REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme de Master académique en Hydraulique

Option : Ouvrages Hydrauliques

Thème :

Renforcement en alimentation en eau potable de la commune de BOUZEGUENE à partir du barrage TICHY-HAF et des deux forages d'OUZELLAGUENE

Présenté par :

BAHLOUL Asma
ABED Imene

Dirigé par :

BOUHALI.S

Présenté devant les membres de jury :

DAHMOUS.H
AMOUR.A
HADJ HAMOU.A

Promotion : 2019/2020

Remerciement

Tout d'abord, nous remercions Dieu, notre créateur de nos avoir donné la force, la Volonté et le courage afin d'accomplir ce modeste travail.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur notre reconnaissance à l'égard de notre promoteur Mr BOUHALI.S pour sa disponibilité, son professionnalisme et surtout, pour son savoir-faire, générosité et l'ensemble de ses cours qui nous ont fait arriver à ce stade de réflexion, pour ses conseils et ses dirigés du début à la fin de ce travail.

Nous tenons à remercier :

Tous les fonctionnaires de la D.R.E. de Tizi ouzou, notamment

Notre Co-encadreur Mr HADJ HAMOU.A d'avoir proposé ce sujet, pour ses conseils et ses dirigés qui nous ont été infiniment utiles

Mr TAREB.R pour son aide.

Les subdivisionnaires, notamment Mr. SAHI.R

Nous tenons également à remercier Messieurs les Membres de Jury pour l'honneur qu'ils Nous ont fait en acceptant de siéger à notre soutenance,
Nous vous

Remercions pour l'intérêt que vous avez porté à ce travail et pour vos précieux conseils et Remarques.

Finalement, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à Mme KEBBAB.L

A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Ainsi que l'ensemble des Enseignants qui ont contribué à notre formation.

IMENE.A et ASMA.B

Dédicaces

A ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai pas te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A la mémoire de mon cher père

Ce travail est dédié à mon père, décédé trop tôt, qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études.

J'espère que, du monde qui est sein maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'une fille qui a toujours priée pour le salut de son âme.

Puisse dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde !

A ma chère grand-mère

A mon cher oncle CHERIF et A mes chères tantes

Qui m'ont toujours souhaité le succès.

A mon cher frère RAFIK et A ma chère sœur MELISSA

A mes chers cousines et cousins

A ma chère binôme et amie ASMA

A tous mes amis exceptionnellement : SARA, KATIA et OMAR

A toute la promotion d'hydraulique

Puisse dieu vous donne santé, bonheur, courage, et surtout réussite.

Je remercierai de tout mon cœur

Tous ceux qui ont contribué à mon aide et à mon bonheur du près ou de loi jusqu'à ce jour.

Imene

Dédicaces

A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons et les mauvais moments de notre vie, Ces personnes qui ont cru en nous et qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter.

Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu :

A mes très chers parents AHMED et DJAMILA, qui n'ont pas cessé de me soutenir et m'encourager. Ce travail est le fruit de vos sacrifices et votre soutien moral et matériel que vous avez consentis pour mon éducation dont ils ont fait preuve pour ma réussite.

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

A ma chère grand-mère SADIA que dieu la protège.

A mes chères sœurs TINHINANE, MAROUA, MERIEM et AIDA qui sont le bonheur de ma vie.

A ma chère binôme et amie IMENE et sa famille

A tous mes chers amis exceptionnellement : KATIA, SARA et KARIM.

A toute la promotion hydraulique 2020

A tous ceux qui ont pensé à moi.

ASMA

SOMMAIRE

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction : 2

I.2. Présentation de site : 2

I.2.1. Situation géographique de la commune : 2

I.2.2. Caractéristiques de l'urbanisation et situation démographique : 3

I.2.3. Aspect physique de la commune : 4

I.2.3.1. La situation topographique : 4

I.2.3.2. La situation climatique : 4

I.2.4. Situation hydrographique et hydrogéologique : 8

I.2.5. Situation Hydraulique : 8

I.2.5.1 Le réseau d'AEP : 8

I.2.5.2 Le réseau d'assainissement : 13

I.3. Conclusion : 15

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction : 16

II.2. Estimation des besoins en eau : 16

II.2.1. Usage domestique : 17

II.2.2. Usage public : 17

II.2.3. Usage agricole : 17

II.2.4. Usage industriel : 17

II.3. Situation démographique et son évolution : 17

II.3.1. Estimation de la population future : 18

II.3.2. Choix de la norme de consommation domestique unitaire de la population : 20

II.4. Consommation moyenne journalière : 21

II.5. Estimation des différents types de besoins : 21

II.5.1. Besoins domestiques actuels 2020 et futurs 2030, 2040 et 2050 : 21

II.5.2. Besoins scolaires actuels 2020 et futurs 2030, 2040 et 2050 : 23

II.5.2.1. Besoins scolaires des équipements existants : 23

II.5.2.2. Besoins scolaires des équipements à projeter : 24

II.5.3. Les besoins sanitaires : 24

II.5.3.1. Les besoins sanitaires des équipements existants : 24

II.5.4. Les besoins municipaux : 26

II.5.4.1. Les besoins municipaux des infrastructures existantes : 26
II.5.4.2. Les besoins municipaux des infrastructures à projeter : 26
II.5.5. Les besoins industriels : 27
II.5.6. Les besoins socioculturels : 27
II.5.6.1. Les besoins socioculturels des équipements existants : 27
II.5.6.2. Les besoins socioculturels des équipements à projeter : 27
II.5.7. Les besoins commerciaux : 28
II.5.8. Les besoins d'élevage : 29
II.5.9. Récapitulatif des différents besoins actuels 2020 et futurs 2050 : 30
II.6. Majoration de la consommation moyenne journalière : 32
II.7. Variation de la consommation journalière : 33
II.8. Variation du débit horaire : 33
II.9. Bilan ressources-besoins : 35
I.5. Conclusion : 35

Chapitre III : Réservoirs

III.1. Introduction : 36
III.2. Définition et rôle : 36
III.3. Classification des réservoirs : 36
III.4. Equipement des réservoirs : 37
III.4.1. Conduite d'arrivée : 37
III.4.2. Conduite de distribution : 37
III.4.3. Conduite trop plein : 38
III.4.4. Conduite de vidange : 38
III.4.5. Conduite by-pass : 38
III.4.6. Reserve d'incendie : 39
III.5. Capacité de réservoir : 40
III.5.1. Méthode analytique : 40
III.5.2. Méthode graphique: 42
III.6. Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprises : 43
III.6.1. Dimensionnement du réservoir de la station de reprise (SR1) : 43
III.6.2. Calcul de la capacité des stations de reprise SR02, SR03 et SR04: 45
III.6.3. Dimensionnement du réservoir final : 46
III.6.4. Dimensionnement de réservoirs de tête R06 de la première zone d'étude de la commune de Bouzeguène : 48
III.6.5. Dimensionnement de brise charge: 50
III.6.6. Dimensionnement de réservoir R07 : 52

III.6.7. Dimensionnement de réservoir R08 : 54
III.7. Conclusion: 56

Chapitre IV : Adduction

IV.1. Introduction : 56
IV.2. Type d'adduction : 57
IV.2.1. Adduction gravitaire : 57
IV.2.2. Adduction par refoulement : 57
IV.3.3. Adduction mixte : 57
IV.3. Choix du tracé : 57
IV.4. Choix de type des conduites : 57
IV.5. Étude techno économique : 58
IV.5.1. Calcul de diamètre économique : 59
IV.5.2. Calcul de la vitesse : 59
IV.5.3. Calcul des pertes de charge : 60
IV.5.4. Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt) : 61
IV.5.5. Puissance de pompage : 61
IV.5.6. Energie consommée par la pompe : 62
IV.5.7. Frais d'exploitation : 62
IV.5.8. Frais d'amortissement : 62
IV.5.9. Calcul du bilan : 62
IV.6. Détermination des diamètres économiques : 63
IV.6.1. Adduction par refoulement : 63
IV.6.1.1. Conduite (Forage 1-Nœud) : 63
IV.6.1.2. Conduite (ForageN02-Nœud) : 64
IV.6.1.3. Conduite (Nœud-SR01) : 65
IV.6.1.4. Conduite (SR1-SR2) : 66
IV.6.1.5. Conduite (SR2-SR3) : 68
IV.6.1.6. Conduite (SR3-SR4) : 69
IV.6.1.7. Conduite (SR4-Rf) : 71
IV.6.2. Adduction gravitaire 72
IV.6.2.1. Conduite (PointdePiquage-SR01) : 72
IV.6.2.2. Conduite (Rf-R06) : 73
IV.6.2.3. Conduite (Rf-Brise de charge) : 74
IV.6.2.4.Conduite (Brise de charge-R7) : 75
IV.6.2.5. Conduite (Brise de charge-R8) : 76

IV.7. Tableau récapitulatif : 77
IV.8. Conclusion : 78

Chapitre V : pompes et stations de pompage

V.1. Introduction : 79
V.2. Classification des pompes : 79
V.3. Principe de fonctionnement des pompes centrifuges : 80
V.4. Etanchéité d'une pompe centrifuge : 81
V.5. Couplage des pompes : 81
V.5.1. Couplage en série : 82
V.5.2. Couplage en parallèle : 82
V.6. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges : 83
V.6.1. Hauteur manométrique totale : 83
V.6.2. La vitesse de rotation : 83
V.6.3. La puissance : 83
V.6.3.1. La puissance absorbée par la pompe : 83
V.7. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges : 83
V.8. Caractéristiques d'une conduite : 84
V.9. Le point de fonctionnement de la pompe : 85
V.9.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage : 85
V.9.2. Régulation par étouffement (Le vannage) : 86
V.9.3. Rognage de la roue : 86
V.9.4. Variation de la vitesse de rotation : 86
V.10. Le phénomène de cavitation : 87
V.10.1. La cavitation dans les pompes : 87
V.10.2. Notion du NPSH : 87
V.8. Choix des pompes du projet : 89
V.8.1. Forage 1 : 89
V.8.2 Forage 2 : 90
V.8.3. Station de reprise SR1 : 92
V.8.3. Station de reprise SR2 : 95
V.8.4. Station de reprise SR3 : 97
V.8.5. Station de reprise SR4 : 100
V.9. Etude de la cavitation : 102
V.10. Conclusion : 103

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

VI.1. Introduction : 104

VI.2. Première partie : Pose des conduites 104

VI.2.1. Pose en tranchées : 104

VI.2.2. Traverse des points spéciaux : 105

VI.2.2.1. Traversée d'une route : 106

VI.2.2.2. Traversées d'oueds : 106

VI.2.2.3. Pose de canalisation dans un terrain peu consistant : 106

VI.2.2.4. Les butées : 106

VI.2.3. Désinfection des conduites : 107

VI.3. Deuxième partie : Protection contre la corrosion 107

VI.3.1. La corrosion externe : 107

VI.3.2. La corrosion interne : 107

VI.4. Troisième partie : Protection contre le coup de bélier 108

VI.4.1. Les causes du coup de bélier 108

VI.4.2. Les effets du coup de bélier : 108

VI.4.3. Equipements et moyens de protection : 108

VI.4.3.1. Le volant d'inertie : 108

VI.4.3.2. Les soupapes de décharge : 109

VI.4.3.3. Clapet by-pass 109

VI.4.3.4. Les ventouses : 110

VI.4.3.5. Cheminées d'équilibre : 111

VI.4.3.6. Le réservoir d'air : 111

VI.5. Etude du coup de bélier : 112

VI.6. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons : 113

VI.6.1. Tronçons de refoulement : 113

VI.6.1.1. Tronçon (Forage01-Nœud) : 113

VI.6.1.2. Tronçon (Forage02-Nœud) : 114

VI.6.1.3. Tronçon (Nœud-SR01) : 114

VI.6.1.4. Tronçon (SR01-SR02) : 114

VI.6.1.5. Tronçon (SR02-SR03) : 115

VI.6.1.6. Tronçon (SR03-SR04) : 115

VI.6.1.7. Tronçon (SR04-Rf) 116

VI.6.2. Adduction gravitaire : 116

VI.6.2.1. Tronçon (Point de Piquage-SR01) : 116

VI.6.2.2. Tronçon (Rf-R06) : 116
VI.6.2.3. Tronçon (Rf-Brise charge) : 117
VI.6.2.4. Tronçon (Brise charge-R07) : 117
VI.6.2.5. Tronçon (Brise charge-R08) : 117
VI.6.3. Interprétation des résultats : 118
VI.6.4. Méthode de calcul du réservoir d'air 119
VI.6.4.1. Principe de calcule de réservoir d'air 119
VI.6.4.2. Application du calcul pour le tronçon (SR02- SR03) : 120
VI.6.4.3. Application du calcul pour le tronçon (SR04-Rf) 124
VI.6.5. Tronçons gravitaires : 127
VI.6.5.1 Tronçon (Rf-R06) : 128
VI.7. Conclusion : 128
Conclusion générale 129

