kw**

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

IV.9.1.9. Vérification de la cavitation des pompes choisies

$$NPSH_d = 10,33 - 0,0012 \cdot 834,2 - 0,8 - 0 - 0,24 = 8,29 \text{ m}$$

On a alors (NPSH_d) > (NPSH_r), d'où la pompe ne cavite pas

IV.9.2. Choix des pompes de réseau de Agradou

IV.9.2.1. Forage F01

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

$$Q = 9,9 \text{ l/s}$$

$$H_g = 217 \text{ m}$$

$$H_{mt} = 228,15 \text{ m}$$

Tableau (IV.6) : Les caractéristiques des différentes pompes sélectionnées(F01).

Type de pompe	Débit(l/s)	H _{mt} (m)	η(%)	P(kw)	NPSH _r (m)	Vitesse de rotation (tr/min)
E6S55/18A+MEH650	9,9	228	72,6	30,5	3,95	2900
E8R35/15+MC840	9,46	228	76,1	27,8	2,9	2900

On va choisir la pompe qui donne le point de fonctionnement qui le plus proche du point désiré, alors notre pompe est E6S55/18A.

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F2 sont représentées dans le graphe ci-après :

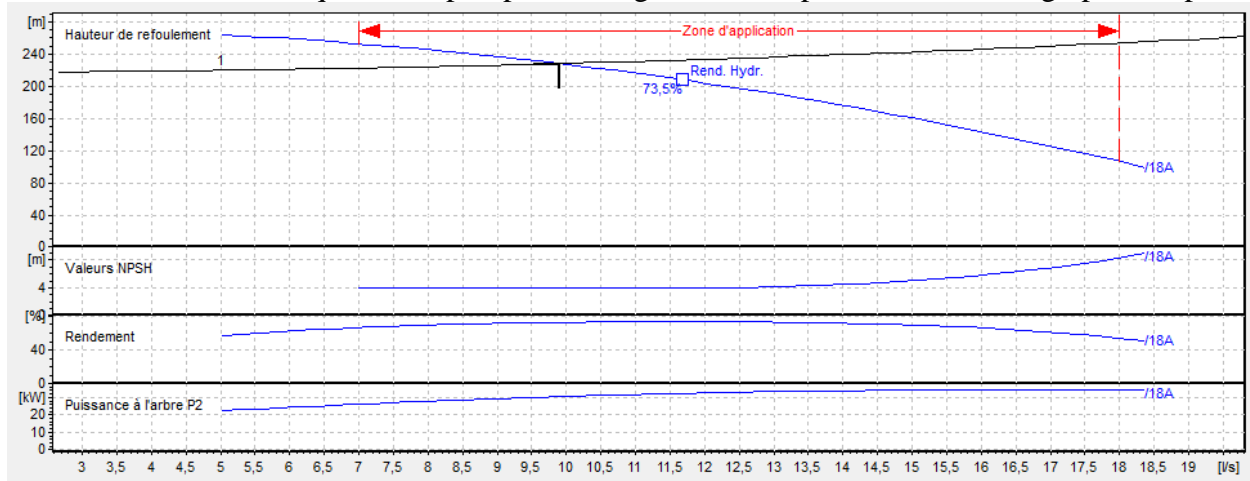


Fig (IV.12) : Courbes de la pompe du Forage01

IV.9.2.2 vérification de la cavitation des pompes choisies

Par mesure de sécurité, les pompes immergées seront placées à **1 m** au-dessous du niveau dynamique des forages, donc ces pompes travaillent en charge et par conséquent il n'y a pas de cavitation.

IV.9.2.3. Station de reprise

Les données nécessaires pour le choix de la pompe sont :

$$Q=9,9\text{l/s}$$

$$H_g = 172,8\text{m}$$

$$H_{mt} = 188\text{m}$$

Tableau (IV.7) : Les caractéristiques des différentes pompes sélectionnées(SR).

Type de pompe	Débit(l/s)	H_{mt} (m)	η (%)	P(kw)	$NPSH_r$ (m)	Vitesse de rotation (tr/min)
HMU50-1/5B	9,9	188	70,2	26,5	2,1	2900
HMU50-1/6C	10,8	191	69,3	28,9	2,26	2900

On va choisir la pompe qui donne le point de fonctionnement qui le plus proche du point désiré, alors notre pompe est MHU50-1/5B.

Les courbes caractéristiques de la pompe du SR sont représentées dans le graphe ci-après :

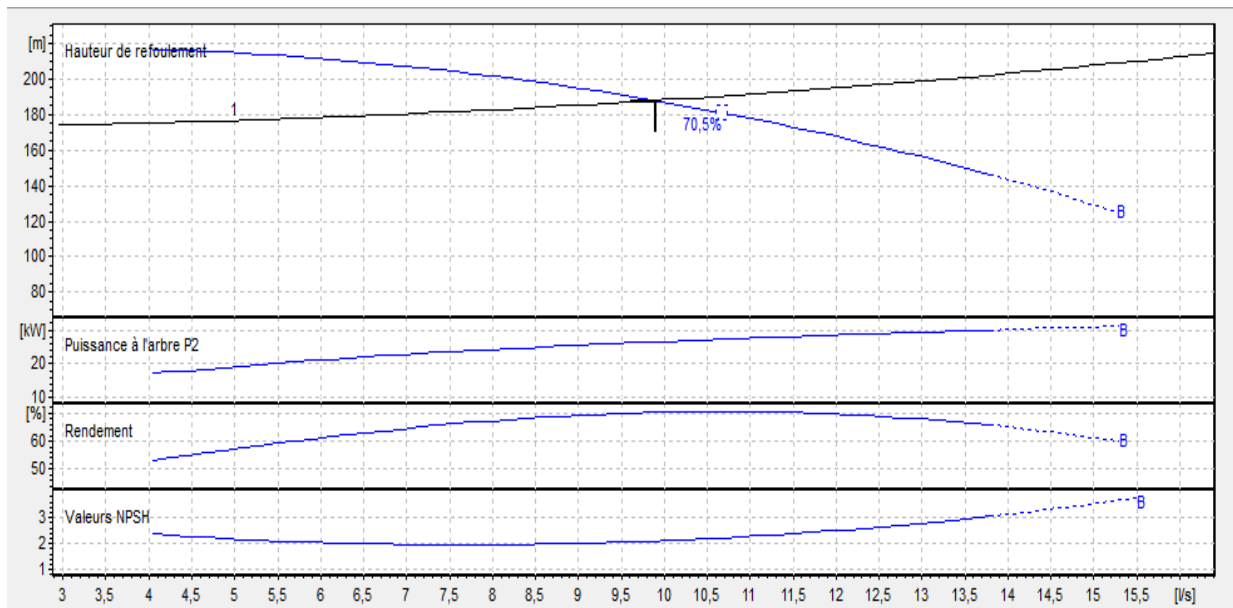


Fig (IV.13) : Courbes de la pompe du SR

IV.9.2.4. Vérification de la cavitation des pompes choisies

$$NPSH_d = 10,33 - 0,0012 \cdot 630,2 - 0,8 - 0 - 0,24 = 8,53 \text{ m}$$

On a alors $(NPSH_d) > (NPSH_r)$, d'où la pompe ne cavite pas

IV.9.3. Tableau récapitulatif

Les résultats récapitulatifs des différentes pompes choisies sont regroupés dans le tableau (IV.8) suivant :

Tableau (IV.8) : Les caractéristiques des différentes pompes choisies

Localité	Station	Type des pompes	Vitesse de rotation (tr/min)	Le rendement (%)	NPSHr (m)	Puissance (kw)
Localité 1	F1	E8S48/12A+M10125	2900	74,4	5,02	92
	SR1	PMS80/9C	2900	69,3	4,94	110
	SR2	PM80/8C	2900	69,3	4,94	110
	SR3	PM80/7C	2900	67,8	5,26	90
Localité 2	F2	E6S55/18A+MEH650	2900	72,6	3,95	37
	SR	HMU50-1/5B	2900	70,2	2,1	26,5

IV.10. Conclusion

Dans ce présent chapitre, on a utilisé pour les forages les pompes immergées et pour les stations de reprise les pompes multicellulaires à axe horizontal. Pour assurer la continuité d’approvisionnement, il est utile de prévoir des installations de secours pour les pompes et des moteurs électrogènes (moteurs diesel) en cas de panne d’électricité

V.1. Introduction

Les conduites sont des ouvrages principaux dans la chaîne de réseau d'alimentation en eau potable, permettent d'amener l'eau depuis la source jusqu'aux réservoirs de stockage. La nature du terrain et les paramètres physiques et chimiques ainsi que le mouvement de l'eau dans ces conduites causent des phénomènes tels que la corrosion et le coup de bélier.

V.2. Protection des conduites contre de la corrosion

V.2.1. Définition

La corrosion est un phénomène qui se caractérise essentiellement par l'attaque du métal, provenant de l'extérieur ou de l'intérieur en liaison soit :

- Avec la nature du sol
- Avec des installations électriques à courant continu situées à proximité des conduites.

Au cas où ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation en forme de cratères très caractéristiques, ou attaque sous forme de couches de rouille croûteuses ou filandreuses, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Donc la corrosion est une oxydation du métal, or cette dernière entraîne une perte d'électron alors que la réduction sera un gain. Pour éliminer ce phénomène de corrosion, il faut de façon faire stopper toute perte d'électrons. Les métaux sont classés selon leur potentiel. C'est le métal qui possède le plus grand potentiel par rapport à un autre qui est la cathode et se trouve donc protégé. Pour le métal possédant le plus faible potentiel, se dissout anodiquement.

V.2.2. Les principaux facteurs de corrosion

- Piles constituées de métaux différents (couples galvaniques), c'est le problème d'un réseau en acier dont les branchements sont en cuivre. (l'acier dans ce cas est l'anode et se corrode).
- Lorsque la conduite traverse des passages de différentes natures, elle y prendra des potentiels locaux différents.
- De la, entraîne la nécessité d'étudier le tracé avant les travaux de pose de la conduite, afin de trouver les diverses causes de corrosion s'il en existe.
- Nature du terrain (corrosion chimique).
- Devant les voies électrifiées au courant continu (corrosion par courant vagabond)
- Existence de terrain différent (corrosion par piles géologiques)
- L'agressivité des terrains se ramène à la mesure de la résistance électrique du sol (résistivité).

V.2.3. Protection des conduites en fonte contre la corrosion

La fonte a été le matériau le plus populaire dans le monde pour le drainage et l'adduction de l'eau. La corrosion dans la fonte se caractérise par des piqûres de la conduite sur une surface et ceci jusqu'à la rupture mécanique, qui provoque en général des dégâts impressionnants.

Avant de procéder à la pose d'une conduite, et pour obtenir une bonne protection d'un réseau en fonte, cela constitue tout d'abord à ne pas mettre les tuyaux qui ne sont pas convenablement revêtus. Pour les protéger contre les corrosions internes et externes on utilise les protections suivantes :

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène
- Revêtement en polyuréthane

V.3. Protection des conduites contre de coup de bélier

V.3.1. Définition et causes

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes [4] :

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement
- Démarrage d'une pompe
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction.
- Fermeture ou ouverture d'un robinet d'isolement
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.

Les valeurs de surpression et de dépression peuvent atteindre des valeurs très élevées provoquant la rupture des conduites par conséquent ces conduites doivent être protégées contre les coup de bélier avec les différents moyens de protection disponibles dans le marché et plus économiques et appropriées avec les caractéristiques de réseau.

V.3.2. Les dispositifs de protection

Les dispositifs de protection contre le coup de bélier sont les suivants [4] :

V.3.2.1. Les volants d'inertie

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens, grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

V.3.2.2. Les soupapes de décharge

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

V.3.2.3. Cheminée d'équilibre

C'est un réservoir à l'air libre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce réservoir d'air, mais dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne.

V.3.2.4. Réservoirs d'air

L'alimentation continue de veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement.

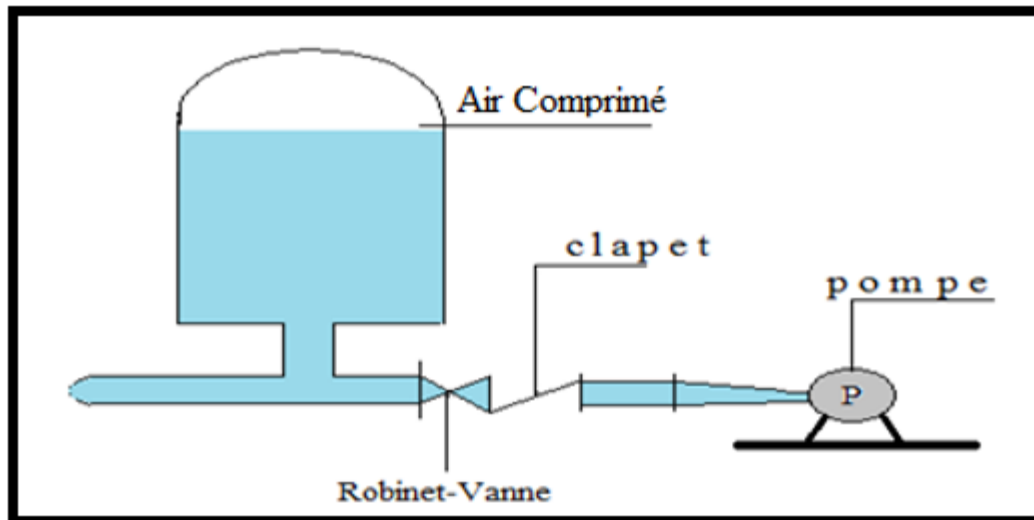


Fig (V.1) : Schéma d'un réservoir d'air (anti-bélier)

V.3.3. Valeur numérique de coup de bélier

La célérité de l'onde (a) est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante [4] :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K' \cdot \frac{D_{\text{int}}}{e}}} \quad (\text{V.1})$$

- D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (mm)
- K' : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite, pour les Conduites en fonte : $K' = 0.6$.
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

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

A) Cas d'une fermeture brusque

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

$$t_f < \frac{2.L}{a} \quad (\text{V.2})$$

La valeur maximale du coup de bélier (B) est donnée comme suit :

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

B) Cas d'une fermeture lente

Elle est caractérisée par un temps de fermeture :

$$t_f > \frac{2.L}{a} \quad (\text{V.4})$$

Dans ce cas, la valeur maximale de coup de bélier (B) est calculée par la formule de MICHAUD suivante :

$$B = \frac{2.L.V_0}{g.t_f} \quad (\text{V.5})$$

Avec :

- V_0 : Vitesse de l'eau en régime permanent (m/s).
- t_f : Temps de fermeture de la vanne(s).
- L : Longueur de la conduite(m).
- B : Valeur maximale du coup de bélier (m).