Liste des Figures

Figure I. 1 : *Localisation de la zone d'étude* ***[2]*** 2
Figure I. 2 : Urbanisation linéaire de la région d'étude. 3
Figure I. 3 : Topographie de la région d'étude [source : ArcGIS maps online] 4
Figure I. 4 : Courbes des températures (maximales, moyennes et minimales) mensuelles (1998-2013). 6
Figure I. 5 : Histogramme des précipitations moyennes mensuelles pour la période 7
Figure I. 6 : *Diagramme ombrothermique.* 7

Figure II. 1 : *Diagramme de l'évolution de la population pour déférents horizons* 20
Figure II. 2 : *Répartition des besoins domestiques par zone et par horizon* 23
Figure II. 3 : *Evolution des besoins 2020-2050* 31
Figure II. 4 : *Répartitions des besoins futurs 2050 par zone* 32
Figure II. 5 : *Bilan ressources-besoins* 35

Figure III. 1 : adduction en chute libre **38**
Figure III. 2 : adduction noyée **38**
Figure III. 3 : Conduite de distribution **38**
Figure III. 4 : Trop plein et vidange **38**
Figure III. 5 : By-pass entre l'adduction et la distribution **38**
Figure III. 6 : Système de deux prises **39**
Figure III. 7 : Système à Siphon **39**
Figure III. 8 : schéma général d'un réservoir avec équipements **40**
Figure III. 9 : dimensionnement d'un réservoir par la méthode graphique **43**
Figure III. 10 : Brise charge décanteur **51**
Figure III. 11 : Brise charge avec décanteur et filtre **51**

Figure V. 1 *: forme de l'aube (roue) des pompes centrifuges* 80
Figure V. 2 : *Forme de la roue des turbopompes* 81
Figure V. 3 : *presse étoupe* 81
Figure V. 4 : *Pompes en série* 82
Figure V. 5 : *Pompes en parallèle.* 82
Figure V. 6 : *Courbes caractéristiques des pompes et des conduites* 84
Figure V. 7 : *courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge* 84
Figure V. 8 : *Point de fonctionnement d'une pompe* 85
Figure V. 9 : *Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré* 87
Figure V. 10 *: Graphe des courbes NPSH.* 88
Figure V. 11 : *photos illustre le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.* 88
Figure V. 12 : *courbes caractéristiques de la pompe (A) du forage 1.* 89
Figure V. 13 : *courbes caractéristiques de la pompe (B) du forage 2.* 90
Figure V. 14 : *Détermination du point de fonctionnement de pompe.* 92
Figure V. 15 : *courbes caractéristiques da la pompe (C) de la station de reprise STR1* 93
Figure V. 16 : *Détermination du point de fonctionnement de pompe* 94

Figure V. 17 : *courbes caractéristiques de la pompe (D) de la station de reprise SR2* 95
Figure V. 18 : *Détermination du point de fonctionnement de pompe (D).* 97
Figure V. 19 : *Courbes caractéristiques de la pompe (E) de la conduite de la station SR03* 98
Figure V. 20 : *Détermination du point de fonctionnement de pompe* 99
Figure V. 21 *: courbes caractéristiques de la pompe (I) et (J) de la station de reprise STR4.* 100
Figure V. 22 : *Détermination du point de fonctionnement de pompe* 102

Figure VI. 1 : *coupe transversale d'une fouille.* 105
Figure VI. 2 : *Pose des conduites dans un terrain peu consistant.* 106
Figure VI. 3 : *Les butées* 107
Figure VI. 4 : *Volant d'inertie* 109
Figure VI. 5 : *Soupape de décharge* 109
Figure VI. 6 : *by-pass* 110
Figure VI. 7 : *une ventouse* 110
Figure VI. 8 : *Cheminée d'équilibre* 111
Figure VI. 9 : *Réservoir d'air* 112
Figure VI. 10 : *Épure de BERGERON pour le tronçon (SR02-SR03)* 123
Figure VI. 11 : *Variation de pression absolue pour le tronçon (SR02-SR03)* 123
Figure VI. 12 : *profil de pressions pour le tronçon (SR02-SR03)* 124
Figure VI. 13 : *Épure de BERGERON pour le tronçon (SR04-Rf)* 126
Figure VI. 14 : *Variation de pression absolue pour le tronçon (SR04-Rf)* 126
Figure VI. 15 : *profil de pressions pour le tronçon (SR04-Rf)* 127

Liste des Tableaux

Tableau I. 1 : Températures enregistrées pour la période 1998-2013 5
Tableau I. 2 : *Valeurs des températures (maximales, moyennes et minimales) pour la période (1997-2006) [1]* 5
Tableau I. 3 : *pluviométrie de la zone d'étude pour la période 1998-2013.* 6
Tableau I. 4 : *Précipitations moyennes mensuelles interannuelles pour la période 1998-2013 [1]* 6
Tableau I. 5 : *Températures et précipitations moyennes mensuelles interannuelles de la commune de bouzeguene pour la période (1998-2013).* 7
Tableau I. 6 : *Récapitulatif des ressources en eau existantes dans la commune.* 9
Tableau I. 7 : *Adduction principale.* 9
Tableau I. 8 : *Adduction secondaire* 9
Tableau I. 9 : *Caractéristiques des réservoirs de la commune de Bouzeguene* 10
Tableau I. 10 : *Bilan besoins- ressources pour la population alimentée à partir de la chaine Adardar et le nouveau captage de Boubhir* 12
Tableau I. 11 : *Bilan besoins ressources pour la population alimentée à partir des sources Insar, Aghendjour et Thala Bouada* 12
Tableau I. 12 : *Bassins de décantation de la commune de Bouzeguene* 14

Tableau II. 1 *: Répartition de la population de Bouzeguene (RGPH 1998)* 17
Tableau II. 2 : Répartition de la population de Bouzeguene pour les différents horizons 19
Tableau II. 3 : *Répartition de la population de Bouzeguene par zone* 20
Tableau II. 4 : dotation domestique par taille de l'agglomération [source PNE 2010] 21
Tableau II. 5 : *Répartition des besoins domestiques par villages* 21
Tableau II. 6 : *Evaluation des besoins scolaires des équipements existants* 23
Tableau II. 7 : *Evaluation des besoins scolaires des équipements à projeter* 24
Tableau II. 8 : *Evaluation des besoins sanitaires des équipements existants* 25
Tableau II. 9 : *Evaluation des besoins sanitaires des équipements à projeter* 25
Tableau II. 10 : *Evaluation des besoins municipaux des équipements existants* 26
Tableau II. 11 : *Evaluation des besoins municipaux des équipements à projeter* 26
Tableau II. 12 : *Evaluation des besoins industriels* 27
Tableau II. 13 : *Evaluation des besoins socioculturels des équipements existants* 27
Tableau II. 14 : *Evaluation des besoins socioculturels des équipements à projeter* 27
Tableau II. 15 : *Evaluation des besoins commerciaux* 28
Tableau II. 16 : *Evaluation des besoins d'élevage* 29
Tableau II. 17 : *tableau récapitulatif des différents besoins actuels 2020 et futurs 2050* 30
Tableau II. 18 : *Les consommations moyennes journalières majorées* 32
Tableau II. 19 : *Estimation des débits max et min des différentes zones à l'horizon 2050* 33
Tableau II. 20 : *Valeurs de βmax en fonction du nombre d'habitants* 34
Tableau II. 21 : *Les valeurs de βmax et* $K_{max.h}$ *à l'horizon 2050* 34
Tableau II. 22 : *La consommation moyenne et maximale horaire pour chaque zone* 34

Tableau III. 1 : *Capacité du réservoir de la station de reprise (SR1)* 44
Tableau III. 2 : *zones à desservir par le réservoir de final* 46
Tableau III. 3 : *Dimensionnement du réservoir final* 47
Tableau III. 4 : *Dimensionnement du réservoir de tête R06* 48

Tableau III. 5 : *Dimensionnement du réservoir R07* 52
Tableau III. 6 : *Dimensionnement du réservoir R08* 54

Tableau IV. 1 : *Calcul de la HMT* 63
Tableau IV. 2 : *Les frais d'exploitation* 63
Tableau IV. 3 : *Les frais d'amortissement* 63
Tableau IV. 4 : *Calcul du bilan* 64
Tableau IV. 5 : Calcul de la HMT 64
Tableau IV. 6 : *Les frais d'exploitation* 64
Tableau IV. 7 : *Les frais d'amortissement* 65
Tableau IV. 8 : *Calcul du bilan* 65
Tableau IV. 9 : *Calcul de la HMT* 65
Tableau IV. 10 : *Les frais d'exploitation* 66
Tableau IV. 11 : *Les frais d'amortissement* 66
Tableau IV. 12 : *Calcul du bilan* 66
Tableau IV. 13 : *Calcul de la HMT* 67
Tableau IV. 14 : *Les frais d'exploitation* 67
Tableau IV. 15 : *Les frais d'amortissement* 67
Tableau IV. 16 : *Calcul du bilan* 67
Tableau IV. 17 : *Calcul de la HMT* 68
Tableau IV. 18 : *Les frais d'exploitation* 68
Tableau IV. 19 : *Les frais d'amortissement* 69
Tableau IV. 20 : *Calcul du bilan* 69
Tableau IV. 21 : *Calcul de la HMT* 69
Tableau IV. 22 : *Les frais d'exploitation* 70
Tableau IV. 23 : *Les frais d'amortissement* 70
Tableau IV. 24 : *Calcul du bilan* 70
Tableau IV. 25 : *Calcul de la HMT* 71
Tableau IV. 26 : *Les frais d'exploitation* 71
Tableau IV. 27 : *Les frais d'amortissement* 72
Tableau IV. 28 : *Calcul du bilan* 72
Tableau IV. 29 : *Calcul des pertes de charge totales de la conduite (Point de piquage-SR01)* 72
Tableau IV. 30 : *Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Rf-R06)* 73
Tableau IV. 31 : *Calcul des pertes de charge totales de la conduite (Rf-Brise de charge)* 74
Tableau IV. 32 : *Calcul des pertes de charge totales de la conduite (Brise de charge-R7)* 75
Tableau IV. 33 : *Calcul des pertes de charge totales de la conduite (Brise de charge-R08)* 76
Tableau IV. 34 : *Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons* 77

Tableau V. 1 : *Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température* 88
Tableau V. 2 : *Vérification de non cavitation* 102

Tableau VI. 1 : *Les différents matériaux utilisés dans la tranchée* 105
Tableau VI. 2 : *Valeurs du coefficient K* 112
Tableau VI. 3 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (Forage01-Noeud)* 114

Tableau VI. 4 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (Forage02-Noeud)* 114
Tableau VI. 5 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (Nœud-SR01)*..... 114
Tableau VI. 6 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (SR01-SR02)* 115
Tableau VI. 7 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (SR02-SR03)* 115
Tableau VI. 8 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (SR03-SR04)* 115
Tableau VI. 9 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (SR04-Rf)* 116
Tableau VI. 10 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (PP-SR01)* 116
Tableau VI. 11 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (Rf-R06)* 117
Tableau VI. 12 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (B-Rf)* 117
Tableau VI. 13 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (B-R07)* 117
Tableau VI. 14 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (Brise charge-R08)* 118
Tableau VI. 15 : *Tableau récapitulatif* 118
Tableau VI. 16 : *Calcul du réservoir d'air de tronçon (SR02-SR03).*..... 122
Tableau VI. 17 : *Calcul du réservoir d'air de tronçon (SR04-Rf).*..... 125
Tableau VI. 18 : *Valeur du temps de retour de l'onde de déformation* 128

Liste des symboles

A : L'amortissement annuel (Annuité) ;

a : La célérité de l'onde (m/s) ;

BL : Le bilan en (DA) ;

B : La valeur du coup de bélier (m) ;

C : Coefficient de perte de charge de la tuyère ;

CTN : Côte Terrain Naturel en (m) ;

CTP : Côte Trop Plein en (m) ;

C' : coefficient de perte de charge dans un diaphragme ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

Dext : Diamètre extérieur ;

Dint : Diamètre intérieur ;

Dmin : diamètre minimal de la conduite (m) ;

Dmax : diamètre maximal de la conduite (m) ;

d : Diamètre de la tuyère (m) ;

d' : Diamètre de la veine contractée (m) ;

E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;

e : Epaisseur de la conduite (mm) ;

g : Accélération de la pesanteur en (m2/s) ;

Hs : La valeur maximale de la pression-surpression ;

Hd : La valeur maximale de la pression-dépression ;

Ha : Hauteur d'aspiration en (m) ;

Hg : Hauteur géométrique en (m) ;

Hmt: La hauteur manométrique totale (m) ;

H0 : Pression absolue de la conduite (m) ;

i : Taux d'annuité (%) ;

J : Pertes de charge par frottement en (m/ml) ;

Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m) ;

Jv : Perte de charge créer par la vanne en (m) ;

K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi ;

Kmax.j : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération ;

Kmin.j : Coefficient d'irrégularité minimal ;

Kmax.h : Coefficients de variation de consommation maximum horaire ;

Kmin.h : Coefficients de variation de consommation minimum horaire ;

L : Longueur de la conduite en (m) ;

m : Coefficient de rognage ;

Ni: Nombre de consommateurs ;

N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min) ;

n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n =30 ans) ;

(NPSH) d : Charge nette minimale disponible à l'aspiration (m) ;

(NPSH) r : Charge nette minimale requise à l'aspiration (m);

P : Population de l'horizon considéré ;

P0 : Population de l'horizon de référence ;

Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW) ;

Pr : le prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;

Pu : Prix unitaire du K.W.h. en (DA) ;

P% : Résidu maximal dans le réservoir (%) ;

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

Qmax.h : Débit entrant dans la station (m3/h) ;

Qmax.j : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année (m3/j) ;

Qmin.j : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année (m3/j) ;

Qmoy.j : Consommation moyenne journalière des consommateurs en (m3/j) ;

Qmax.j : Consommation maximale journalière (m3/j) ;

q : Dotation moyenne journalière des consommateurs en (l/j/cons) ;

Re : Nombre de Reynolds ;

r: Le pourcentage de rognage ;

S : Section de la conduite (m2) ;

Tv: C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée ;

T: Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite ;

Tp : Nombre d'heure de pompage (h) ;

t : Taux d'accroissement ;

U0 : Volume d'air initial ;

V : Vitesse d'écoulement en (m/s) ;

V1 : Vitesse d'eau dans la tuyère en cas de la montée de l'eau (m/s) ;

V2 : Vitesse d'eau dans la tuyère en cas de la descente de l'eau (m/s) ;

Vf : Vitesse finale choisie ;

Vmax : Volume maximal de stockage (m3) ;

Vm: Moyenne arithmétique de la vitesse choisie ;

Vsr : Volume de la station de reprise (m3) ;

Vt : Volume total du réservoir d'air (m3) ;

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

Z0 : Pression absolue (m) ;

αmax : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort ;

βmax : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant ;

ϑ: Viscosité cinématique de l'eau (m2/s) ;

ρ : Masse volumique de l'eau ;

η : Rendement de la pompe en % ;

λ: Coefficient de pertes de charge ;

θ : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite ;

δ0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;

ϕ : Diamètre de la veine contractée (m) ;

ΔHS : Perte de charge singulière (m) ;

ΔHL : Perte de charge linéaire (m) ;

ΔHT : Perte de charge totale (m) ;

Δh1 : perte de charge à la montée de l'eau ;

Δh2 : perte de charge à la descente de l'eau

Introduction générale

Introduction générale

L'eau, source de la vie et du développement compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses ayant une importance considérable pour le développement social et économique. L'Algérie comme tant d'autres pays souffre de l'insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable qui est due principalement à l'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie.

Devant une telle situation, il est impératif de concevoir des systèmes ingénieux d'approvisionnement et de gestion des ressources hydriques pour satisfaire la demande qui ne cesse d'accroitre.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé *« Renforcement en alimentation en eau potable de la commune de BOUZEGUENE à partir du Barrage TICHY HAF et des deux forages d'OUZELLAGUENE », et* qui consiste à l'élaboration d'une étude d'alimentation en eau potable permettant de répondre aux besoins de la population jusqu'à l'horizon 2050.

Notre plan de travail s'articulera en plusieurs chapitres ;

En premier lieu, nous commencerons notre travail par une présentation de la zone d'étude en décrivant les différentes situations : géographique, démographique, topographique, climatique, hydrographique, hydrogéologique et hydraulique.

Le deuxième chapitre sera consacré à l'évaluation des besoins en eau des différentes catégories consommatrices existantes et cela pour divers horizons, ce qui va nous permettre d'estimer le déficit par rapport aux ressources actuelles ;

Dans le troisième chapitre, nous allons vérifier et dimensionner, respectivement, les réservoirs existants et projetés ainsi que les stations de reprise qui servent à l'adduction.

Par la suite, le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau d'adduction par la combinaison de l'étude technique et économique.

Par ailleurs, le cinquième chapitre portera sur le choix des pompes adéquates aux installations à partir des catalogues de groupe électropompes disponible sur le marché.

On traite dans le dernier chapitre l'exécution et l'aménagement de la tranché et les techniques de pose pour chaque matériau. On apportera également une attention particulière à la protection des conduites contre les différents phénomènes pouvant affecter le bon fonctionnement du réseau ; à savoir la corrosion et le coup de bélier.

On terminera notre travail avec une conclusion générale.

Chapitre I : Présentation la zone d'étude

I.1. Introduction :

Notre étude a pour objectif de renforcer en alimentation en eau potable la commune de *Bouzeguene* (wilaya de *Tizi Ouzou)* à partir du barrage TICHY-HAF

Cette partie de l'étude consiste à présenter le site sous plusieurs aspects. Elle donne ainsi un aperçu des caractéristiques essentielles de la zone étudiée, à savoir : la situation géographique, démographique, topographique et climatique, hydrographique, hydrogéologique et hydraulique.

I.2. Présentation de site :

I.2.1. Situation géographique de la commune :

La commune de *Bouzeguène* (ou *Ath Wizgan*), est située au Sud-Est de la wilaya de *Tizi Ouzou*, à environ 75 km du chef-lieu de wilaya. Elle s'étend sur une superficie de 6690 ha, elle est délimitée (voir la *figure I.1*) :

- Au nord : par la commune d'*Idjeur* ;
- Au sud : par la commune d'*Illoula Oumalou* et *Béni Zikki* ;
- A l'Est : par la wilaya de *Bejaia* (La commune de *Chemini*) ;
- A l'Ouest : par la commune de *Ifigha*.

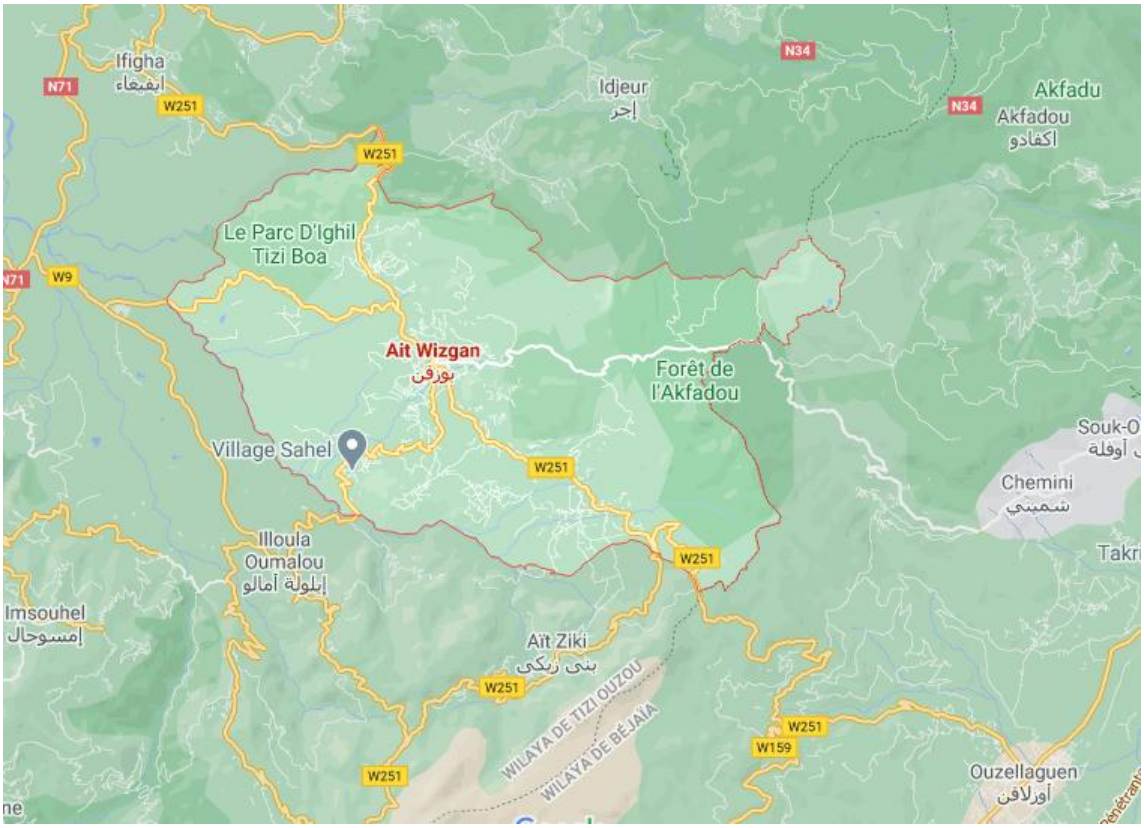


Figure I. 1 : *Localisation de la zone d'étude* ***[2]***

Elle est traversée par deux voies principales :

- Le CW 251 qui assure l'accessibilité de la commune de *Bouzguene* dans ses parties Nord-Ouest et Sud-est du fait qu'il traverse toute la commune.

- 03 chemins communaux qui permettent également son accessibilité à partir des communes d'*Illoula Oumalou*, *Béni Zikki* et la commune de *Chemini* (wilaya de *Bejaïa*).

I.2.2. Caractéristiques de l'urbanisation et situation démographique :

L'urbanisation dans la commune de Bouzeguene est le résultat de l'interaction des différents phénomènes urbanistiques.

Cette urbanisation due à l'extension qui se fait le long des voies principales créant ainsi le phénomène de la conurbation urbaine, en particulier le long du chemin de wilaya 251 [1]. L'interaction de ses phénomènes a donné naissance aux agglomérations suivantes :

a. **L'agglomération chef-lieu :**

L'agglomération chef-lieu de *Bouzeguene* est située au centre de la commune, elle regroupe une population totale de 21097 hab soit 86.78%. Cette population est le résultat de la fusion de 20 villages : *Ibekarene*, *Ait Ikene*, *Ait Said*, *Ibouysfene*, *Tizouine*, *Ait Ikhlef*, *Ait El karn*, *Ihitoussene*, *Ait Ferraache*, *Ait Semlal*, *Ait Azzouane*, *Ait Salah*, *Houra*, *Ahrik*, *Takoucht*, *Taourirt*, *Sahel*, *Ait Sidi Amar*, *Bouzeguene* Village avec *Bouzeguene* centre, cette fusion est due au phénomène de la conurbation urbaine conséquence de l'urbanisation linéaire surtout le long du CW 251 [1].

b. **L'agglomération secondaire** :

Cette agglomération est située au Nord-Ouest de la commune, elle est composée de 04 villages : *Ighil Tizi boa*, *Loudha N'Ighil*, *Tazrout* et *Ikoussa*, elle compte 3214 hab soit 13.22%, à rappeler que le même phénomène de la conurbation urbaine a fait naître cette agglomération [1].

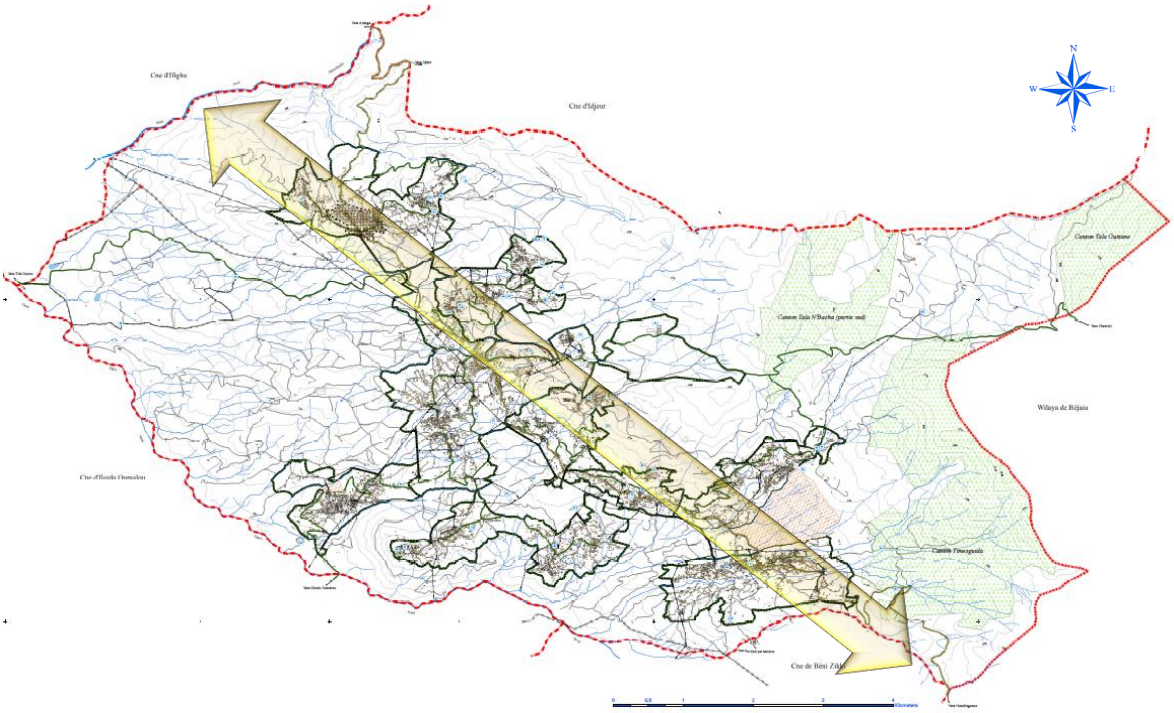


Figure I. 2 : Urbanisation linéaire de la région d'étude.