Après avoir calculé la valeur du coup de bélier (B), la surpression maximale (H_s) dans la conduite est donnée par :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{V.6})$$

La valeur de la dépression maximale (H_d) est donnée par :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{V.7})$$

$$\text{Telle que : } H_0 = H_g + 10 \quad (\text{V.8})$$

Avec :

- H_0 : Pression absolue dans la conduite en (m.c.e).
- H_g : Hauteur géométrique en (m).
- 10 : Pression atmosphérique en (m.c.e).

V.3.4. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons pour le réseau de Beni Ourtilane

❖ F02-SR01

Les caractéristiques de conduite (F02-SR01) sont regroupées dans le tableau (V.1) ci-dessous.

Tableau (V.1) : les caractéristiques des conduites (F02-SR01)

La conduite	Q(m ³ /s)	D _{int} (m)	e(m)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	L(m)
F02-SR01	0,029	0,2	0,0054	0,92	193	2965,47

Les résultats de calcul de la valeur du coup de bélier sont résumés dans le tableau (V.2) suivant :

Tableau (V.2) : Valeurs numériques du coup de bélier (F02-SR01)

La conduite	H ₀ (m)	a(m/s)	B'(m)	H _s (m)	H _d (m)	P _s (m)
F02-SR01	203	1178,9	110,56	313,56	92,44	400

Le profil de pression est illustré sur la figure (V.2) ci-dessous

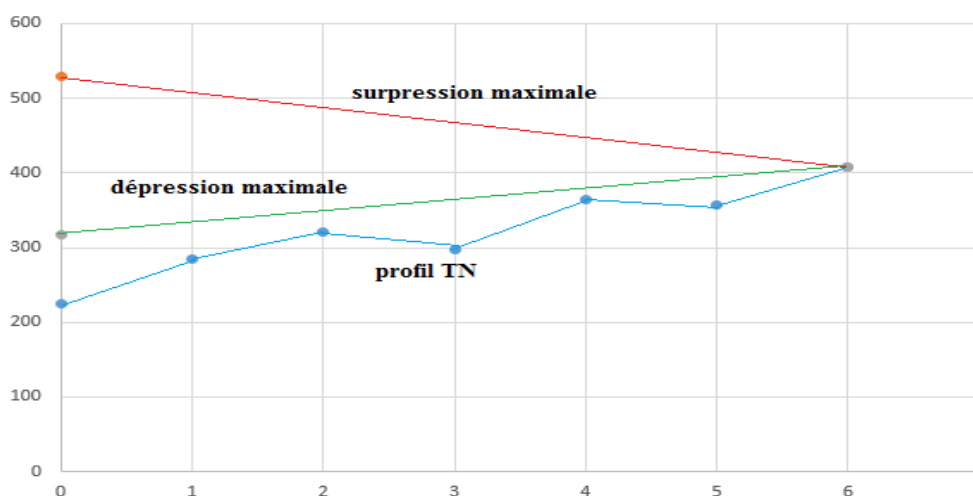


Fig (V.2) : Enveloppes des pressions(F02-SR01)

D'après les résultats du tableau et de la figure, la surpression maximale ne dépasse pas la pression admissible de service et il n'y a pas de dépression, par conséquent il n'y a pas de risque de destruction de la conduite par le coup de bélier, et aucun tronçon de la conduite n'est en dépression..

❖ SR01-SR02

Les caractéristiques de conduite (SR01-SR02) sont regroupées dans le tableau (V.3) ci-dessous.

Tableau (V.3) : les caractéristiques de conduite(SR01-SR02)

La conduite	Q(m ³ /s)	D _{int} (m)	e(m)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	L(m)
SR01-SR02	0,029	0,2	0,0054	0,92	233,8	944,565

Les résultats de calcul de la valeur du coup de bélier sont résumés dans le tableau (V.4) suivant :

Tableau (V.4) : Valeurs numériques du coup de bélier(SR01-SR02)

La conduite	H ₀ (m)	a(m/s)	B'(m)	H _s (m)	H _d (m)	P _s (m)
SR01-SR02	243,8	1178,9	110,56	354,36	133,24	400

Le profil de pression est illustré sur la figure (V.3) ci-dessous

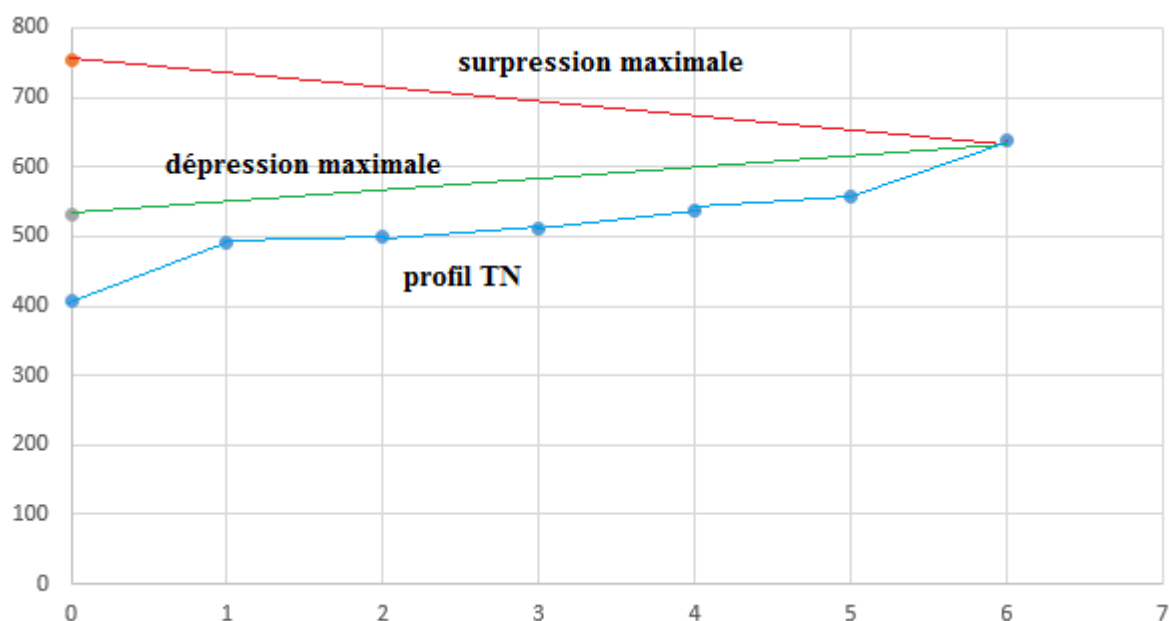


Fig (V.3) :Enveloppes des pressions (SR01-SR02)

D'après les résultats du tableau et de la figure, la surpression maximale ne dépasse pas la pression admissible de service et il n'y a pas de dépression, par conséquent il n'y a pas de risque de destruction de la conduite par le coup de bélier, et aucun tronçon de la conduite n'est en dépression.

❖ **SR02-SR03**

Les caractéristiques de conduite (SR02-SR03) sont regroupés dans le tableau (V.5) ci-dessous.

Tableau (V.5) : les caractéristiques de conduite(SR02-SR03)

La conduite	Q(m ³ /s)	D _{int} (m)	e(m)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	L(m)
SR02-SR03	0,029	0,2	0,0054	0,92	200,8	2162.191

Les résultats de calcul de la valeur du coup de bélier sont résumés dans le tableau (V.6) suivant :

Tableau (V.6) : Valeurs numériques du coup de bélier(SR02-SR03)

La conduite	H ₀ (m)	a(m/s)	B'(m)	H _s (m)	H _d (m)	P _s (m)
SR02-SR03	210,8	1178,9	110,56	321,36	100,24	400

Le profil de pression est illustré sur la figure (V.4) ci-dessous

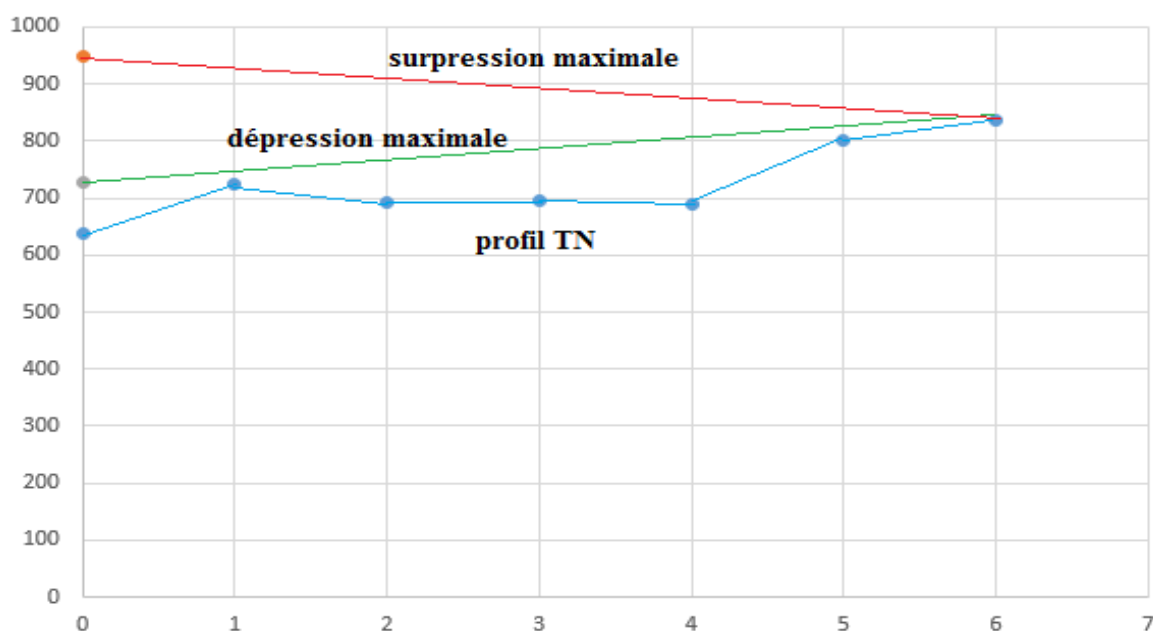


Fig (V.4) :Enveloppes des pressions (SR02-SR03)

D'après les résultats du tableau et de la figure , la surpression maximale ne dépasse pas la pression admissible de service et il n'y pas une dépression, par conséquent il n'y a pas de risque de destruction de la conduite par le coup de bélier et aucun tronçon de la conduite n'est en dépression.

❖ *SR03-R_{tanorba}*

Les caractéristiques de conduite SR03-R_{tanorba} sont regroupés dans le tableau (V.7) ci-dessous

Tableau (V.7) : les caractéristiques de conduite(SR03-R_{tanorba})

La conduite	Q(m ³ /s)	D _{int} (m)	e(m)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	L(m)
SR03-R _{tanorba}	0,029	0,2	0,0054	0,92	169,8	1180

Les résultats de calcul de la valeur du coup de bélier sont résumés dans le tableau (V.8) suivant :

Tableau (V.8) : Valeurs numériques du coup de bélier(SR03-R_{tanorba})

La conduite	H ₀ (m)	a(m/s)	B'(m)	H _s (m)	H _d (m)	P _s (m)
SR03-R _{tanorba}	179,8	1178,9	110,56	290,36	69,24	400

Le profil de pression est illustré sur la figure (V.5) ci-dessous

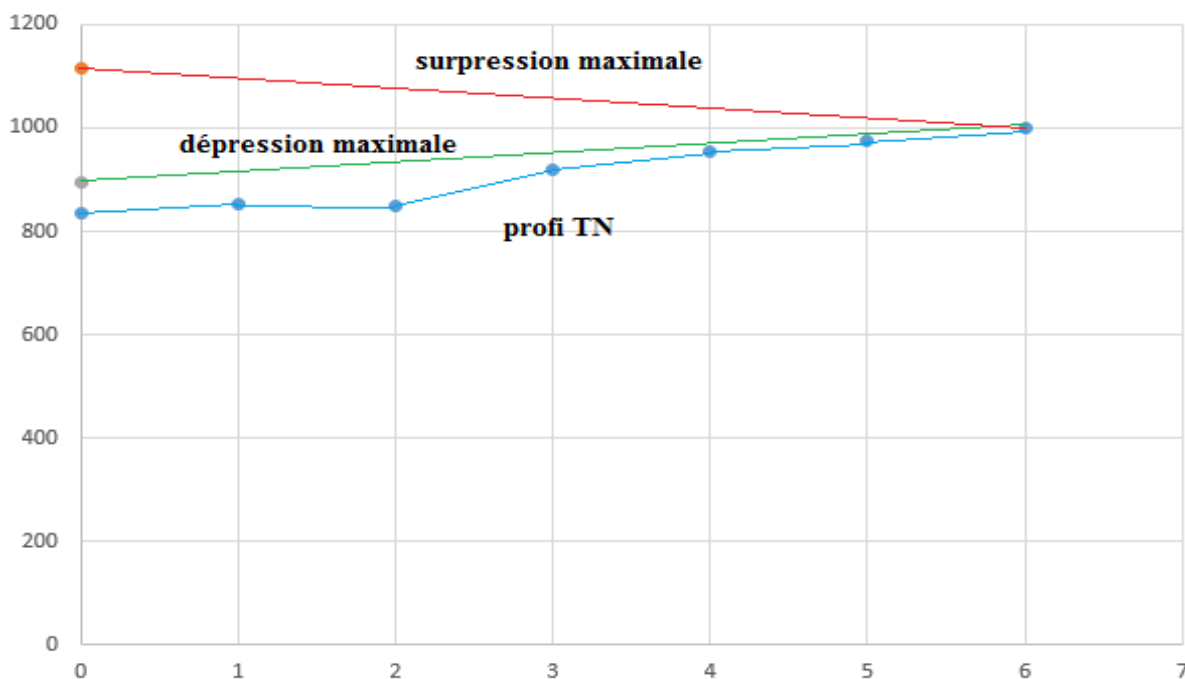


Fig (V.5) : Enveloppes des pressions(SR03-R_{tanorba})

D'après les résultats du tableau et de la figure , la surpression maximale ne dépasse pas la pression admissible de service et il n'y pas une dépression, par conséquent il n'y a pas de risque de destruction de la conduite par le coup de bélier et aucun tronçon de la conduite n'est en dépression.