I.2.3. Aspect physique de la commune :

Il s'agit, dans cette partie, d'étudier les contraintes naturelles liées à l'aménagement à effectuer. Deux contraintes naturelles principales sont à étudier, à savoir : La situation topographique et la situation climatique.

I.2.3.1. La situation topographique :

Dans la conception d'un réseau d'alimentation en eau potable, la topographie joue un rôle déterminant dans le choix du tracé.

L'étude relative à la délimitation et à la caractérisation des zones de montagnes et les massifs montagneux du Djurdjura classe la commune de *BOUZEGUENE* dans la zone de moyenne montagne (étage inférieur), elle est composée de différentes classes d'altitudes qui sont [1] :

- Les altitudes de (250 m à 400 m) : cette classe occupe une moindre surface, occupant toute la bande Ouest du Nord au Sud de la commune, dont le point le plus bas se situe
- à l'oued sahel avec 250 m d'altitude et le point le plus haut est situé à 395 m ;
- Les altitudes de (400 m à 800 m) : apparaissent au centre, dont le point le plus bas est de 407 m et le point le plus haut au Sud de la commune avec une altitude de 795 m
- Les altitudes de (800 m à 1200 m) : cette classe se localise au Centre de notre zone d'étude dont le point le plus bas est de 803 m d'altitude au Sud exactement à *AHRIK*, et le plus haut point a une altitude de 1194 m dans le village *AGOUNI NTESFIT* ;
- Les altitudes de (1200 m à 1500 m) : cette classe se localise à l'Est de la commune de Nord au Sud, le point le plus bas 1212 m au village *Tizi-Tament* au Nord et le point le plus haut atteint 1482 m ;
- Les altitudes supérieures à 1500 m : constituent des petites surfaces au Nord et à l'Est de la commune, dont le point le plus haut à 1573 m au niveau de *Djebel Ezzeene*. [1]

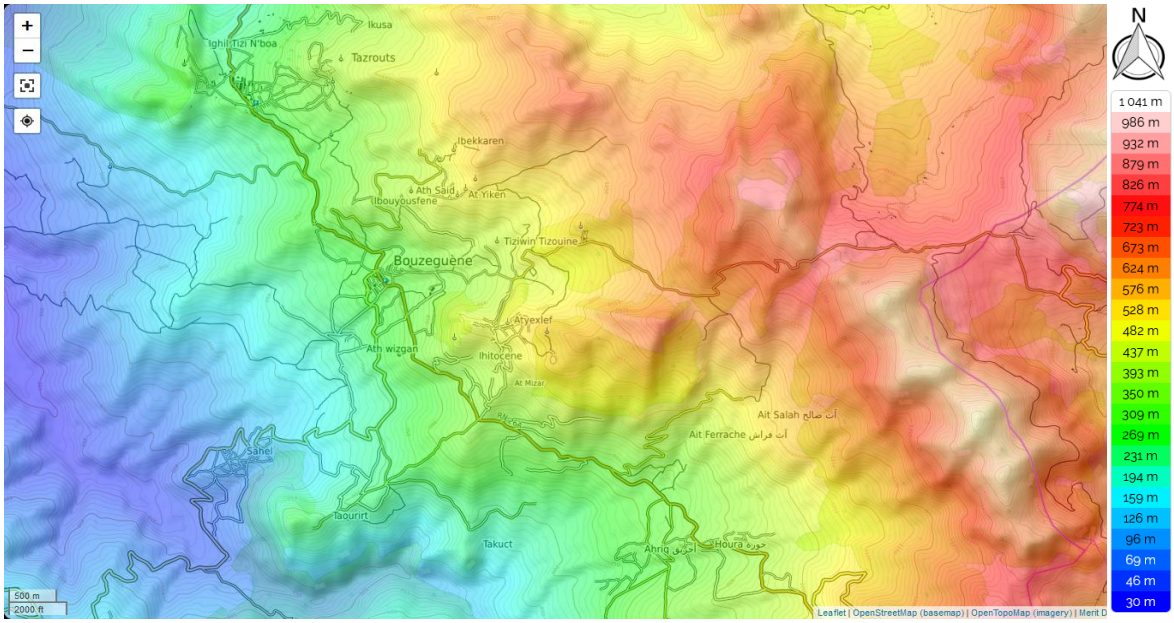


Figure I. 3 : Topographie de la région d'étude [source : ArcGIS maps online]

I.2.3.2. La situation climatique :

a. Le climat :

Le climat de la région de Bouzeguène est dit méditerranéen tempéré, caractérisé par un hiver froid et humide et un été chaud et sec [1].

b. Les températures :

L'analyse des données climatiques mesurées à la station météorologique de la wilaya de TIZI-OUZOU au cours de la période (1998-2013) a permis d'évaluer les paramètres suivants [1] :

Tableau I. 1 : Températures enregistrées pour la période 1998-2013

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Moy
1998	10.6	11.9	13.2	15.7	18	23.9	27.6	27.1	24.6	17.4	13.7	9.8	**17.79**
1999	10	8.9	13.3	15.8	21.4	25.2	27.8	29.4	25.4	22.4	13.4	10.5	**18.63**
2000	8.2	11.7	14.3	16.6	21.6	25.1	28.9	29.4	24.9	18.5	14.6	12.1	**18.83**
2001	10.8	10.3	16.8	15.9	19.1	26.6	28.3	29.1	24.7	23	14	9.2	**18.98**
2002	9.7	11.4	13.7	15.4	20.1	25.6	26.8	26.3	29.9	20.2	15.2	12.9	**18.93**
2003	10.1	9.3	13.8	15.7	18.7	27.1	28.8	29.4	23.9	20.4	15.7	10.6	**18.63**
2004	10,6	12,2	13,6	14,7	16,5	23,8	26,6	27	22,5	25,2	13,3	11,5	**18,13**
2005	7,4	7,7	12,8	15,5	20,6	25,2	28,3	26,9	23,2	20,5	13	10,6	**17,64**
2006	9,2	10	14,2	18,3	21,9	24,8	28,8	26,7	23,9	22,3	17,3	12,1	**19,13**
2007	11,4	13	12,3	15,7	19,5	23,3	27,5	28,1	23,7	19,4	13,6	10,6	**18,18**
2008	11	12,6	13	16,3	18,8	23,5	27,9	27,8	24,4	19,8	13,5	13,1	**18,48**
2009	10,8	10,4	12,7	14,0	21	25,2	29,6	28,0	22,7	19,2	15,3	15,8	**18,27**
2010	11,4	12,8	13,7	16,4	17,6	22,6	27,7	27,2	23,6	19,2	14,3	11,2	**18,14**
2011	10,6	10,3	13,4	17,5	19,7	23,1	27,5	28,5	24,7	19,7	15,7	13	**18,64**
2012	9,9	6,5	13,3	15,3	19,9	26,4	27,8	30,3	24,4	20,8	16,2	13,33	**19,16**
2013	10,06	9,86	13,47	16,4	19,06	24	27,66	28,66	24,23	19,9	15,4	12,51	**18,43**

Tableau I. 2 : *Valeurs des températures (maximales, moyennes et minimales) pour la période (1997-2006) [1]*

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
TMax(C°)	15.19	16.84	20.70	25.20	29.00	33.00	37.10	35.83	31.70	30.10	23.8	16.70
TMoy (C°)	09.15	10.37	14.65	17.70	21.70	25.75	29.21	28.36	24.80	22.90	16.90	11.95
TMin(C°)	03.10	03.90	08.60	10.18	14.40	18.50	21.32	20.90	17.90	15.70	10.10	07.20

L'analyse des températures moyennes mensuelles résumées dans le tableau ci-dessus ressort :

- La température moyenne est comprise entre 10°c et 29°c ;
- La température minimale est de 3°c enregistrée en mois de janvier ;
- La température maximale est de 37.1°c enregistrée au mois de juillet.

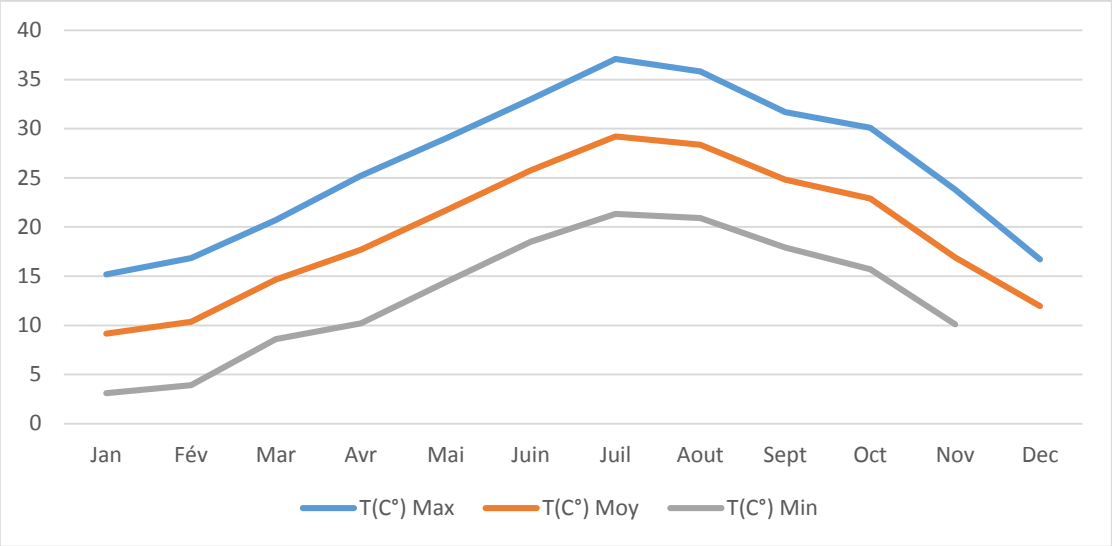


Figure I. 4 : Courbes des températures (maximales, moyennes et minimales) mensuelles (1998-2013).

c. La pluviométrie :

Les valeurs des précipitations enregistrées au niveau de la station de Tizi-Ouzou au cours de la période (1998-2013) sont représentées dans le tableau (I.3) [1] :

Tableau I. 3 : *pluviométrie de la zone d'étude pour la période 1998-2013.*

Mois	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Moy
1998	49,8	163,6	64,9	98,5	231,8	1	0	2,8	34,8	87,1	132,7	92,9	**79,99**
1999	122,9	92,6	75,3	19,6	40,5	1,3	0	2,3	32,6	15,4	149	219,2	**64,23**
2000	20,5	5,1	6,5	38,3	56,6	6,4	0	0,2	5,3	51,5	78,4	68	**28,07**
2001	231,6	73,7	4	41,2	45,8	0	0	2,1	35,4	8,6	5,2	63,2	**42,57**
2002	76,2	33	47,1	53,8	46,1	1,7	2,5	20,6	31	39,2	271,9	286,1	**75,77**
2003	303,5	106	59,3	128,6	34,3	1,2	3,2	3,3	21,3	67,7	78	166,9	**81,11**
2004	127,7	52,2	104	86,4	146,1	4,7	0	10,2	36,9	36,4	106,9	197,4	**75,74**
2005	148,7	37,5	30,3	68,5	1,5	0,1	0,6	1,7	20	57,5	72,2	87,2	**43,82**
2006	142,5	169,4	35	20,2	78,1	5,6	2,4	2,7	36,5	18,6	7,3	170,5	**57,40**
2007	8,4	63,4	284,6	201,5	23,8	14,9	11,3	1,8	56,9	210,4	257,8	89,2	**102,0**
2008	8,7	11,8	88,1	32,3	96,8	14	7,2	0	34,6	66,1	190,3	115,4	**55,44**
2009	221	42,4	92,0	132,6	69,1	0	2,6	7,3	169,8	40,4	116,5	140,3	**86,17**
2010	82,4	61,1	97,4	93,6	59,3	27,6	1,8	25,9	25,4	113,4	143,5	46,1	**64,79**
2011	90,9	146,9	99,9	106,5	153,1	41	1,7	0,2	7,5	34,1	156,4	86,9	**77,09**
2012	69,5	269,5	97,8	146,8	40,2	1,1	0	6,4	10,9	96,3	68,7	91,1	**74,86**
2013	80,9	159,7	98,4	115,6	84,2	23,2	1,2	10,8	14,6	81,3	122,9	74,6	**72,29**

Tableau I. 4 : *Précipitations moyennes mensuelles interannuelles pour la période 1998-2013 [1]*

Mois	Jan	Fev	Ma	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
P_{moy} (mm)	160.7	100.8	56.9	116.6	117.3	7.2	4.4	18.4	42.6	67.2	130.8	186.9

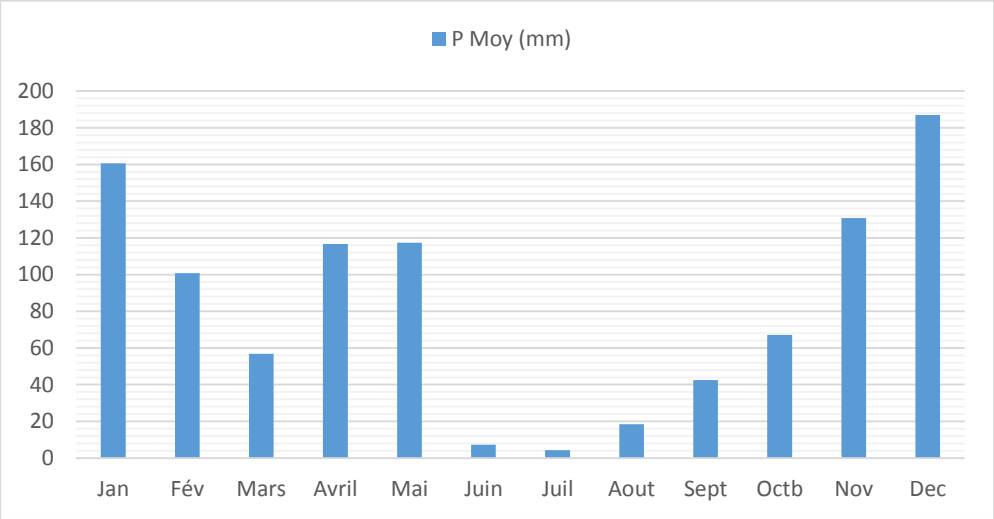


Figure I. 5 : Histogramme des précipitations moyennes mensuelles pour la période (1998-2013).

d. Diagramme Ombrothermique P = f (2T) :

Tableau I. 5 : *Températures et précipitations moyennes mensuelles interannuelles de la commune de bouzeguene pour la période (1998-2013).*

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Tmoy (C°)	09.15	10.37	14.65	17.70	21.70	25.75	29.21	28.36	24.80	22.90	16.90	11.95
Pmoy (mm)	160.7	100.8	56.9	116.6	117.3	7.2	4.4	18.4	42.6	67.2	130.8	186.9

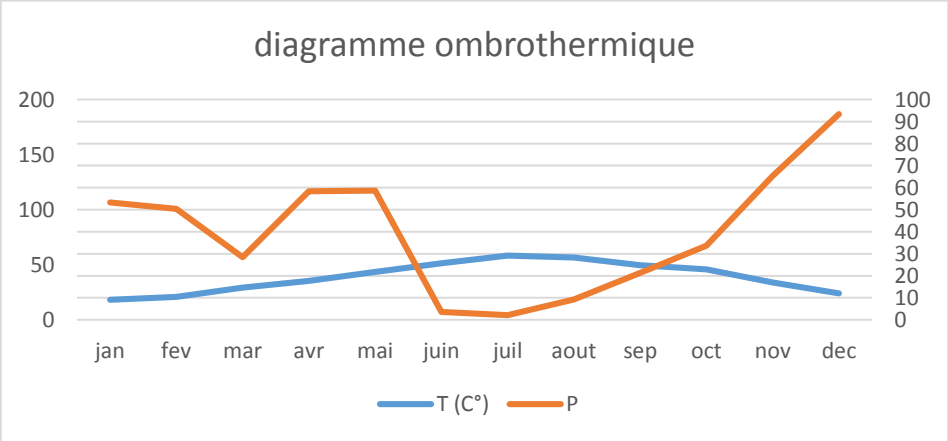


Figure I. 6 : *Diagramme ombrothermique.*

En projetant les points ou les deux courbes se rencontrent sur l'axe des mois. L'intersection des deux courbes P et T permet de définir selon (Soltner, 1984):

- ✓ La période sèche lorsque P < 2T.
- ✓ La période humide lorsque P > 2T.

Le diagramme de BAGNOULS et GAUSSEN montre que la période sèche au niveau de la région d'étude se présente du mois de Juin jusqu' au mois de septembre.

I.2.4. Situation hydrographique et hydrogéologique :

Le Djurdjura du fait de sa surface importante, de son altitude élevée, de sa diversité géomorphologique, et de ses zones escarpées, donne naissance à des oueds, dont les bassins versants alimentent les cours d'eaux. Ces derniers ont une forme allongée et un coefficient de ruissellement élevé.

La région est parcourue par une multitude de cours d'eau allant du simple ruisseau aux oueds, dont la direction générale est Sud-Nord. Ils sont secs en été et peu d'entre eux gardent un mince filet d'eau, alors qu'en hiver, ils se transforment en torrents, l'érosion est importante et parfois des crues interviennent causant de grands dégâts. Cette zone fait partie du bassin versant 09, sous bassin 05, 06ème poste qui se caractérise par des pluies moyennes interannuelles de l'ordre de 900 mm [1].

I.2.5. Situation Hydraulique :

I.2.5.1 Le réseau d'AEP :

a. **Les ressources en eau :**

L'alimentation en eau potable de la commune de *Bouzeguene* est assurée par la principale chaine d'*Adardar* qui couvre les besoins de la majeure partie de la commune avec un débit moyen journalier de **1750 m^3/j** en plus des sources secondaires (*Tala Bouada, Aghendjour ; Insar*) qui totalisent un débit moyen journalier estimé à **1556 m^3/j** sensées garantir la distribution en eau des trois villages *Sahel, Taourirt* et *Takoucht.*

Afin de répondre aux besoins de la population en termes d'alimentation en eau potable et afin de parer au déficit en eau ressenti au niveau de la commune surtout en période estivale, une étude de renforcement de la chaine principale d'*adardar* est en cours de réalisation et ce à partir du champ de captage de *Boubhir* avec un débit estimé à **1500 m^3/j.**

Le refoulement va se faire à partir de 04 puits sis à *Ighzer Boubhir* via 04 stations de pompage, ces dernières vont alimenter les deux réservoirs de tête R1000 m^3 et R500 m^3 (récemment achevé) d*'Ait Ikhlef* qui vont assurer la distribution en eau des villages en gardant le même réseau de distribution existant.

Notant que les trois villages ; *Sahel, Taourirt* et *Takoucht* seront toujours alimentés à partir des sources secondaires (*Tala Bouada, Aghendjour ; Insar*).

- ➢ **Forages d'Ait Ikhlef**

Deux autres forages ont été réalisés dans la localité d'*Ait ikhlef* qui donnent un débit mobilisé de 80 m^3/j [4]. Le tableau (I.2) résume la situation hydraulique de la commune de Bouzeguene :

Tableau I. 6 : *Récapitulatif des ressources en eau existantes dans la commune.*

La source	Débit (m^3/j)	
	Hiver	Eté
Source Adardar	3400	1000
Forage de Oued Boubhir	1200	300
Forage d'Ait ikhlef	80	80
Total	4680	1380

b. L'Adduction assuré :

- **Adductions principales :**

Les adductions principales de la commune de *Bouzeguene* sont illustrées dans le tableau ci- dessous :

Tableau I. 7 : *Adduction principale.*

Adduction	Départ	Arrivée	Diamètre	Matériaux
Addardar 02	Source Adardar	R1000m^3 Ait Ikhlef	Ø300	Acier
Adduction Aghendjour	Source Aghendjour	SP1 Takoucht	Ø80	Acier
Adduction Thala Bouada	Source Thala Bouada	Takoucht et Sahel	Ø125	Acier
Adduction Insar	Source Insar	SP Taourirt	Ø80	Acier

- **Adductions secondaires :**

Les adductions secondaires de la commune de Bouzeguene sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I. 8 : *Adduction secondaire*

Départ	Arrivée	Diamètre
I-Par piquage sur la conduite principale Ø300 Acier Addardar 02		
Ø300 Acier Adardar 02	R200m^3 et R100m^3 Ahrik	Ø90 PEHD
Ø300 Acier Adardar 02	R300m^3 Hora	Ø90 PEHD
Ø300 Acier Adardar 02	R300m^3 Hora	Ø125PEHD
Ø300 Acier Adardar 02	R300m^3 Ait Salah	Ø90 PEHD
Ø300 Acier Adardar 02	R100m^3 Ait Salah	Ø90 PEHD
II-Par piquage sur la conduite Ø300 Acier Addardar 01		
Ø300 Acier Adardar 01	R200m^3 Ighil Tizi Boa	Ø90 PEHD
III- Par piquage sur l'adduction secondaire Ø300 /150 PE HD à partir de R1000m^3		
Ø300 /150 PEHD	R50m^3 Ait Mizer	Ø90 PEHD
Ø300 /150 PEHD	R100m^3 Ihitoussen	Ø63 PEHD

Ø300 /150 PEHD	R150m^3 Ait Semlal	Ø90 PEHD
Ø300 /150 PEHD	R100m^3 Takoucht	Ø90 PEHD
Ø300 /150 PEHD	R100m^3 Taourirt	Ø63 PEHD
Ø300 /150 PEHD	By pass vers R100m^3 Ires	Ø63 PEHD
Ø300 /150 PEHD	R400m^3 Sahel	Ø90 PEHD
Ø300 /150 PEHD	R200m^3 Bouzeguene Village	Ø90 PEHD
Ø300 /150 PEHD	By pass vers R150 m^3 Ait Sidi Amar	Ø63 PEHD
IV- Par piquage sur l'adduction secondaire Ø300 /200 Acier à partir de R1000 m^3		
Ø300 /200 Acier	R300m^3 Tazrout	Ø90 PEHD
Ø300 /200 Acier	R100m^3 Ait Said	Ø90 PEHD
Ø300 /200 Acier	R50m^3 Ikoussa	Ø63 PEHD
Ø300 /200 Acier	R100m^3 Ait Iken	Ø63 PEHD
Ø300 /200 Acier	By pass vers R100m^3 Ibouyousfen	Ø63 PEHD
Ø300 /200 Acier	R100m^3 Tizouine	Ø63 PEHD
Ø300 /200 Acier	R500m^3 Bouzeguene Centre	Ø150 Acier/ Ø125 PEHD
Ø300 /200 Acier	R50m^3 Ait El Karn	Ø50 PEHD
Ø300 /200 Acier	R100m^3 Ait Ikhlef	Ø50 PEHD
V- Adductions secondaires par refoulement à partir des stations de pompage		
SP1 (R100m^3 Takoucht	SP2 (R250m^3) Takoucht	Ø80 Acier
SP1 (R100m^3 Taourirt	SP2 (R50m^3) Taourirt	Ø125 Acier noir
SP2 (R50m^3 Taourirt	R50m^3 Taourirt	Ø125 Acier noir
SP R100m^3 Ait Salah	R100m^3 Ait Salah	Ø90 PEHD
SP2 (R250m^3 Takoucht	R 2x100m^3 Takoucht	Ø200 Acier

c. **Stockage existant :**

La commune de *Bouzeguene* est dotée de 60 réservoirs avec un volume total de **8170m^3** répartis comme suit :

Tableau I. 9 : *Caractéristiques des réservoirs de la commune de Bouzeguene*

Villages	Nombre de réservoirs	Capacité (m^3)	Nouveaux réservoirs	Alimenté par la chaine de
Ighil Tizi Boua	01	200	_	Captages et station de pompage
Ikoussa	02	50+50	_	Captage et adardar
Tazrouts	04	300+200+100+50	_	Captage et adardar
Ibouyoussfene	04	100+100+50	50	Captages et adardar
Ait Said	04	100+100+50	20	Captages
Ibakarene	03	100+100 +200		Captages
Ait Ikhlef	02	100+100	500 achevés	Captages et forages
Ait Ikene	03	100+50+50		Captages

Ait Mizere	02	50+100		Adardar
Tizouine	02	100+100		Captages et adardar
Loudha plateau	01	300		Adardar et station de pompage
Ihitoussene	02	200+100		Adardar
Ait Ferrache	01	100		Adardar
Ait Semlal	02	150+50	300 projeté	Adardar
Ait Salah	04	100+100+100+50		Captages et Adardar
Ahrik	02	200+100		Adardar
Houra	03	300+300+100		Adardar
Bouzguene centre	03	500+200+100		Adardar
Ait Sidi Amar	02	100+100		Adardar
Bouzguene village	01	200		Adardar
Taourirt	04	100+100+50+50		Captage
Takoucht	03	200+100+50		Captage et thala Bouada
Sahel	02	400	200	Thala Bouada
Total	**57**	7100	1070	