V.3.5. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons pour le réseau d'Agradou

❖ F01-SR

Les caractéristiques des conduites (F01-SR) sont regroupées dans le tableau (V.9) ci-dessous.

Tableau (V.9) : les caractéristiques de conduite(F01-SR)

La conduite	Q(m ³ /s)	D _{int} (m)	e(m)	V ₀ (m/s)	Hg(m)	L(m)
F01-SR	0,0099	0,15	0,005	0,56	217	2124,6

Les résultats de calcul de la valeur du coup de bélier sont résumés dans le tableau (V.10) suivant :

Tableau (V.10) : Valeurs numériques du coup de bélier(F01-SR)

La conduite	H ₀ (m)	a(m/s)	B'(m)	H _s (m)	H _d (m)	P _s (m)
F01-SR	227	1215,85	69,4	296,4	157,6	400

Le profil de pression est illustré sur la figure (V.6) ci-dessous

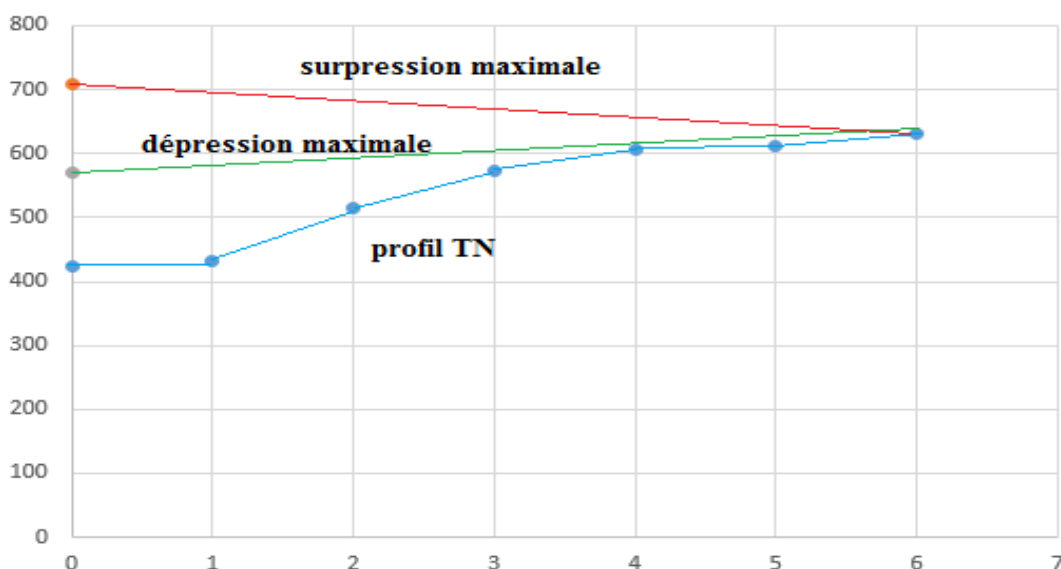


Fig (V.6) : Enveloppes des pressions(F01-SR)

D'après les résultats du tableau, la surpression maximale ne dépasse pas la pression admissible de service et il n'y a pas de dépression, par conséquent il n'y a pas de risque de destruction de la conduite par le coup de bélier et aucun tronçon de la conduite n'est en dépression.

❖ *SR-R_{mlatas}*

Les caractéristiques de conduite (SR-R_{mlatas}) sont regroupées dans le tableau (V.11) ci-dessous.

Tableau (V.11) : les caractéristiques de conduite (SR-R_{mlatas})

La conduite	Q(m ³ /s)	D _{int} (m)	e(m)	V ₀ (m/s)	H _g (m)	L(m)
SR-R _{mlatas}	0,0099	0,15	0,005	0,56	172,8	1195,83

Les résultats de calcul de la valeur du coup de bélier sont résumés dans le tableau (V.12) suivant :

Tableau (V.12) : Valeurs numériques du coup de bélier (SR-R_{mlatas})

La conduite	H ₀ (m)	a(m/s)	B'(m)	H _s (m)	H _d (m)	P _s (m)
SR-R _{mlatas}	182,8	1215,85	69,4	252,2	113,4	400

Le profil de pression est illustré sur la figure (V.7) ci-dessous

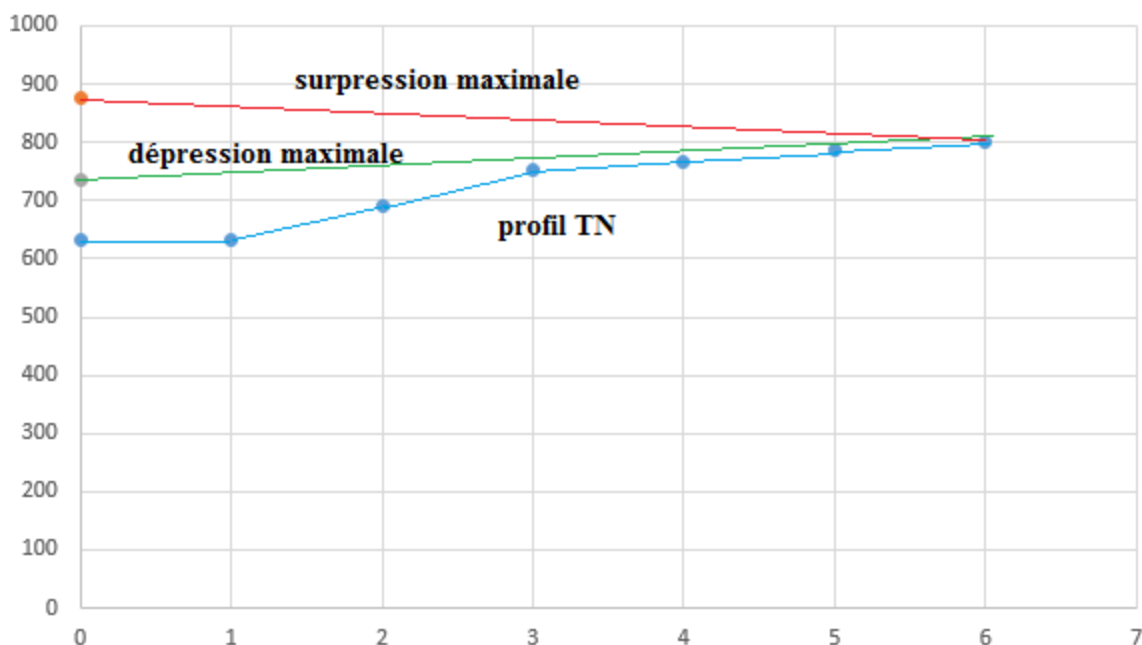


Fig (V.7) : Enveloppes des pressions (SR-R_{mlatas})

D'après les résultats du tableau, la surpression maximale ne dépasse pas la pression admissible de service et il n'y a pas de dépression, par conséquent il n'y a pas de risque de destruction de la conduite par le coup de bélier et aucun tronçon de la conduite n'est en dépression.

V.4. Pose des conduites

V.4.1. Introduction

La pose des conduites est une opération très importante qui demande les techniques pour que ces dernières résistent aux différentes effets comme la charge le mouvement du sol, la température ...etc.

V.4.2. Pose en tranchées

La pose en terre s'effectue dans des tranchées de largeur dépendante du diamètre de la conduite en respectant les dimensions présentées dans la figure (V.8) ci-après [8] :

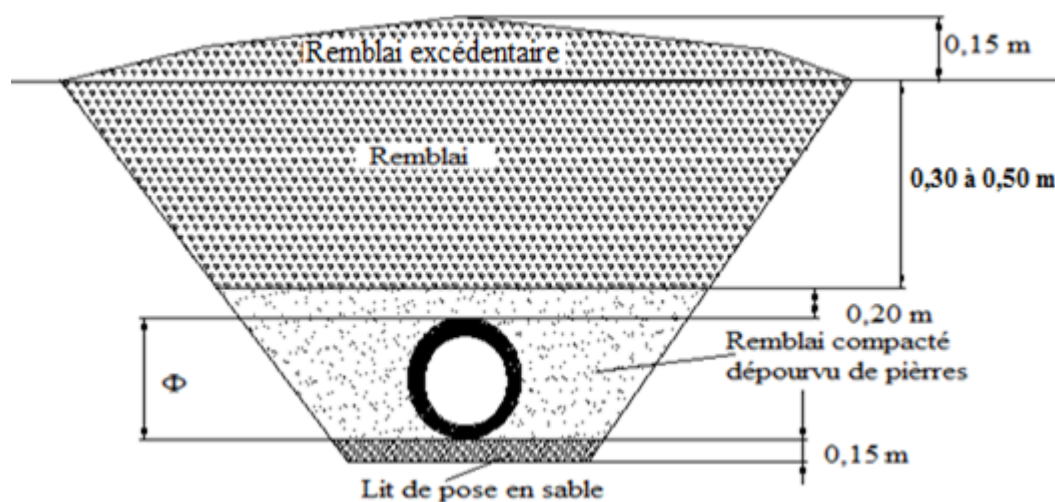


Fig (V.8) : Coupe transversale d'une fouille

V.4.3. Essai de pression

Avant de remblayer la tranchée, on effectue un essai de pression à l'aide d'une pompe d'épreuve. Cet essai s'effectue par tronçons plus ou moins longs suivant les circonstances. La conduite est alors remplie d'eau en lui appliquant une pression de telle sorte qu'on dépasse la pression à laquelle la conduite sera soumise avec une majoration de 50%. La durée de l'épreuve est d'au moins 30 min. La variation de la pression ne doit pas être supérieure à 0.2 bars [8].

V.4.4. Le remblayage

Le remblayage fait partie des opérations de pose. Il forme le milieu dans lequel il s'expose en contact direct avec la conduite. Il doit être bien soigné, bien fait et bien choisi. Un remblai bien fait augmente la résistance aux charges extérieures et intérieures de la conduite.

Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, bien damée pour éviter tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite. Dans certains cas on se trouve exposé à des terrains agressifs, cela nous pousse à utiliser des remblais en terres chimiquement neutres.

V.4.5. Traversée des points spéciaux

Pendant l'exécution des travaux de terrassement on ne se trouve dans pas mal de cas obligé de traverser des points spéciaux : route, chemin de fer ou rivière.

A) Traversée d'une route

A cause des différentes charges à supporter qui peuvent provoquer des ruptures au niveau des conduites, et par conséquent des infiltrations nuisibles, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse (Figure(V.9)) de diamètre supérieur pour la préserver des vibrations des charges et des surcharges [8].

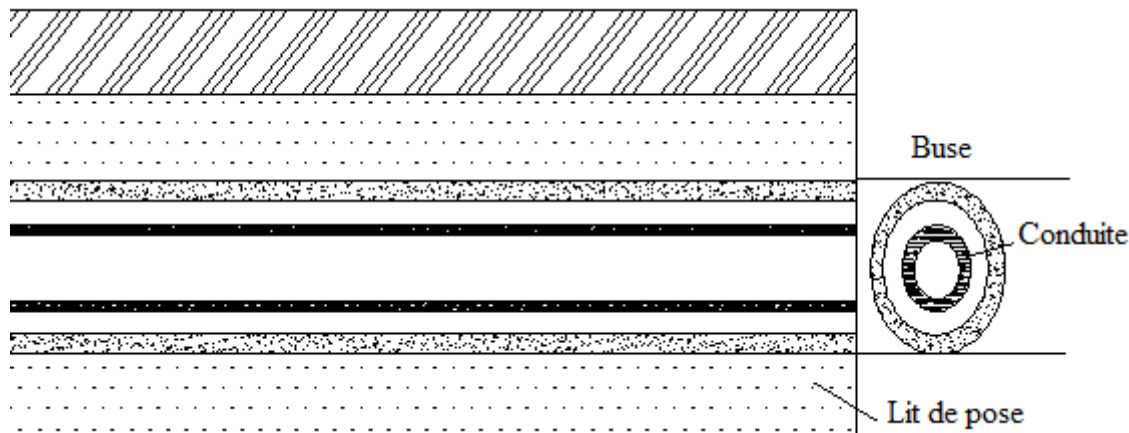


Fig (V.9) : Traversée d'une route

B) Traversée d'une rivière ou d'un oued

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose des conduites qui traversent une rivière demande certains travaux confortatifs, on peut trouver deux cas :

- L'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.
- Dans le cas où le pont route n'existe pas, la canalisation suivra le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseaux), on utilise des conduites de diamètre supérieur ou des gravillons sur les deux cotés de la canalisation (Figure(V.10)).