Toutefois, 07 réservoirs ont été achevés, et qui sont récemment mis en service, à savoir :

- ✓ La chaine Adardar : R1000 + R500 ;
- ✓ La source Boubhir : R1000 + 4 * R500.

d. Description du réseau de distribution de *Bouzeguene :*

La distribution des villages de la commune de Bouzeguene se fait à partir des réservoirs de stockage existants, elle est représentée comme suit :

- **Village Sahel :** La distribution du village *Sahel* se fait à partir du réservoir R400 m^3 et R200 m^3 avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø32 à Ø250 ;
- **Village Taourirt:** La distribution en eau potable du village *Taourirt* se fait à partir des deux réservoirs R50 m^3 et R2x100m^3 avec des conduites en acier et en PEHD de diamètre qui varie entre Ø 15/21 Acier et Ø 40 PEHD ;
- **Village Takoucht:** La distribution en eau du village se fait à partir des deux réservoirs R200 m^3 et R100 m^3 et R50 m^3 avec des conduites vétustes en acier galvanisé de diamètre qui varie entre Ø40 et Ø80.
- **Village Ait Ikhlef :** La distribution en eau du village se fait à partir des deux réservoirs, R100 m^3 avec des conduites en acier et en acier noir de diamètre qui varie entre Ø 20/27 acier galvanisé et Ø200 acier enrobé.
- **Village Ait El Karne :** Cette localité est alimentée en eau potable à partir du réservoir R50 m^3 situé à *Ait Ikhlef* avec une conduite en Acier noir de diamètre Ø200. Des ramifications sur cette dernière complètent la distribution totale du village.
- **Village Ait Salah :** La distribution de la zone I du village est assurée par la bâche à eau de 80 m^3 avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø32 et Ø 110. Quant

à la zone II, elle est alimentée à partir du réservoir R100 m^3 avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø32 et Ø160.

- **Village Ait Semlal :** La distribution de ce village est assurée par le réservoir R150 m^3 avec des conduites en PEHD de diamètre qui varie entre Ø40 et Ø110.
- **Village Ait Ferrache :** Ce village est alimenté uniquement par piquage de la conduite de ramification de Ø75 alimentant le village *Ait Semlal*.

e. **Bilan (ressources -Besoins) :**

Le bilan (ressources -Besoins) est représenté dans les tableaux suivants :

Tableau I. 10 : *Bilan besoins- ressources pour la population alimentée à partir de la chaine Adardar et le nouveau captage de Boubhir*

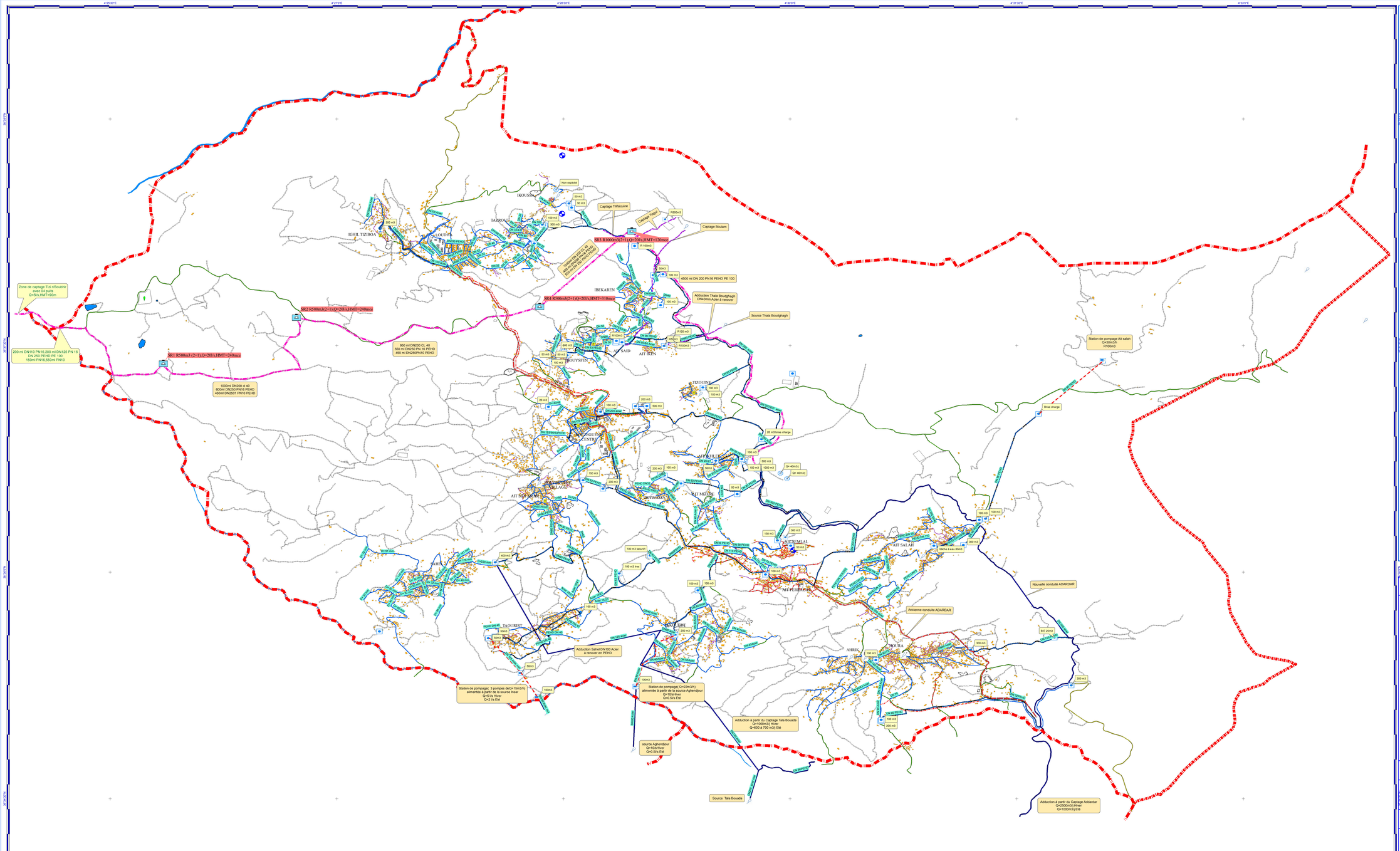
Echéance	**2013**	**2018**	**2023**	**2033**
Ressource existante m3/j	1750	3250	3250	3250
Besoins y compris fuite (30%) (m3/j)	3869	3967	4170	4839
Déficit (m^3/j)	-2119	-717	-920	-1589

Tableau I. 11 : *Bilan besoins ressources pour la population alimentée à partir des sources Insar, Aghendjour et Thala Bouada*

Echéance	**2013**	**2018**	**2023**	**2033**
Ressource existante m3/j	1556	1556	1556	1556
Besoins y compris fuite (30%) (m^3/j)	953	977	1027	1192
Surplus (m^3/j)	+603	+579	+529	+364

Interprétation :

A la lumière de ces chiffres, Il est évident qu'avec les ressources en eau dont dispose la commune actuellement, il est difficile d'assurer une alimentation en eau potable continue (24h/24h) avec une dotation de 150 l/j, créant ainsi un déficit palpable à court terme et amplifié à long terme, à l'exception des trois villages ; *Sahel*, *Taourirt* et *Takoucht* alimentés quant à eux à partir des trois sources : *Tala Bouada*, *Ainser*, et *Aghendjour*.



CARTE D'AEP COMMUNALE

LEGENDE

- Limite wilaya
- Limite des communes
- Chemin de wilaya
- Chemin communal
- Rues urbaines
- Piste carossable
- Piste piétonnière
- Bâti
- Equipement
- Oued

Réseau d'AEP

- Conduite d'adduction principale (Addardar 02)
- Ancienne conduite d'adduction principale (Addardar 01)
- Conduite d'adduction secondaire
- Conduite de refoulement
- Nouvelle chaine d'adduction en projet
- Captage secondaire
- Conduite de distribution
- Station de reprise existante
- Station de reprise projetée
- Réservoir existant
- Réservoir projeté
- Château d'eau existant
- Forage existant
- forage projeté
- Source

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya : Tizi-Ouzou
Daira : Bouzeguene
Commune : Bouzeguene

Maître de l'Ouvrage:
DUAC DE TIZI OUZOU

REVISION DU PLAN DIRECTEUR D'AMENAGEMENT ET D'URBANISME DE BOUZEGUENE



CARTE D'AEP COMMUNAL

Etabli par:
Mr AOUDJ : Ingénieur urbaniste
Mr BOUHAIL : Ingénieur en Statistique
Melle KLARI : Ingénieur en environnement
Melle BOUZIDIA : Ingénieur en Géologie
Melle SOUIKI : Ingénieur en hydraulique

Phase 03: Edition finale

Plan 07/26

Echelle :1/12000 e

Vérifié par: Melle SOUIKI
Validé par: Mme BOUHERAOUA
Indice : 0
Date : Octobre 2018

Codification
PDAU10/EG/04/13/CA

Groupe Centre National d'Etudes et de Recherches appliquées en Urbanisme
30,Rue Hassen Ben Naâmane Bir Mourad Raïs Alger / Tel: 021 54 22 57
Telex :CNERU Alger 62-309 Fax:021 54 22 65 Email:gcneru@yahoo.dz
Direction Régionale de TIZI-OUZOU Adresse: 06, Bd STITI ALI TIZI-OUZOU
Tél. (026) 20.01.38 / Fax (026) 20.91.80

I.2.5.2 Le réseau d'assainissement :

Le réseau d'assainissement de la commune de *Bouzeguene* est conçu pour un modèle d'évacuation séparatif constitué essentiellement de buses en béton de diamètre qui varie entre Ø200 et Ø700.

Les rejets sont de faible à moyen débit, déversent directement dans les talwegs existants sans aucun traitement préalable. Cette situation aura un impact néfaste sur le milieu récepteur, il y a même des risques d'apparition des maladies à transmission hydrique.

On note la présence uniquement de 06 bassins de décantation sur la totalité de la commune, répartis dans le ***Tableau (I.11)***. À cause du manque d'entretien, ces bassins sont pratiquement colmatés, et donc hors service.

Tableau I. 1 : *Bassins de décantation de la commune de Bouzeguene*

Localité	Nombre de bassins de décantation
Village Sahel	02 Bassins
Village Taourirt	01 Bassins
Village Ait Salah	02 Bassins
Village Loudha	01 Bassins

Dans le cadre de la protection des cours d'eau de la commune de *Bouzeguene* et afin d'éviter tout type de contaminations causées par les différents rejets à ciel ouvert, une projection d'un schémas directeur d'assainissement s'avère nécessaire pour évacuer les eaux usées vers des ouvrages de traitement et il sera composé de 03 mini-stations d'épurations qui vont prendre en charge les eaux d'assainissement des trois communes de la Daïra de *Bouzeguene* à savoir *Bouzeguene, Idjeur, Ait Zikki* et elles sont réparties comme suit:

- **STEP 01 :**

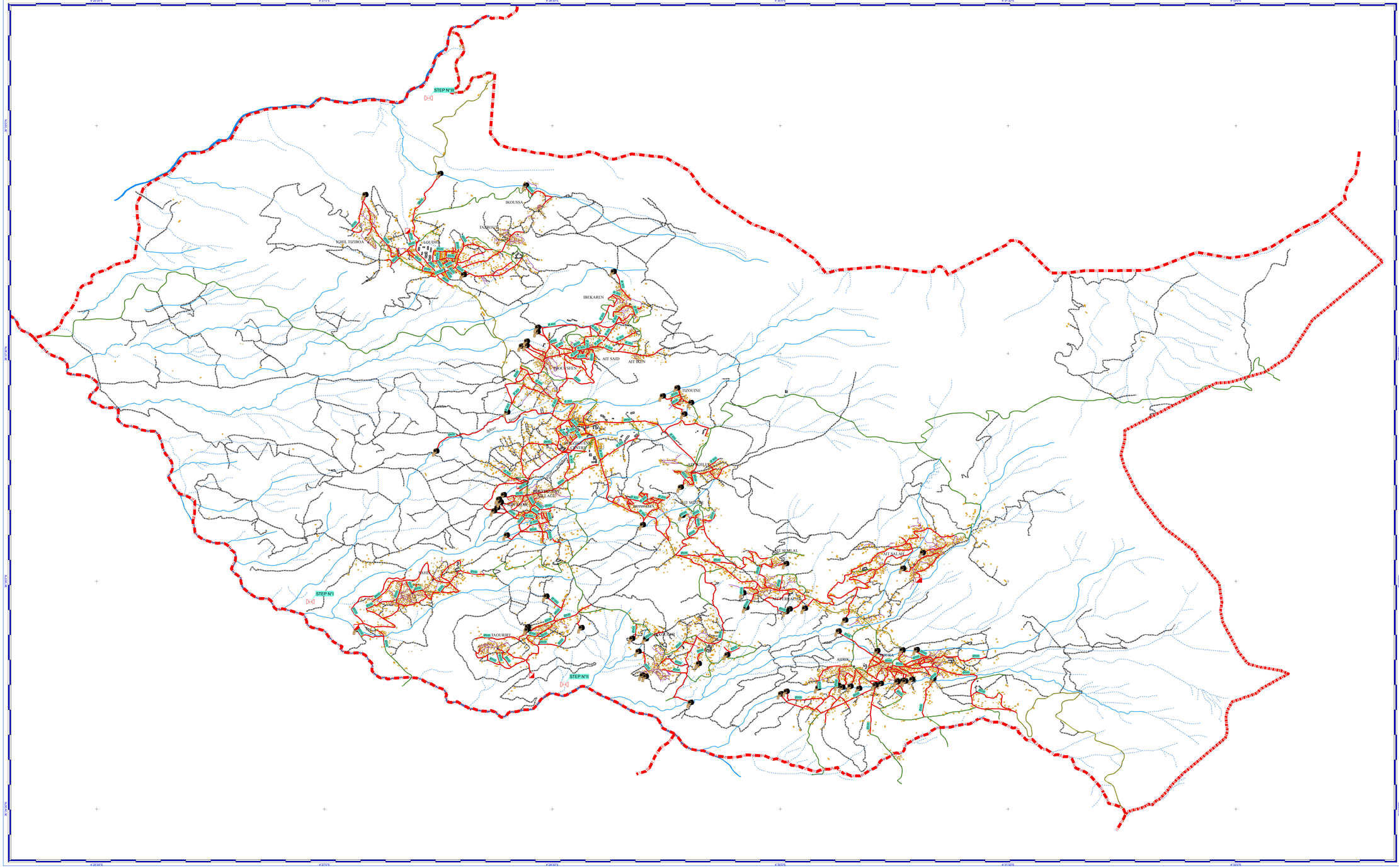
Elle sera située à l'Ouest du village de Sahel, elle va prendre en charge les eaux d'assainissement de 12 villages de la commune de Bouzeguene avec un débit d'eaux usées de 4149 m^3/j ;

- **STEP 02 :**

Elle sera située au Sud-Est du village *Taourirt*, elle va prendre en charge une partie de la commune d'*Ait Zikki* et 07 villages de la commune de *Bouzeguene* avec un débit d'eaux usées de 4674 m^3/j ;

- **STEP 03 :**

Elle sera située au niveau *d'Assif Ousserdoune*, elle va prendre en charge une partie de la commune d'Idjeur et 03 villages de la commune de Bouzeguene avec un débit d'eaux usées de 4149 m^3/j.



CARTE D'ASSAINISSEMENT COMMUNAL

LEGENDE

- Limite wilaya
- Limite des communes
- Chemin de wilaya
- Chemin Communal
- Pistes carrossables
- Pistes piétonnières
- Rues urbaines
- Cours d'eau principal
- Cours d'eau secondaire
- Oued
- Bâti
- Equipement

Réseau d'assainissement

- Collecteur d'assainissement
- Point de rejet existant
- Bassin de décantation existant
- Station d'epuration projetée

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya : Tizi-Ouzou
Daira : Bouzeguene
Commune : Bouzeguene

Maître de l'Ouvrage:
DUAC DE TIZI OUZOU

REVISION DU PLAN DIRECTEUR D'AMENAGEMENT ET D'URBANISME DE BOUZEGUENE



CARTE D'ASSAINISSEMENT COMMUNAL

Etabli par:
Mr AOUDJ : Ingénieur urbaniste
Mr BOUHAIL : Ingénieur en Statistique
Melle KLARI : Ingénieur en environnement
Melle BOUZIDIA : Ingénieur en Géologie
Melle SOUIKI : Ingénieur en hydraulique

Phase 03: Edition finale

Echelle :1/12000 e

Plan 08/20

Vérifié par: Melle SOUIKI
Validé par: Mme BOUHERAOUA
Indice : 0
Date : Octobre 2018

Codification
PDAU10/EG/04/13/CA

Groupe Centre National d'Etudes et de Recherches appliquées en Urbanisme
30,Rue Hassen Ben Nadmane Bir Mourad Rais Alger / Tel: 021 54 22 57
Telex :CNERU Alger 62-309 Fax:021 54 22 65 Email:gcneru@yahoo.dz
Direction Régionale de TIZI-OUZOU Adresse: 06, Bd STITI ALI TIZI-OUZOU
Tel. (026) 20.01.38 / Fax (026) 20.91.80

I.3. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté sous différents angles notre zone d'étude, en l'occurrence de la commune de *Bouzeguene* dans lequel, nous avons décrit, la situation géographique, physique, topographique et climatique, hydrographique, hydrogéologique et hydraulique.

Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qui est le renforcement du réseau d'alimentation en eau potable de la zone d'étude (Bouzeguene) afin de résoudre et de remédier aux difficultés liées à ce dernier.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction :

Les consommations en eau varient beaucoup selon les conditions locales et reflètent, d'une certaine façon, le niveau de vie d'une population. La quantité d'eau nécessaire à une agglomération se détermine non pas dans l'absolu, mais en relation avec le développement démographique, l'hygiène, les circonstances locales, les usages divers que l'on fait de l'eau, etc.

On évalue généralement les besoins correspondants sous l'aspect de la quantité nécessaire par usager et par jour, ainsi que la répartition des débits qui nous conduira au dimensionnement de tous les ouvrages d'écoulements et d'adductions.

II.2. Estimation des besoins en eau :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, entreprises, commerce et utilisation publique, etc.). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

II.2.1. Usage domestique :

Ce sont les consommations en eau de la population branché au réseau et non branchée mais qui profite des bornes fontaines pour s'alimenter en eau. Il s'agit donc de l'eau utilisée pour les besoins personnels d'alimentation et d'hygiène et autres utilisations moins essentielles comme le lavage de biens et l'arrosage. La consommation domestique moyenne est rapportée au nombre d'habitants, elle est alors exprimée en l/j/hab.

Les besoins domestiques d'une agglomération sont estimés sur la base :

- Des données statistiques qui concernent la consommation moyenne et son évolution annuelle ainsi que le nombre total d'habitants et le taux annuel d'accroissement de la population. Ceci n'est possible que pour une agglomération qui est déjà alimentée en eau potable ;
- En comparaison avec d'autres agglomérations qui sont jugées comparables, surtout en ce qui concerne le niveau de vie et le climat, et pour lesquelles les données statistiques sont disponibles. Une petite enquête permet alors de connaitre le nombre d'habitants.

II.2.2. Usage public :

Il englobe la consommation des établissements et services publics et équipements, tels que les administrations, les établissements d'enseignement, les établissements de santé, établissements socioculturels, les établissements touristiques, etc.

II.2.3. Usage agricole :

On distingue le besoins cheptels (élevage) et les besoins d'irrigation. Cependant, l'utilisation de l'eau potable pour l'irrigation se limite pour des micros cultures.

II.2.4. Usage industriel :

L'usage industriel de l'eau est extrêmement diversifié ; ce qui rend l'estimation des besoins pour ce secteur est très difficile à mettre en évidence. La demande en eau varie selon le type d'industrie. Suivant les techniques utilisées, la consommation en eau peut aussi varier pour

une même industrie. D'autre part, la consommation d'eau peut se trouver considérablement réduite par réutilisation ou recyclage approprié.

Contrairement aux petites industries qui peuvent s'approvisionner à partir d'un réseau urbain, les grandes industries, (implantées généralement loin de la ville) s'alimentent à partir des réseaux indépendants. De ce fait, cette catégorie d'industries ne peut être incorporée dans le calcul des besoins en eaux.

II.3. Situation démographique et son évolution :

D'après les dernières données du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de la wilaya de Tizi-Ouzou effectuée en 1998, la population de la commune de Bouzeguene s'élève à 25616 habitants avec un taux d'accroissement de 0.5 % à court terme, moyen terme et long terme, réparti sur les 23 villages que comporte la commune.

***Tableau II. 1** : Répartition de la population de Bouzeguene (RGPH 1998)*

Les zone	Dispersion	Nombre de la population 1998
Zone 1	Houra	2999
	Takoucht	1602
	Taourirt	1008
	Ait Sidi Amar	771
	Ahrik	1240
	Ait Ferrache	701
	Ait Semlal	464
	Sahel	2470
Zone 2	Ait Ikhlef	626
	Bouzeguene Centre	1292
	Bouzeguene Village	1955
	Ihitoussene	867
	Ait Mizare	397
	Ibouyesefene	1066
	Ait Said	563
	Ait Ikene	307
	Ibekarene	1099
Zone 3	Loudha Plateau	674
	Tazerout	1227
	Ighil Tizi Boa	1214
	Ikoussa	266
	Tizouine	303
Zone 4	Ait Salah	2505
Total	**23**	**25616**

II.3.1. Estimation de la population future :

Le nombre d'habitant estimé pour l'année 2020 et l'horizon 2050 suit la loi d'accroissements géométrique donnée par la formule suivante :

$$P_n = P_0(1+T)^n \quad \textbf{(II.1)}$$

Avec :

- **P_n** : Population à l'horizon de calcul ;
- **P_0** : Population de l'année de référence (1998) ;
- **T** : Taux de croissance naturel de la population ;
- **n** : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul ;

Les horizons de calcul considérés sont :

- À Court terme : 2020 (n=22) ;
- À Moyen terme : 2030 (n=32), 2040 (n=42) ;
- À Long terme : 2050 (n=52).

Le taux d'accroissement démographique T, qui caractérise le rythme de croissance, peut évoluer d'un horizon à un autre. En effet, pour fixer ce taux, le démographe doit exploiter judicieusement les informations relatives au solde naturel (natalité-mortalité), mais aussi au solde migratoire (immigrations – émigrations), il ne doit tout de même pas négliger l'impact des évènements extraordinaires sur la croissance de la population (guerres, épidémies, catastrophes naturelles, facteurs socio-économiques, projection de nouveaux programmes de logements, installation ou départ d'une importante entreprise, etc.)

Concernant notre zone d'étude, le secteur d'urbanisation future est localisé au niveau de la zone Est du chef-lieu de la commune. On projette, en 2030, l'achèvement d'un programme de 2300 logements AADL qui s'étend sur une superficie de 17 hectares, en cours de réalisation dans le village de *Ath ikhlef*, un quota de 60 % sera en faveur des habitants de la commune *Bouzeguene*, tandis que les bénéficiaires des 40 % restants des logements seront de l'extérieurs de la commune.

Si on adopte un taux d'occupation de 04 personnes par logement, on aura une augmentation de *3680 hab*, ajoutés à la population du village d'Ath *ikhlef*. La répartition et l'évolution démographique sur les différents horizons sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 2 : Répartition de la population de Bouzeguene pour les différents horizons

Taux d'accroissement		0,5 %	1 %	1 %	1.5 %
Zone	**Villages**	**Population 1998**	**Population 2020**	**Population 2030**	**Population 2040**	**Population 2050**
Zone 1	Houra	2999	3347	4123	4555	5554
	Takoucht	1602	1788	2203	2433	2967
	Taourirt	1008	1125	1386	1531	1867
	Ait Sidi Amar	771	860	1060	1171	1428
	Ahrik	1240	1384	1705	1883	2296

	Ait Ferrache	701	782	964	1065	1298
	Ait Semlal	464	518	638	705	859
	Sahel	2470	2756	3396	3751	4574
Zone 2	Ait Ikhlef	626	699	**4541**	5016	6116
	Bouzeguene Centre	1292	1442	1776	1962	2393
	Bouzeguene Village	1955	2182	2688	2969	3620
	Ihitoussene	867	968	1192	1317	1606
	Ait Mizare	397	443	546	603	735
	Ibouyesefene	1066	1190	1466	1619	1974
	Ait Said	563	628	774	855	1043
	Ait Ikene	307	343	422	466	569
	Ibekarene	1099	1226	1511	1669	2035
Zone 3	Loudha ²Plateau	674	752	927	1024	1248
	Tazerout	1227	1369	1687	1864	2272
	Ighil Tizi Boa	1214	1355	1669	1844	2248
	Ikoussa	266	297	366	404	493
	Tizouine	303	338	417	460	561
Zone 4	Ait Salah	2505	2796	3444	3805	4639
Total	**23**	**25616**	**28587**	**38900**	**42970**	**52393**

Tableau II. 3 : *Répartition de la population de Bouzeguene par zone*

Zone	Population 1998	Population 2020	Population 2030	Population 2040	Population 2050
Zone 1	11255	12560	15475	17094	20843
Zone 2	8172	9120	14916	16477	20090
Zone 3	3684	4111	5065	5595	6822
Zone 4	2505	2796	3444	3805	4639
Total	**25616**	**28587**	**38900**	**39166**	**52393**