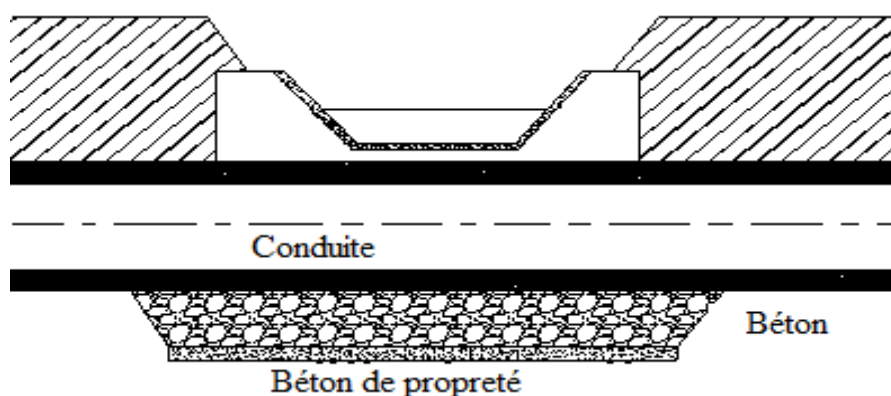


Fig (V.10) : Traversée d'une rivière ou d'un Oued

V.4.6. Les butées

Le changement de direction des conduites tend sous la poussée exercée par l'eau à un déboîtement des joints dans les parties coudées ou à la rupture des soudures. Nous prévoyons alors la construction de butées en béton qui s'opposeront à ces effets et nous prévoyons des butées dans les cas suivant[8] :

- Cas d'un branchement
- Cas d'un coude horizontal
- Cas d'un coude vertical

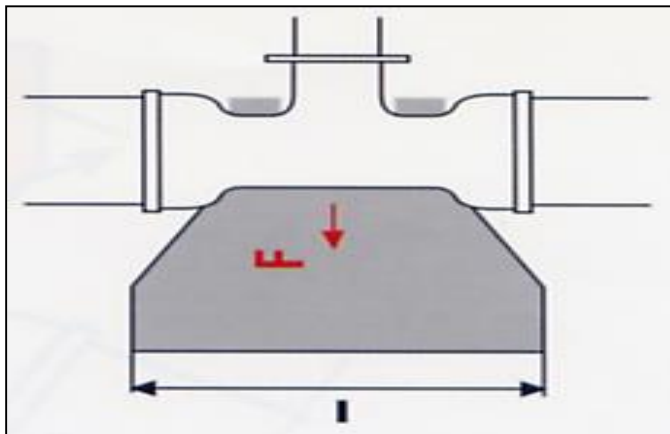


Fig (V.11) : Butée sur un branchement

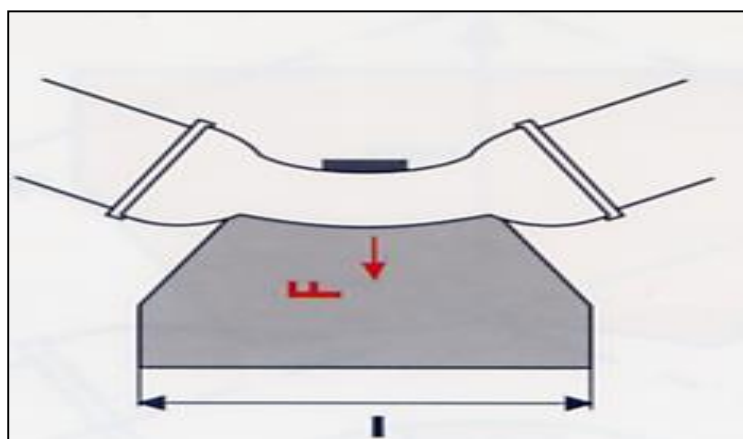


Fig (V.12) : Butée sur un coude horizontal

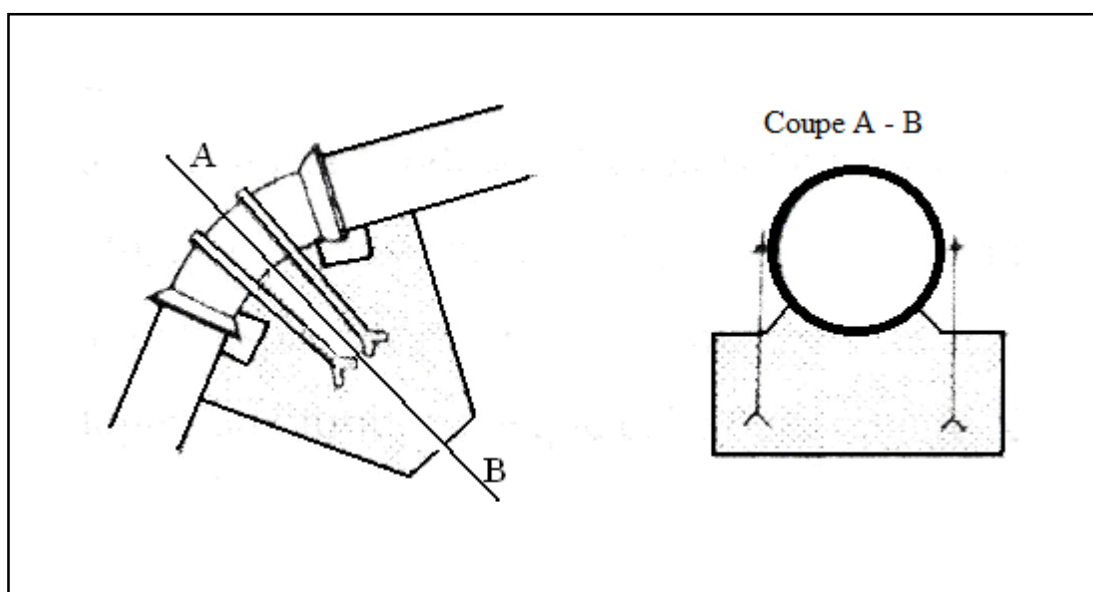


Fig (V.13) : Butée sur un coude vertical

V.4.5. Désinfection des conduites

Après l'achèvement des travaux de pose des conduites, la livraison de l'eau au consommateur ne peut se faire qu'après une désinfection totale du réseau. Cette opération peut s'effectuer, soit au chlore ou au permanganate de potassium. Après la désinfection, nous procéderons au rinçage de la conduite avec de l'eau claire.

V.5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vérifié qu'il n'y a pas de risque de destruction de toutes les conduites De refoulement par le coup de bélier. Ce qui nous conduira à conclure que la protection anti bélier n'est pas nécessaire pour notre étude et la pose des conduites

VI.1. Introduction

Le réseau de distribution est l'ensemble des canalisations qui font suite au réservoir. Leur objectif est d'assurer l'accès du réseau aux usagers dans des conditions économiques optimales tout en prévenant les difficultés d'exploitation et d'entretien.

VI.2. Classification des réseaux de distribution

Les deux principales classifications des réseaux de distribution sont :

VI.2.1 La classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération

❖ *réseau unique*

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté on peut utiliser juste un seul réseau et avoir de bonnes conditions techniques (pressions).

❖ *réseau en zones étagées*

Dans le cas d'un relief accidenté la différence de niveau entre les points les plus hauts et les plus bas est remarquablement élevée, c'est à dire, lorsqu'une pression minimale est assurée pour les points de l'amont les points de l'aval se retrouvent sous de très importantes pressions. Dans ce cas la solution du réseau en zones étagées s'impose.

VI.2.2 Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit [4] :

VI.2.2.1. Réseau ramifié

Dans lequel la distribution ne comporte aucune alimentation en retour (figure (VI.1)). Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de souplesse en cas de rupture ; un accident à l'amont de la conduite prive d'eau tous les abonnés d'aval.

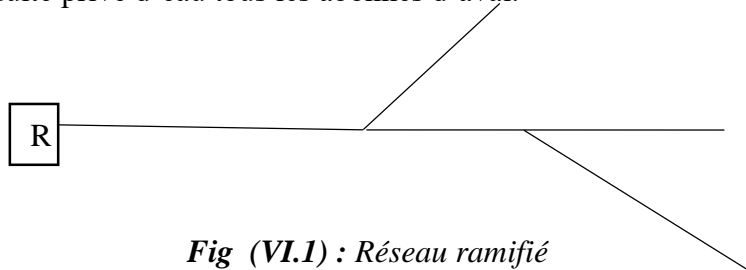


Fig (VI.1) : Réseau ramifié

VI.2.2.2. Réseau maillé

Comporte une alimentation en retour (figure (VI.2)), il remédie donc à l'inconvénient signalé dans le réseau ramifié ; une simple manœuvre du robinet permet d'isoler le tronçon accidenté et de servir les abonnés d'aval.

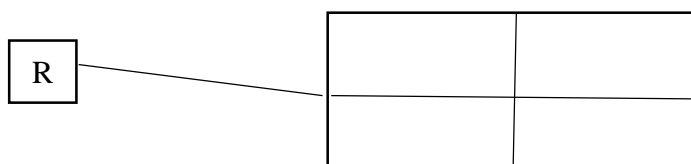


Fig (VI.2) : Réseau maillé

VI.2.2.3. Réseau mixte

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier constitue une partie ramifiée et une autre maillée (Figure (VI.3)). Ce type de réseau est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

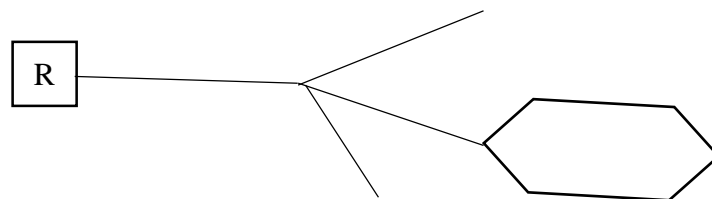


Fig (VI.3) : Réseau mixte

VI.3. Description du réseau de distribution

La distribution se fera entièrement par gravité à partir de (02) réservoir situé à une cote de 800 m et le point le plus éloignée situé à une cote de 431m , pour ce la on placée les brise charge pour éviter les hautes pressions . Notre réseau est de type ramifié

VI.4. les principes du tracé du réseau

Les principes du tracé d'un réseau sont les suivantes :

- Fonctionnement hydraulique simple et efficace.
- Continuité du service en évitant la création de points de faiblesse ou en prévoyant des alternatives en cas de rupture.
- Optimisation de la longueur du réseau par le choix des rues devant recevoir les conduites et le choix de leur emplacement dans les rues
- Equipement minimum afin de faciliter la maîtrise du réseau et son entretien : vannes vidange, venteuses.

Le tracé du réseau de distribution de la zone d'étude est illustré dans l'annexe(8)

VI.5. Choix du type de conduites

Le choix est fondé sur des critères d'ordre technique et économique : le diamètre, la Pression de service, la durée de vie, les conditions de pose et de transport, le prix et la disponibilité sur le marché.

Dans le présent projet, le PEHD (Polyéthylène Haute Densité) répond aux objectifs recherchés, ce choix est motivé par les raisons suivantes:

- Facilité de pose (grande flexibilité).
- Possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- Résiste à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- Disponibilité sur le marché national.
- Une rugosité très faible.
- Meilleure résistance aux contraintes (choc, écrasement et déplacement du terrain).
- Longue durée de vie (durée de vie théorique : 50 ans à une température de 20°C).

VI.6. Exigences du réseau de distribution

Pour qu'un réseau soit performant il faut que :

- la pression soit supérieure à 1 bar.
- sur la totalité du réseau, la pression maximale régnant ne doit en aucun cas dépasser les 6 bars (60 m), ceci provoquera des désordres ; à l'occasion, on peut prévoir une distribution étagée ou installer des réducteurs de pression.
- Les vitesses doivent être entre 0,5 et 1,5 m/s.

- Les diamètres doivent permettre l'écoulement des débits de pointe.

VI.7. Calcul hydraulique

VI.7.1. Débit de pointe

Le débit de pointe (Q_p) correspond à la consommation maximale horaire, avec lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution.

Ainsi : $Q_p = Q_{\max.h} = 31,25 \text{ m}^3/\text{h}$

Soit : $Q_p = 8,68 \text{ l/s.}$

VI.7.2. Débit spécifique

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde.

$$Q_s = Q_p / \Sigma L \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

Q_s : Débit spécifique (l/s/m).

Q_p : Débit de pointe (l/s).

ΣL : Longueur totale des tronçons du réseau de distribution(m)

VI.7.3. Débit en route

C'est le débit circulant à travers un tronçon et supposé être consommé d'une façon uniforme sur toute la longueur de ce dernier. Il se calcule comme suit :

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

Avec :

Q_r : Débit en route de tronçon (l/s).

Q_s : Débit spécifique (l/s/m).

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

VI.7.4. Débit en nœud

Le débit en chaque nœud correspond à la moitié de la somme des débits en route autour du nœud en ajoutant les débits localisés en ce nœud. Il se calcule comme suit :

$$Q_n = 0.55 \Sigma Q_r + \Sigma Q_c \quad (\text{VI.3})$$

Q_n : Débit au nœud (l/s).

ΣQ_r : Somme des débits en route autour du nœud considéré (l/s).

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

VI.7.5. Les pertes de charge

Les pertes de charge se calculent par la formule de Darcy- WEISBACH suivante :

$$J = \frac{\lambda V^2}{2gD} \quad (\text{VI.4})$$

Avec :

J : Pertes de charge (m).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

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

D : Diamètre de la canalisation (m).

λ : Coefficient de frottement qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

λ est déterminé à partir de la formule de COLEBROOK- WHITE ci-après :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{k}{3.71D} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right] \quad (VI.5)$$

k : Rugosité de la conduite.

Pour le PEHD, $k = 0,01$ mm pour des diamètres inférieurs à 200 mm et $k = 0,02$ mm pour des diamètres supérieurs à 200mm.

R_e : Nombre de Reynolds, tel que :

$$R_e = \frac{VD}{\nu} \quad (VI.6)$$

ν : Viscosité cinétique de l'eau calculée par la formule de Stokes, avec :

$$\nu = \frac{0.00178}{1 + 0.00337t + 0.00022t^3} \quad (VI.7)$$

t : température de l'eau.

ν : 10^{-6} m²/s à 20 °C.

VI.7.6. La vitesse

La vitesse de l'eau dans les conduites sera de l'ordre de 0,50 à 1.5 m/s. Elle se calcule par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (VI.8)$$

Avec :

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).

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

D : Diamètre de la conduite (m).

VI.7.7. Calcul des pressions

Pour la présente étude, la pression doit être assurée dans une fourchette de 10 à 60 mètres de colonne d'eau, c'est-à-dire de 1 à 6 bars.

Connaissant les cotes des extrémités des différents tronçons du réseau étudié, ainsi que leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol par la formule suivante :

$$P_j = C_{pj} - CTN_j \quad (VI.9)$$

Avec :

P_j : Pression au sol du point considéré (m).

C_{pj} : Cote piézométrique du même point considéré (m).

CTN_j : Cote du terrain naturel du point considéré (m).

La cote piézométrique est donnée par la formule suivante :

$$C_{pj} = C_{pi} - H_{ij} \quad (VI.10)$$

Avec :

C_{pi} : Cote piézométrique du point (i).

H_{ij} : Perte de charge dans le tronçon (ij) ; l'écoulement s'effectue de (i) vers (j).

VI.7.8. Calcul des différents débits du réseau de la zone d'étude

Les différents résultats des débits sont récapitulés dans le tableau (VI.1) suivant :

Tableau (VI.1) : Détermination des débits en nœuds

Nœud	cote (m)	tronçon	L (m)	D _{int} (mm)	Q _s (l/s ml)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
1	732	1 R	932	96,8	0,00114264	1,06493865	8,68
2	674,8	B1 2	383	96,8	0,00114264	0,43763037	0,513
		2 3	390	16	0,00114264	0,44562883	
		2 4	43	79,2	0,00114264	0,04913344	
3	646,8	3 2	390	16	0,00114264	0,44562883	0,245
4	672,2	4 2	43	79,2	0,00114264	0,04913344	0,225
		4 5	303	16	0,00114264	0,34621933	
		4 6	12	79,2	0,00114264	0,01371166	
5	666,14	5 4	303	16	0,00114264	0,34621933	0,19
6	671	6 4	12	79,2	0,00114264	0,01371166	6,325
7	630,45	7 b2	489	79,2	0,00114264	0,55875	0,748
		7 8	350	21	0,00114264	0,39992331	
		7 9	351	79,2	0,00114264	0,40106595	
8	611,46	8 7	350	21	0,00114264	0,39992331	0,22
9	606,42	9 7	350	79,2	0,00114264	0,39992331	0,432
		9 10	318	21	0,00114264	0,3633589	
		9 11	18	66	0,00114264	0,02056748	
10	610,38	10 9	318	21	0,00114264	0,3633589	0,200
11	605,85	11 9	18	66	0,00114264	0,02056748	0,523
		11 12	410	21	0,00114264	0,4684816	
		11 13	404	51,4	0,00114264	0,46162577	
12	601,29	12 11	410	21	0,00114264	0,4684816	0,258
13	576,19	13 11	404	51,4	0,00114264	0,46162577	0,568
		13 14	489	21	0,00114264	0,55875	
		13 15	11	51,4	0,00114264	0,01256902	
14	570,1	14 13	489	21	0,00114264	0,55875	0,307
15	574,13	15 13	11	51,4	0,00114264	0,01256902	3,062
16	524,43	16 b3	635	66	0,00114264	0,72557515	0,424
		16 17	34	35,2	0,00114264	0,03884969	
		16 20	6	44	0,00114264	0,00685583	
17	521,63	17 16	34	35,2	0,00114264	0,03884969	0,414
		17 18	387	21	0,00114264	0,44220092	
		17 19	238	16	0,00114264	0,27194785	
18	519,94	18 17	387	21	0,00114264	0,44220092	0,243
19	515	19 17	238	16	0,00114264	0,27194785	0,150
20	525	20 16	6	44	0,00114264	0,00685583	1,824
21	497	21 b4	346	55,4	0,00114264	0,39535276	1,019
		21 22	510	28	0,00114264	0,5827454	
		21 23	765	26	0,00114264	0,8741181	
22	474	22 21	510	28	0,00114264	0,5827454	0,321
23	431	23 21	765	26	0,00114264	0,8741181	0,481

VI.8. Configuration et simulation du réseau hydraulique

L'utilisation des programmes informatiques peut libérer le projecteur des calculs fastidieux et de multiplier sa puissance de travail essentiellement pour :

- Le calcul de fonctionnement hydraulique du réseau.
- La détermination des solutions optimales.

Le logiciel utilisé pour les calculs est le WATERCAD et EPANET.

VI.8.1. Configuration et simulation du réseau par logiciel watercad

VI.8.1.1. Présentation du logiciel watercad

WaterCAD est une application conviviale qui permet de modéliser le comportement hydraulique et la qualité de l'eau dans les réseaux de distribution. Pour gérer leurs infrastructures, de nombreux services publics, services municipaux et bureaux d'étude font confiance à WaterCAD, un outil fiable et économique qui facilite la prise de décision, le contrôle des systèmes de lutte contre les incendies à l'analyse de l'eau, de la consommation énergétique et à la gestion des coûts, WaterCAD aide à analyser, concevoir et optimiser les réseaux de distribution d'eau.

VI.8.1.2. Utilisation de watercad

Les étapes d'utilisation de watercad pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes[9] :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer un fichier CAD ,fichier Excel , fichier Access, base donnée et Esri Shape.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Vérifier les unités de calculs et choisi l'option la base de calculation .
- Valider le travail pour vérifier que aucun problème dans le réseau.
- Lancer une simulation hydraulique ou les calcules.
- Visualiser les résultats d'une simulation

VI.8.1.3. Modélisation du réseau

WATERCAD modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble des conduites(pipe) reliés à des nœuds (jonction), des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des baches,des turbines ,les orifices entre des conduites...ect.

Dans le présent projet, la modélisation s'est portée en introduisant les différentes données du réseau.

❖ *Au niveau des nœuds*

- L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence ;
- La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).
- Le nom et leur coordonnée (x ,y).

❖ *Au niveau des réservoirs*

- L'altitude du réservoir par rapport à un plan de référence ;
- Le nom et leur coordonnée (x,y).

- ❖ **Au niveau des conduites**
 - Le nœud initial et final.
 - Le diamètre.
 - La longueur.
 - Le matériau (pour déterminer la rugosité)

VI.8.2. Configuration et simulation du réseau par logiciel EPANET

III.8.2.1. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyaux), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour de l'eau et de suivre l'origine de l'eau. EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution

III.8.2.2. Utilisation d'EPANET

Les étapes classiques d'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes [10]:

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

III.8.2.3. Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

Dans le présent projet, la modélisation s'est portée en introduisant les différentes données du réseau.

- ❖ **Au niveau des nœuds**
 - L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence ;
 - La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).

- ❖ **Au niveau des arcs**

Le nœud initial et final.

- Le diamètre.
- La longueur.
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).

- ❖ **Au niveau des réservoirs**

- L'altitude du radier.
- Le diamètre.
- Le niveau initial, minimal et maximal d'eau

VI.8.3. Simulation du réseau

Après la saisie des informations du réseau, la simulation peut être lancée. Dans cette étape, et grâce à son moteur de calcul, le logiciel analyse le comportement du réseau dans les conditions requises et détermine les différentes grandeurs hydrauliques (vitesse, débit, pression et les cotes piézométrique), ce qui implique de résoudre simultanément les équilibres de masse dans les nœuds et les pertes de charge dans chaque conduites du réseau.

VI.9. Résultats et constatations

VI.9.1. Résultats et constatations après la simulation par logiciel WATERCAD

VI.9.1.1. Etat du réseau après la simulation

Avant faire la simulation on divise le réseau en 5 parties comme suit :

❖ La partie réservoir-Brise charge 1

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans les figures(figure(VI.4)) ci-dessous :

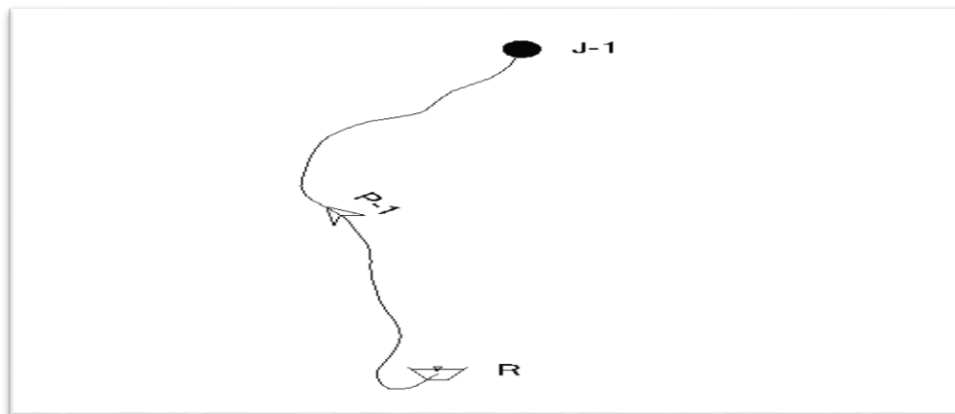


Fig (VI.4) : Etat du réseau après la simulation(R-B1)

❖ La partie Brise charge 1-Brise charge 2

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans les figures(figure(VI.5)) ci-dessous :

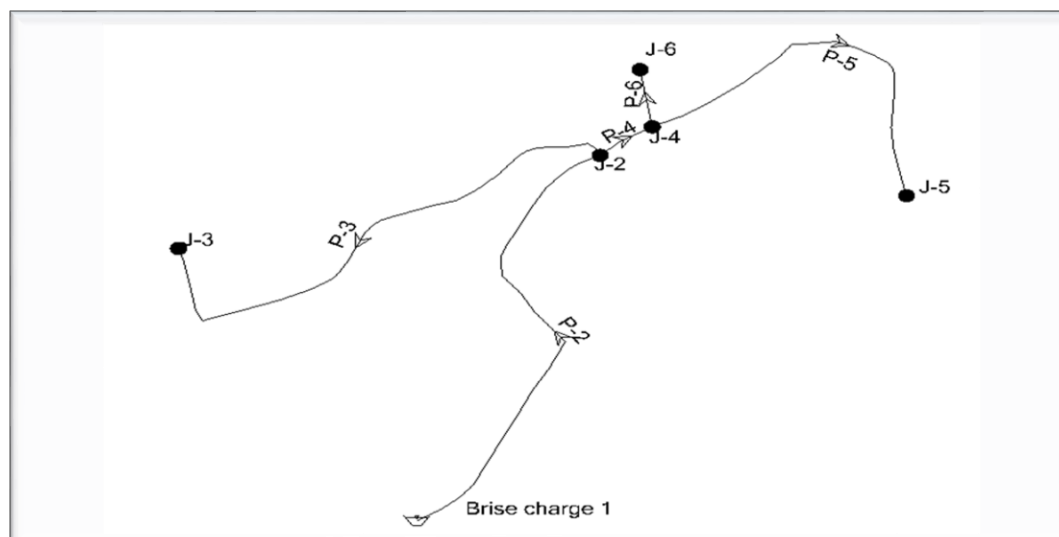


Fig (VI.5) : Etat du réseau après la simulation(B1-B2)

❖ *La partie Brise charge 2-Brise charge 3*

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans les figures(figure(VI.6)) ci-dessous :

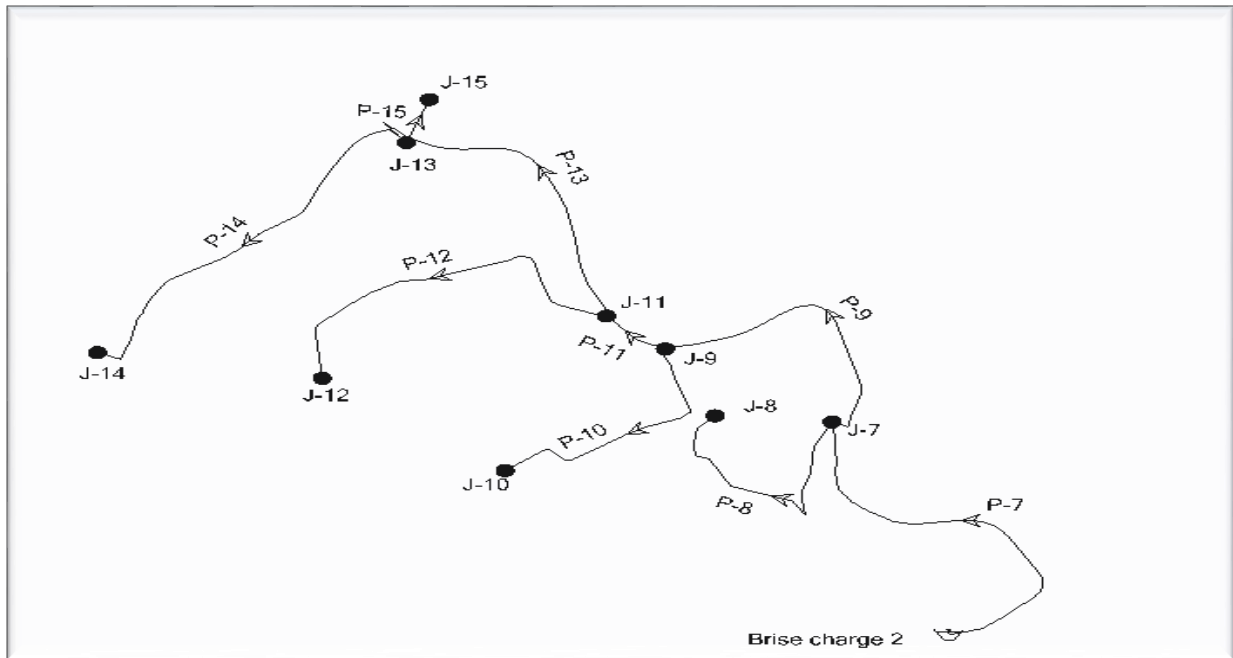


Fig (VI.6) : Etat du réseau après la simulation(B2-B3)

❖ *La partie Brise charge 3-Brise charge 4*

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans les figures(figure(VI.7)) ci-dessous :

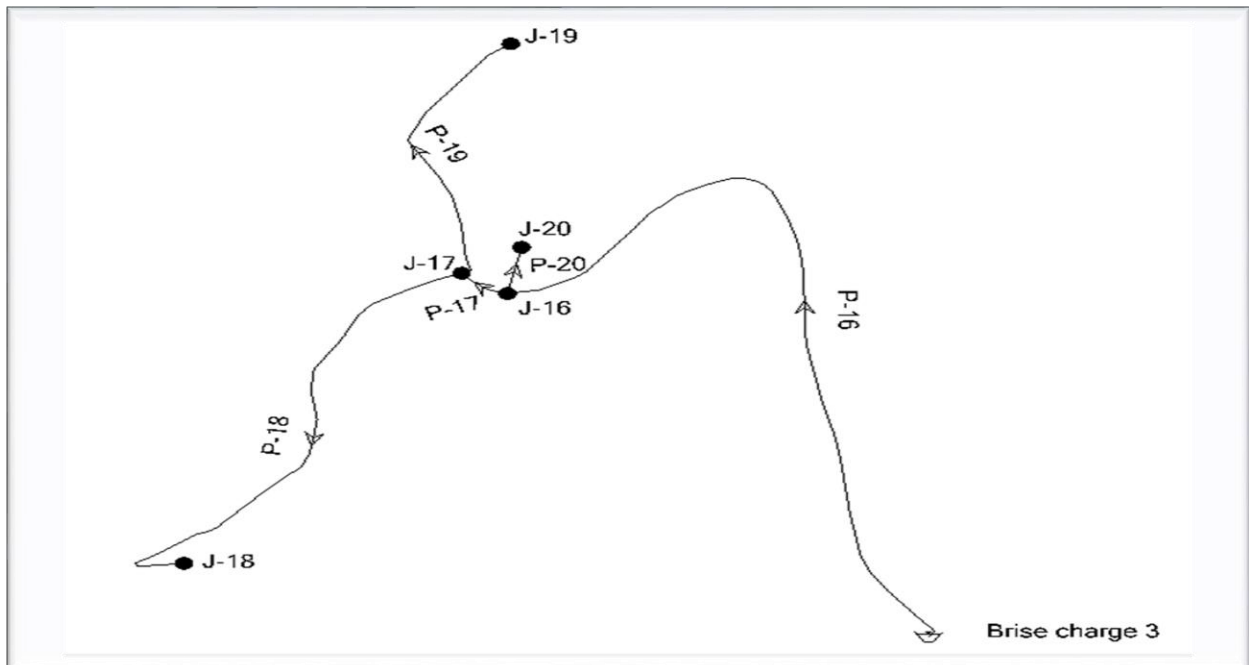


Fig (VI.7) : Etat du réseau après la simulation(B3-B4)

❖ *La partie Brise charge 4-Nœud 23*

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans les figures(figure(VI.8)) ci-dessous

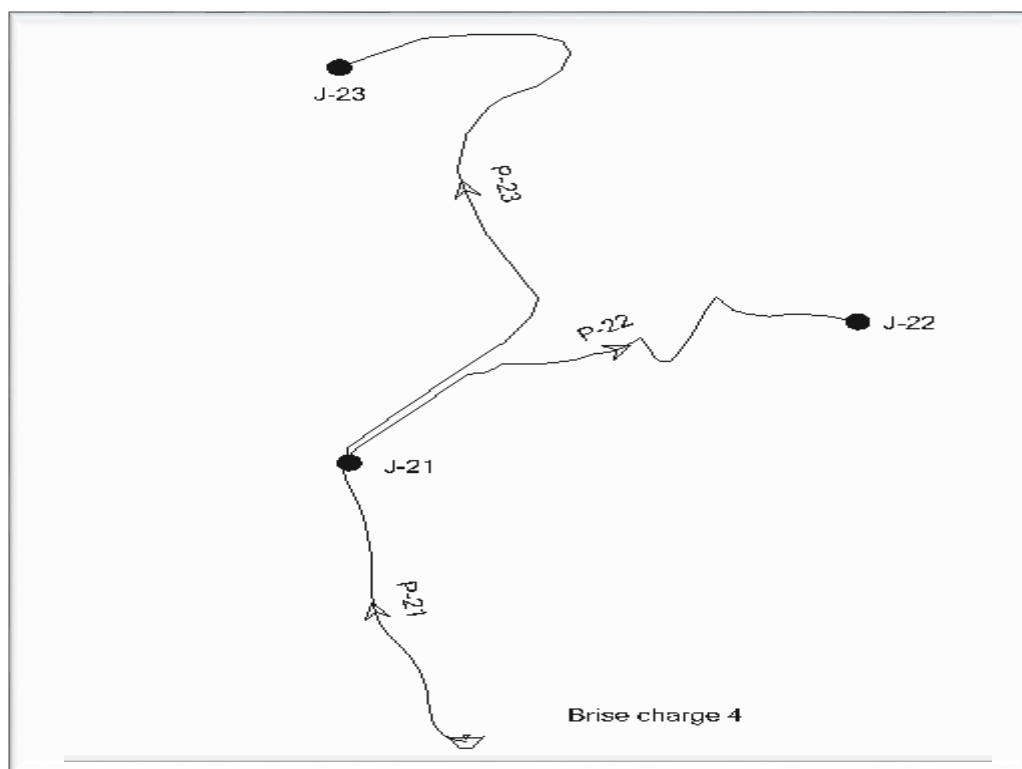


Fig (VI.8) : Etat du réseau après la simulation(B4-N23)

VI.9.1.2. Etat des nœuds du réseau

Dans le tableau (VI.2) ci-dessous, en chaque nœud on cite l'altitude, la pression et la demande de base pour le cas de pointe.

Tableau (VI.2) : Etat des nœuds du réseau

N° des nœuds	Altitudes des nœuds (m)	Débits nodaux (l/s)	Cotes piézométriques (m)	Pression au sol (m)
Nœud 1	732	8,68	789,18	57,18
Nœud 2	674,8	0,513	728,1	53,3
Nœud 3	646,8	0,245	677,57	30,77
Nœud 4	672,2	0,225	727,16	54,96
Nœud 5	666,14	0,19	702,13	35,99
Nœud 6	671	6,325	726,18	55,18
Nœud 7	630,45	0,748	661,39	30,94
Nœud 8	611,46	0,22	651,48	40,02
Nœud 9	606,42	0,432	656,3	49,88
Nœud 10	610,38	0,2	648,53	38,15
Nœud 11	605,85	0,523	655,8	49,95
Nœud 12	601,29	0,258	640,11	38,82
Nœud 13	576,19	0,568	628,35	52,16
Nœud 14	570,1	0,307	602,75	32,65
Nœud 15	574,13	3,062	627,65	53,52
Nœud 16	524,43	0,424	568,2	43,77
Nœud 17	519,94	0,243	553,97	34,03
Nœud 18	521,63	0,414	567,36	45,73
Nœud 19	515	0,15	554,43	39,43
Nœud 20	525	1,824	566,7	41,7
Nœud 21	497	1,019	519,98	22,98
Nœud 22	474	0,321	512,73	38,73
Nœud 23	431	0,481	488,51	57,51

VI.9.1.3. Etat des conduites du réseau

Dans le tableau (VI.3) ci-après, on trouve le débit, la vitesse, la perte de charge pour le cas de pointe.

Tableau (VI.3) : Etat des conduites du réseau

conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	vitesse (m/s)	perte de charge(m)
conduite 1	932	96,8	8,68	1,18	13,25
conduite 2	383	96,8	7,498	1,02	3,9
conduite 3	390	16	0,245	1,22	50,53
conduite 4	43	79,2	6,74	1,37	0,94
conduite 5	303	16	0,19	0,95	25,03
conduite 6	12	79,2	6,325	1,28	0,98
conduite 7	489	79,2	6,317	1,28	9,61
conduite 8	350	21	0,22	0,64	9,91
conduite 9	351	79,2	5,349	1,09	5,09

Tableau (VI.4) : Etat des conduites du réseau(suit)

conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	vitesse (m/s)	perte de charge(m)
conduite 10	318	21	0,2	0,58	7,78
conduite 11	18	66	4,718	1,38	0,5
conduite 12	410	21	0,258	0,74	15,69
conduite 13	404	51,4	3,937	1,9	27,45
conduite 14	489	21	0,307	0,89	25,6
conduite 15	11	51,4	3,062	1,48	0,7
conduite 16	635	66	3,055	0,89	7,99
conduite 17	34	35,2	0,807	0,83	0,84
conduite 18	387	21	0,243	0,7	13,39
conduite 19	238	16	0,15	0,74	12,93
conduite 20	6	44	1,824	1,2	1,5
conduite 21	346	55,4	1,82	0,76	4,02
conduite 22	510	28	0,321	0,52	7,25
conduite 23	765	26	0,481	0,91	31,47

VI.9.2. Résultats et constatations après la simulation par logiciel EPANET

VI.9.2.1. Etat du réseau après la simulation

Avant faire la simulation on divise le réseau en 5 parties comme suit :

❖ La partie réservoir-Brise charge 1

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans les figures(figure(VI.9)) ci-dessous :

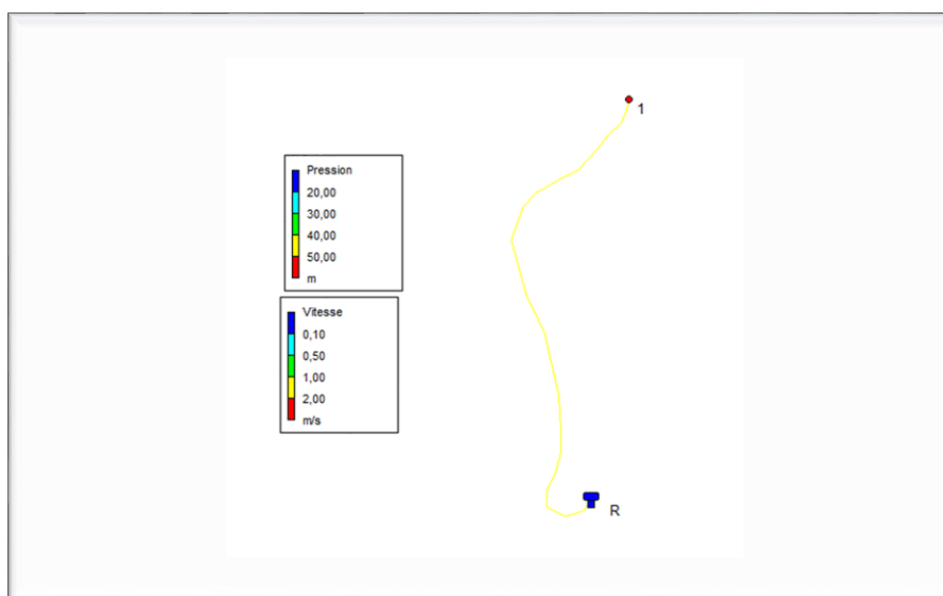


Fig (VI.9) : Etat du réseau après la simulation(R-B1)

❖ *La partie Brise charge 1-Brise charge 2*

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans les figures(figure(VI.10)) ci-dessous :

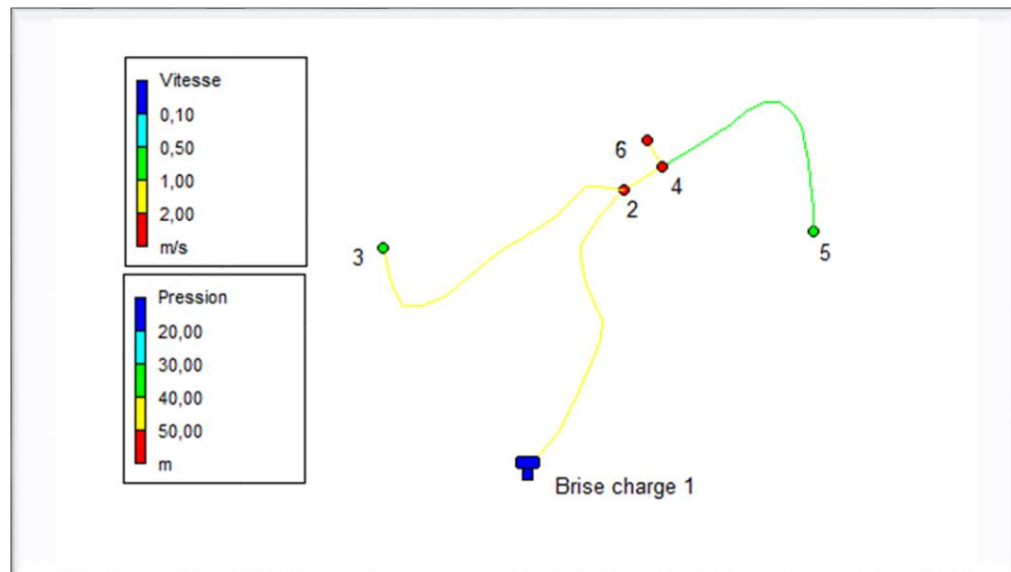


Fig (VI.10) : Etat du réseau après la simulation(B1-B2)

❖ *La partie Brise charge 2-Brise charge 3*

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans les figures(figure(VI.11)) ci-dessous :

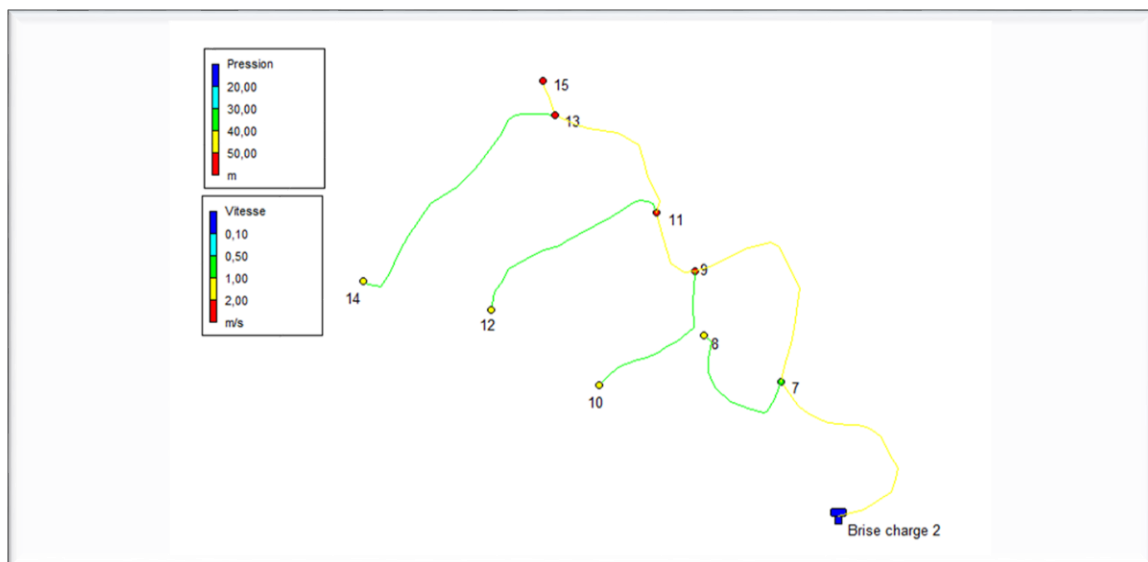


Fig (VI.11) : Etat du réseau après la simulation(B2-B3)

❖ *La partie Brise charge 3-Brise charge 4*

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans les figures(figure(VI.12)) ci-dessous

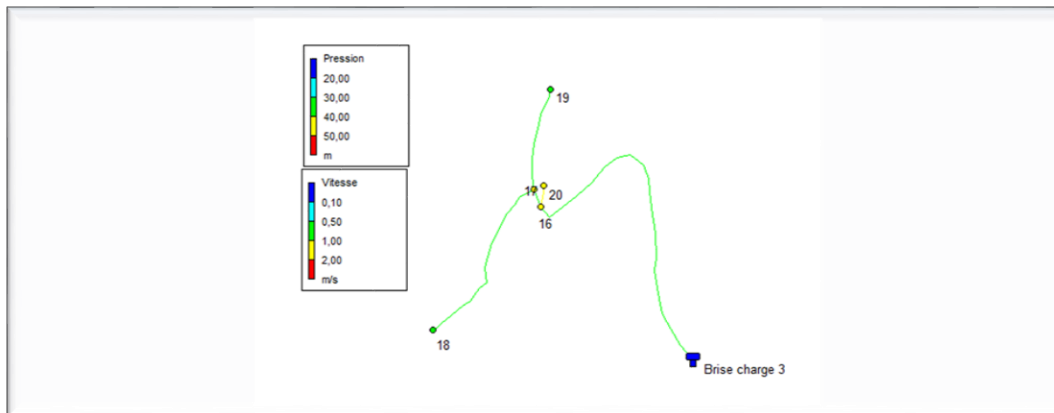


Fig (VI.12) : Etat du réseau après la simulation(B3-B4)

❖ *La partie Brise charge 4-Nœud 23*

Le schéma du réseau après simulation est présenté dans les figures(figure(VI.13)) ci-dessous :

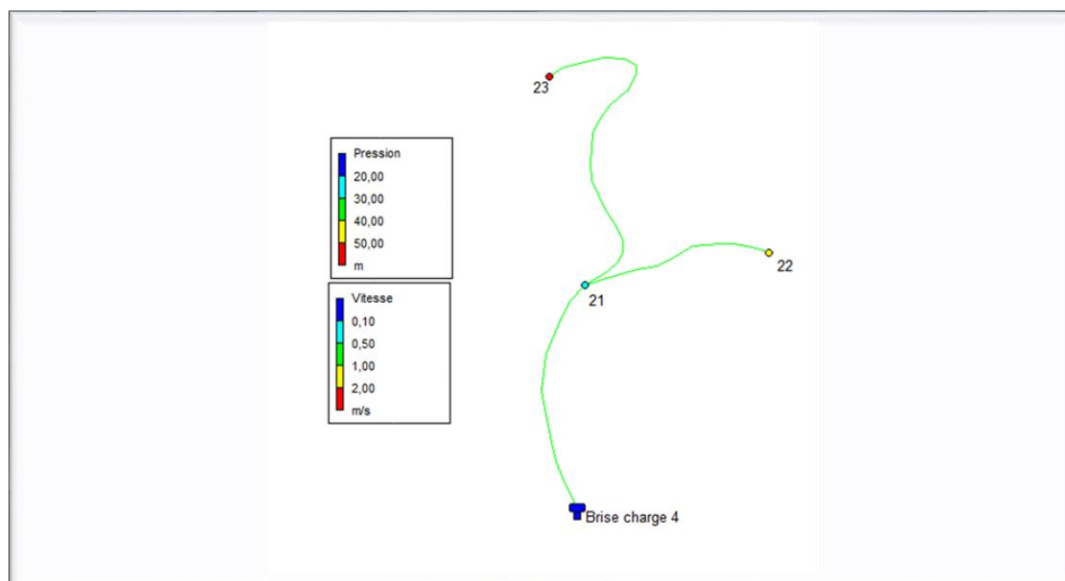


Fig (VI.13) : Etat du réseau après la simulation(B4-N23)

VI.9.2.2. Etat des nœuds du réseau

Dans le tableau (VI.4) ci-dessous, en chaque nœud on cite l'altitude, la pression et la demande de base pour le cas de pointe.

Tableau (VI.5) : Etat des nœuds du réseau

N° des nœuds	Altitudes des nœuds (m)	Débits nodaux (l/s)	Cotes piézométriques (m)	Pression au sol (m)
Nœud 1	732	8,68	791,15	59,15
Nœud 2	674,8	0,51	730,11	55,31
Nœud 3	646,8	0,25	679,27	32,47
Nœud 4	672,2	0,23	729,16	56,96
Nœud 5	666,14	0,19	704,02	37,88
Nœud 6	671	6,32	728,92	57,92
Nœud 7	630,45	0,75	663,37	32,92
Nœud 8	611,46	0,22	653,17	41,71
Nœud 9	606,42	0,43	658,26	51,84
Nœud 10	610,38	0,2	650,42	40,04
Nœud 11	605,85	0,52	657,75	51,9
Nœud 12	601,29	0,26	641,94	40,65
Nœud 13	576,19	0,57	630,2	54,01
Nœud 14	570,1	0,31	604,54	34,44
Nœud 15	574,13	3,06	629,72	55,59
Nœud 16	524,43	0,42	568,02	43,59
Nœud 17	519,94	0,24	553,76	33,82
Nœud 18	521,63	0,41	567,19	45,56
Nœud 19	515	0,15	554,18	39,18
Nœud 20	525	1,82	567,8	42,8
Nœud 21	497	1,02	522,94	25,94
Nœud 22	474	0,32	515,65	41,65
Nœud 23	431	0,48	491,05	60,05

VI.9.2.3. Etat des arcs du réseau

Dans le tableau (VI.5) ci-après, on trouve le débit, la vitesse, la perte de charge pour le cas de pointe.

Tableau (VI.6) : Etat des arcs du réseau

Arc	Longueur (m)	Diamètre int (mm)	Débit (L/s)	vitesse (m/s)	perte de charge(m)
Arc 1	932	96,8	8,68	1,18	13,25
Arc 2	383	96,8	7,498	1,02	3,89
Arc 3	390	16	0,245	1,22	50,84
Arc 4	43	79,2	6,74	1,37	0,95
Arc 5	303	16	0,19	0,95	25,14
Arc 6	12	79,2	6,325	1,28	0,24
Arc 7	489	79,2	6,317	1,28	9,63
Arc 8	350	21	0,22	0,64	10,19
Arc 9	351	79,2	5,349	1,09	5,11
Arc 10	318	21	0,2	0,58	7,84
Arc 11	18	66	4,718	1,38	0,51
Arc 12	410	21	0,258	0,74	15,81
Arc 13	404	51,4	3,937	1,9	27,56
Arc 14	489	21	0,307	0,89	25,66
Arc 15	11	51,4	3,062	1,48	0,47
Arc 16	635	66	3,055	0,89	8,12
Arc 17	34	35,2	0,807	0,83	0,83
Arc 18	387	21	0,243	0,7	13,43
Arc 19	238	16	0,15	0,74	13,01
Arc 20	6	44	1,824	1,2	0,22
Arc 21	346	55,4	1,82	0,76	4,06
Arc 22	510	28	0,321	0,52	7,28
Arc 23	765	26	0,481	0,91	31,89

VI.10. Récapitulation des résultats

Les valeurs des pressions au sol pour les différents nœuds sont données dans le tableau (VI.6) suivant :

Tableau (VI.7) : valeur des pressions au sol

N° des nœuds	Pression au sol (m) trouvée par logiciel	
	Epanet	Watercad
Nœud 1	59,15	57,18
Nœud 2	55,31	53,3
Nœud 3	32,47	30,77
Nœud 4	56,96	54,96
Nœud 5	37,88	35,99
Nœud 6	57,92	55,18
Nœud 7	32,92	30,94
Nœud 8	41,71	40,02
Nœud 9	51,84	49,88
Nœud 10	40,04	38,15
Nœud 11	51,9	49,95
Nœud 12	40,65	38,82
Nœud 13	54,01	52,16
Nœud 14	34,44	32,65
Nœud 15	55,59	53,52
Nœud 16	43,59	43,77
Nœud 17	33,82	34,03
Nœud 18	45,56	45,73
Nœud 19	39,18	39,43
Nœud 20	42,8	41,7
Nœud 21	25,94	22,98
Nœud 22	41,65	38,73
Nœud 23	60,05	57,51

Les valeur des vitesses et des pertes de charge pour les différents conduites sont donnée dans le tableau (VI.8) suivant :

Tableau (VI.8) : valeur des vitesses et des pertes de charge

conduite	WaterCAD		Epanet	
	vitesse (m/s)	perte de charge(m)	vitesse (m/s)	perte de charge(m)
conduite 1	1,18	13,25	1,18	13,25
conduite 2	1,02	3,9	1,02	3,89
conduite 3	1,22	50,53	1,22	50,84
conduite 4	1,37	0,94	1,37	0,95
conduite 5	0,95	25,03	0,95	25,13
conduite 6	1,28	0,98	1,28	0,23
conduite 7	1,28	9,61	1,28	9,63
conduite 8	0,64	9,91	0,64	10,19
conduite 9	1,09	5,09	1,09	5,11
conduite 10	0,58	7,78	0,58	7,835
conduite 11	1,38	0,5	1,38	0,50
conduite 12	0,74	15,69	0,74	15,80
conduite 13	1,9	27,45	1,9	27,55
conduite 14	0,89	25,6	0,89	25,65
conduite 15	1,48	0,7	1,48	0,47
conduite 16	0,89	7,99	0,89	8,11
conduite 17	0,83	0,84	0,83	0,82
conduite 18	0,7	13,39	0,7	13,42
conduite 19	0,74	12,93	0,74	13,01
conduite 20	1,2	1,5	1,2	0,21
conduite 21	0,76	4,02	0,76	4,06
conduite 22	0,52	7,25	0,52	7,28
conduite 23	0,91	31,47	0,91	31,88

Les différents diamètres sont données dans l'annexe(9)

VI.11. Brise charge

VI.11. 1.Définition

Le brise charge est un ouvrage hydraulique comme un regard contient à l'intérieur une paroi pour seulement diminuer la pression .le volume de brise charge peut être relativement limité(maximum 10m^3) mais peut également varier en fonction du débit d'entrée, la seule contrainte est la place nécessaire pour les équipements hydraulique (le robinet à flotteur notamment) et les activités d'entretien. il doit avoir une capacité suffisante pour passer les différentes pointes horaires. le brise charge se situe à une altitude suffisante permettant de pousser l'eau (en tenant compte la pression et la vitesse d'écoulement).

VI.11. 2.Dimensionnement de brise charge

La capacité de brise charge est calculée comme suite :

$$V_{bc} = Q_p * T' \quad (VI.8)$$

Où :

- ✓ V_{bc} : Volume de brise charge (m^3).
- ✓ T' : Temps nécessaire pour l'agent peut fermer la vanne ($T' = 20$ min).
- ✓ Q_p : Débit de pointe d'entrée à le brise charge en (l/s).

❖ *Brise charge 1*

$$V = \frac{8,084 \times 60 \times 20}{1000} = 9,7 = 10\text{m}^3$$

❖ *Brise charge 2*

$$V = \frac{6,325 \times 60 \times 20}{1000} = 7,59 = 8\text{m}^3$$

❖ *Brise charge 3*

$$V = \frac{3,062 \times 60 \times 20}{1000} = 3,67 = 4\text{m}^3$$

❖ *Brise charge 4*

$$V = \frac{1,824 \times 60 \times 20}{1000} = 2,2 = 3\text{m}^3$$

VI.12. Equipement du réseau de distribution

VI.12.1. Appareils et accessoires du réseau

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

VI.12.2.1. Robinet flotteur

Le robinet flotteur est un appareil de robinetterie dont la particularité est de pouvoir s'ouvrir ou se fermer en fonction du niveau d'élévation de l'eau.

Les robinets peuvent être en fonte, en acier inoxydable, en bronze, en laiton ou en alliages spéciaux. Les matières les plus utilisées pour le flotteur sont le cuivre, le polyéthylène et l'inox. .

VI.12.2.2. Robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque noeud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manoeuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille » Celle ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible) [6]. .

VI.12.2.3. Clapets

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

VI.12.2.4. Ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour Réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Elles permettent de chasser et Pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression[6]. .

VI.12.2.5. Robinets de vidange

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution pour Permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en Maçonnerie [6].

VI.12.2.6. Pièces spéciales de raccord

- a) *les Tés* : ils sont utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- b) *les coudes* : ils sont utilisés pour le changement de direction.
- c) *les cônes* : ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
- d) *les croix de jonction* : ils sont utilisés au niveau des noeuds pour le croisement des deux Conduites perpendiculaires.
- e) *les manchons* : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement Des accessoires et appareillages.
- f) *Les compteurs*

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des Points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle De la consommation.

VI.13. Conclusion

A travers ce chapitre nous avons simulé notre réseau en utilisant le logiciel WATERCAD et logiciel EPANET.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 20 mm et 110 mm en PEHD (PN10 et PN16).

Conclusion générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes étapes d'étude d'un projet d'alimentation en eau potable. Nous avons dimensionné la nouvelle chaîne d'adduction pour le chef-lieu de la commune de Beni Ourtilane afin de répondre aux besoins en eau de l'agglomération pour l'horizon 2041, avec un nombre d'habitants estimé à 8166 habitants avec un besoin journalier de $2094,31\text{m}^3/\text{j}$. nous avons vérifié la capacité du réservoir existant qui est insuffisante, nous avons donc projeté un autre réservoir d'une capacité de 350m^3 . puis nous avons choisi les diamètres économiques et dimensionner les stations de reprise.

en suit, nous avons dimensionné la chaîne d'adduction de village d'Agradou selon le besoin journalier de $714.88\text{m}^3/\text{j}$, nous avons vérifié la capacité du réservoir existant qui est insuffisante, nous avons donc projeté un autre réservoir d'une capacité de 150m^3 . puis nous avons choisi les diamètres économiques et dimensionner les stations de reprise.

Après le dimensionnement nous avons vérifié l'apparition du phénomène de coup de bélier les conduites de refoulement, les résultats nous montre que une protection n'est pas nécessaire.

Par la suite, à l'aide des logiciel Watercad et Epanet nous avons simuler le réseau de distribution du village d'Agradou, tout en déterminant les diamètres pour toutes les conduites et l'emplacement des prise charge qui nous a permis de régler le problème des surpressions.

En fin, nous tenons à signaler que l'entretien et la gestion de ce réseau sont indispensable afin de garder le bon fonctionnement de ce réseau.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Données recueillies auprès des services d' APC de la Commune de Beni Ourtilane .
- [2] Données recueillies auprès des services d' APC de la Commune de Beni Chebana .
- [3] Données recueillies auprès de subdivisions de Beni Ourtilane .
- [4] **DUPONT, A.** : « Hydraulique urbaine ». Tome II, Edition Eyrolles, Paris, 1979.
- [5] **BONNIN, J.** : « Aide mémoire d'Hydraulique Urbaine ». Collection de la direction des études et de la recherche d'électricité de France, Edition EYROLLES, pages 216,1982
- [6] **HADJOUTI DIRACH, F.** : «Alimentation en Eau Potable de l'extension de la ville de TAMDA (W .TIZI OUZOU) ». Mémoire de fin d'étude, ENSH, 2010.
- [7] **ASTEE.** : « les statios de pompage d'eau».6^{ème} édition, édition lavoisier,2005.
- [8] **Sofiane, H. et Said, Y.** : « Etude d'alimentation en eau potable de la ville A d'El Ouricia (Wilaya de Sétif) ». Mémoire de fin de cycle, Université de Bejaia, 2011.
- [9] « **water distribution modeling software**». watercad user's guide,ESRI,2002.
- [10] **LEWIS A. ROSSMAN** : « simulation hydraulique et qualité pour les réseaux d'eau sous pression». Manuel de l'utilisateur, général des eaux, paris, 2003

Annexe (3) : Répartition de la consommation horaire de chef-lieu de Beni Ourtilane

Heures	(%)	Le débit horaire (m ³ /h)
0-1	0,9	18,849
1-2	0,9	18,849
2-3	0,9	18,849
3-4	1	20,943
4-5	1,35	28,273
5-6	3,85	80,631
6-7	5,2	108,9
7-8	6,2	129,847
8-9	5,5	115,187
9-10	5,85	122,517
10-11	5	104,715
11-12	6,5	136,13
12-13	7,5	157,073
13-14	6,7	140,319
14-15	5,35	112,046
15-16	4,65	97,385
16-17	4,5	94,244
17-18	5,5	115,187
18-19	6,3	131,942
19-20	5,35	112,045
20-21	5	104,715
21-22	3	62,829
22-23	2	41,886
23-24	1	20,943
Total	100	2094,31

Annexe (4) : Répartition de la consommation horaire de Agradou

Heures	(%)	Le débit horaire (m ³ /h)
0-1	0,6	1,889
1-2	0,6	1,889
2-3	1,2	3,778
3-4	1,2	3,778
4-5	3,5	11,021
5-6	3,5	11,021
6-7	4,5	14,169
7-8	10,2	32,118
8-9	8,8	27,709
9-10	6,5	20,467
10-11	4,1	12,91
11-12	4,1	12,91
12-13	3,5	11,021
13-14	3,5	11,021
14-15	4,7	14,799
15-16	6,2	19,522
16-17	10,4	32,747
17-18	9,4	29,598
18-19	7,3	22,986
19-20	1,6	5,038
20-21	1,6	5,038
21-22	1	3,1488
22-23	0,6	1,889
23-24	0,6	1,889
Total	100	314,88

Annexe (6) : Les prix des Conduites en PEHD PN 10

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2,0	40,15
25	2,0	51,23
32	2,0	64,47
40	2,4	97,69
50	3,0	150,53
63	3,8	238,48
75	4,5	338,61
90	5,4	446,80
110	6,6	665,64
125	7,4	843,99
160	9,5	1382,45
200	11,9	2162,92
250	14,8	3357,81
315	18,7	5057,83
400	23,7	8115,39
500	29,7	12616,15
630	37,4	19980,32

Annexe (7): Les prix des Conduites en PEHD PN 16

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2,0	40,74
25	2,3	59,87
32	3,0	99,14
40	3,7	153,50
50	4,6	238,07
63	5,8	376,64
75	6,8	529,43
90	8,2	691,61
110	10,0	1026,15
125	11,4	1316,19
160	14,6	2151,15
200	18,2	3378,11
250	22,7	5226,50
315	28,6	8026,99
400	36,3	12966,67
500	45,4	19569,51
630	57,2	31072,20

Annexe (9): Différents diamètres obtenus pour le réseau distribution

Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Pression nominale
110	6,6	96,8	PN10
90	5,4	79,2	PN10
125	4,5	66	PN10
63	3,8	55,4	PN10
63	5,8	51,4	PN16
50	3,0	44	PN10
40	2,4	35,2	PN10
32	2	28	PN10
32	3	26	PN16
25	2	21	PN10
20	2	16	PN10

Résumé

Le présent mémoire de fin d'études présente un projet d'alimentation en eau potable de chef-lieu de la commune de Beni Ourtilane et la distribution du village d'Agradou.

Après avoir estimé les besoins en eau futurs, nous avons procédé au dimensionnement des conduites d'adduction et des réservoirs. Par la suite, nous avons choisi les pompes adaptées au système étudié. L'étude du coup de bélier a été réalisée. A la fin, nous avons dimensionné le réseau de distribution du village d'Agradou.

Mots clés : Alimentation en eau potable, réservoirs, adduction, pompes, coup de bélier, distribution.

Abstract

The present memory presents a water supply project of the capital of department Beni-Ourtilane and distribution of the village of Agradou. After estimating future water needs, we proceeded to the sizing of transmission mains and reservoirs. Subsequently, we selected the appropriate pumps to the studied system. The study of water hammer was realised. At the end, we sized the distribution network of the village of Agradou.

Keywords: drinking alimentation, reservoir, water supply, pumps, water hammer, distribution.

ملخص

مذكرة نهاية الدراسة تكمن في تزويد بمياه الشرب لمركز بلدية بني ورثلان ولاية سطيف. و توزيع المياه لقرية اقردو

بعد تقدير الاحتياجات المائية المستقبلية قمنا بتحجيم أنابيب النقل و خزانات المياه و كذلك تم اختيار المضخات المناسبة. تمت دراسة المطرقة المائية على كل القنوات. في الأخير تم تحجيم شبكة توزيع المياه لقرية اقردو.

الكلمات المفتاحية :

الخزانات, المضخات, المطرقة المائية, شبكة توزيع المياه

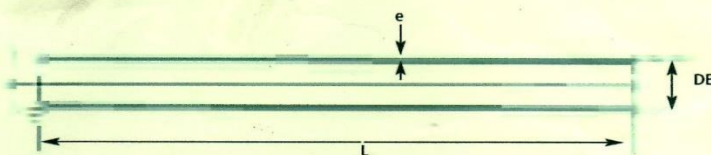
Annexe(5) : tuyaux fonte ductile



ELECTROSTEEL
TUYAUX & RACCORDS FONTE DUCTILE
ADDUCTION, IRRIGATION & ASSAINISSEMENT
 ELECTROSTEEL EUROPE S.A. - FRANCE
 Z.I. NORD - 9 rue de Gallée - 13200 ARLÈS - TEL. (33) 04 90 96 81 30 - Portable service commercial (33) 06 77 05 82 23
 FAX (33) 04 90 96 81 31 - E-mail : contact@electrosteel.fr - www.electrosteel.fr



TUYAUX FONTE DUCTILE - AEP
EN 545
ISO 2531



DN	Diamètre extérieur DE		Epaisseur fonte 'e' (K9)		Pression minimale d'essai en usine (bar) K9	Epaisseur fonte 'e' (C40)		Pression minimale d'essai en usine (bar) C40
	Nominal (mm)	Tolérance (mm)	Nominal (mm)	Tolérance (mm)		Nominal (mm)	Tolérance (mm)	
80	98	+1 à - 2,7	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
100	118	+1 à - 2,8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
125	144	+1 à - 2,8	6,0	-1,3	50	4,8	-1,3	40
150	170	+1 à - 2,9	6,0	-1,5	50	5,0	-1,5	40
200	222	+1 à - 3,0	6,3	-1,5	50	5,4	-1,5	40
250	274	+1 à - 3,1	6,8	-1,6	50	5,8	-1,6	40
300	326	+1 à - 3,3	7,2	-1,6	50	6,2	-1,6	40
350	378	+1 à - 3,4	7,7	-1,7	40	7,0	-1,7	40
400	429	+1 à - 3,5	8,1	-1,7	40	7,8	-1,7	40
450	480	+1 à - 3,6	8,6	-1,8	40	-	-	-
500	532	+1 à - 3,8	9,0	-1,8	40	-	-	-
600	635	+1 à - 4,0	9,9	-1,9	40	-	-	-
700	738	+1 à - 4,3	10,8	-2	32	-	-	-
800	842	+1 à - 4,5	11,7	-2,1	32	-	-	-
900	945	+1 à - 4,8	12,6	-2,2	32	-	-	-
1000	1048	+1 à - 5,0	13,5	-2,3	32	-	-	-





Introduction générale



Conclusion générale

Chapitre I :

Présentation du site et estimation des besoins

Chapitre VI :

Etude du réseau de distribution

Chapitre II :

Réservoirs

Chapitre III :

Etude d'adduction

Chapitre IV :

Pompes et station de pompage

Chapitre V:

Protection et pose des conduites



Bibliographie



Annexes