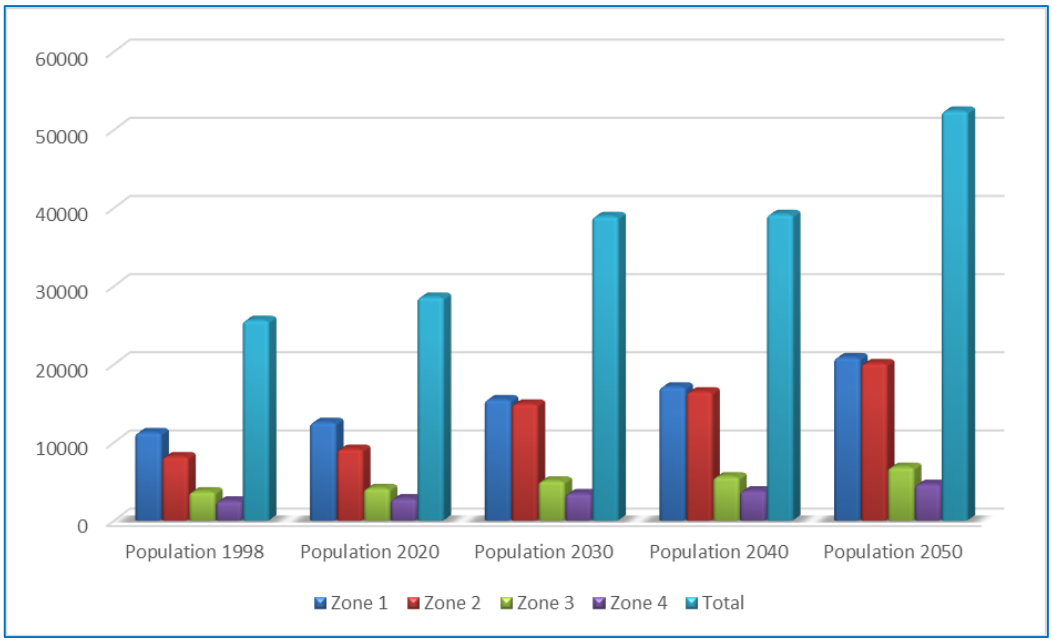


Figure II. 1 : *Diagramme de l'évolution de la population pour déférents horizons*

II.3.2. Choix de la norme de consommation domestique unitaire de la population :

Les besoins en eau de la population sont évalués suivant une dotation journalière par habitant pour les différents horizons, principalement, le moyen et le long terme. Le choix de la norme de consommation dépend de deux facteurs, à savoir :

- Evolution de la norme de consommation dans le temps ;
- L'extension démographique ou croissance démographique.

Pour le cas d'Algérie, Le Plan National de l'Eau PNE (2010), dans son volet alimentation en eau potable, propose une dotation domestique selon une stratification par taille de l'agglomération desservie :

Tableau II. 4 : dotation domestique par taille de l'agglomération [source PNE 2010]

Strate	Norme de consommation
>50 000 habitants	180 l/j/hab
De 20 000 à 50 000 habitants	160 l/j/hab
De 10 000 à 20 000 habitants	100 l/j/hab
< 10 000 habitants	85 l/j/hab

Cependant, en se basant sur les données relatives à la consommation des abonnés (population branchée) des années précédentes [source : Algérienne des Eau ADE], on peut adopter une norme de consommation unitaire de *150 l/j/hab* pour les différents horizons.

II.4. Consommation moyenne journalière :

Elle représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population, et par d'autres équipements pendant une journée exprimée par la relation suivante :

$$Q_{moy.j} = \sum \frac{q_i \times N_i}{1000} \quad \textbf{(II.2)}$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière (globale) en (m^3/j) ;
- q_i : Dotation moyenne journalière pour chaque catégorie de consommation (l/j/usager) ;
- N_i : Nombre d'usagers pour chaque catégorie de consommation.

II.5. Estimation des différents types de besoins :

L'estimation de ces besoins se fait par le moyen des normes effectuées aux différents types de besoins qui sont les suivants :

- Les besoins domestiques ;
- Les besoins scolaires ;
- Les besoins sanitaires ;
- Les besoins du secteur municipal ;
- Les besoins socioculturels ;
- Les besoins de secteur commercial ;
- Les besoins de secteur industriel
- Les besoins d'élevage ;

II.5.1. Besoins domestiques actuels 2020 et futurs 2030, 2040 et 2050 :

Les besoin domestique sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau II. 5 : *Répartition des besoins domestiques par villages*

Dotation (l/j/hab)		**150**							
Zone	**Villages**	**Population 2020**	**$Q_{moy.j}$ 2020**	**Population 2030**	**$Q_{moy.j}$ 2030**	**Population 2040**	**$Q_{moy.j}$ 2040**	**Population 2050**	**$Q_{moy.j}$ 2050**
Zone I	Houra	3347	502,020	4123	618,517	4555	683,228	5554	833,053
	Takoucht	1788	268,168	2203	330,398	2433	364,965	2967	444,999
	Taourirt	1125	168,735	1386	207,891	1531	229,641	1867	279,999
	Ait Sidi Amar	860	129,062	1060	159,012	1171	175,648	1428	214,166
	Ahrik	1384	207,571	1705	255,739	1883	282,495	2296	344,443
	Ait Ferrache	782	117,344	964	144,575	1065	159,701	1298	194,722
	Ait Semlal	518	77,672	638	95,696	705	105,708	859	128,888
	Sahel	2756	413,468	3396	509,416	3751	562,712	4574	686,109
Total Zone I	**8**	**12560**	**1884**	**15475**	**2321,25**	**17094**	**2564,1**	**20843**	**3126,45**
Zone II	Ait Ikhlef	699	104,790	4541	681,107	5016	752,366	6116	917,352
	Bouzeguene Centre	1442	216,275	1776	266,464	1962	294,341	2393	358,888
	Bouzeguene Village	2182	327,259	2688	403,201	2969	445,385	3620	543,054

	Ihitoussene	968	145,132	1192	178,811	1317	197,519	1606	240,833
	Ait Mizare	443	66,456	546	81,878	603	90,444	735	110,277
	Ibouyesefene	1190	178,444	1466	219,853	1619	242,855	1974	296,110
	Ait Said	628	94,244	774	116,114	855	128,262	1043	156,388
	Ait Ikene	343	51,391	422	63,316	466	69,940	569	85,277
	Ibekarene	1226	183,968	1511	226,659	1669	250,373	2035	305,277
Total Zone II	**9**	**9120**	**1368**	**14916**	**2237,4**	**16477**	**2471,55**	**20090**	**3013,5**
Zone III	Loudha Plateau	752	112,825	927	139,007	1024	153,550	1248	187,222
	Tazerout	1369	205,395	1687	253,058	1864	279,533	2272	340,832
	Ighil Tizi Boa	1355	203,219	1669	250,377	1844	276,572	2248	337,221
	Ikoussa	297	44,527	366	54,860	404	60,600	493	73,889
	Tizouine	338	50,721	417	62,491	460	69,029	561	84,166
Total Zone III	**5**	**4111**	**616,65**	**5065**	**759,75**	**5595**	**839,25**	**6822**	**1023,3**
Zone IV	Ait Salah	2796	419,327	3444	516,634	3805	570,685	4639	695,831
Total Zone IV	**1**	**2796**	**419,4**	**3444**	**516,6**	**3805**	**570,75**	**4639**	**695,85**
Total	**23**	**28587**	**4288,011**	**38900**	**5835,072**	**42970**	**6445,550**	**52393**	**7858,996**

D'après le tableau ci-dessus, la consommation domestique moyenne de la commune de *Bouzeguene* s'élèvera à 7859,1 m^3/j à l'horizon (2050).

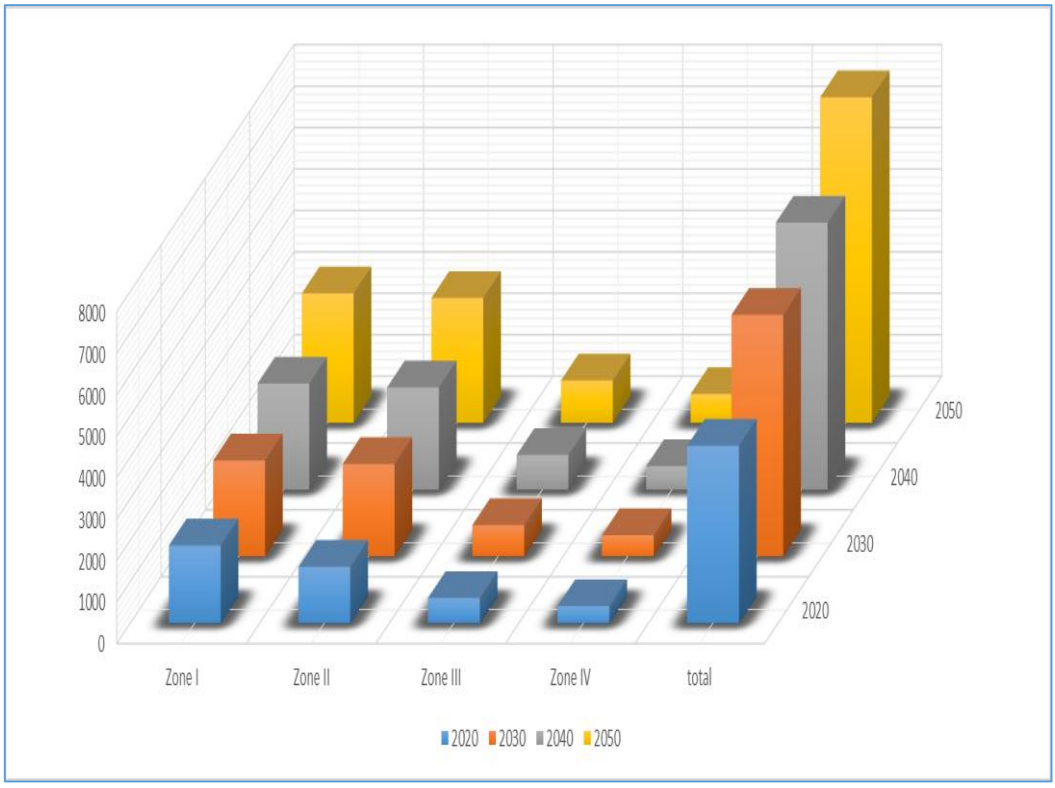


Figure II. 2 : *Répartition des besoins domestiques par zone et par horizon*

II.5.2. Besoins scolaires actuels 2020 et futurs 2030, 2040 et 2050 :

II.5.2.1. Besoins scolaires des équipements existants :

Les besoins du secteur d'éducation sont donnés dans le tableau II.6 ci-après :

Tableau II. 6 : *Evaluation des besoins scolaires des équipements existants*

Les zones	Dispersion	Nombre d'établissement	Effectif élèves	Dotation (l/j/élève)	Consommation moyenne journalière (m^3 /j)	
Zone 1	Houra	01 Primaire	88	20	1,76	**22,155**
		01 CEM	407	15	6,105	
	Takoucht	01 Primaire	74	20	1,48	
	Taourirt	01 Primaire	32	20	0,64	
	Ahrik	01 Primaire	141	20	2,82	
	Ait Ferrache	01 Primaire	98	20	1,96	
	Sahel	01 Primaire	146	20	2,92	
		01 CEM	298	15	4,47	
Zone 2	Ait Ikhlef	01 Primaire 01 Lycée	57 728	20 10	1,14 7,28	**26,98**
	Bouzeguene Centre	01 Primaire	293	20	5,86	
		01 CEM	392	15	5,88	
		1 Crèche	60	30	1,8	
		1 Centre psychopédagogique	12	25	0,3	
	Bouzeguene Village	01 Primaire	97	20	1,94	
	Ihitoussene	01 Primaire	28	20	0,56	
	Ait Said	01 Primaire	28	20	0,56	
	Ibekarene	01 Primaire	83	20	1,66	
Zone 3	Loudha Plateau	01 Primaire	101	20	2,02	**31,34**
		01 CEM	412	15	6,18	
		01 Technicum	934	10	9,34	
		01 CFPA	200	60	12	
	Ighil Tizi Boa	01 Primaire	90	20	1,8	
Zone 4	Ait Salah	01 Primaire	148	20	2,96	**2,96**
Total	**23**	**24**	**4378**	**-**	**83,435**	**83,435**

II.5.2.2. Besoins scolaires des équipements à projeter :

Tenant compte des infrastructures scolaires à projeter, les consommations futures concernant les différents équipements scolaires sont groupées dans le tableau ci -après.

Tableau II. 7 : *Evaluation des besoins scolaires des équipements à projeter*

Zone	Villages	Types d'équipement Scolaire	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Consommation moyenne journalière (m^3 /j)	
Zone1	Houra Ahrik Taourirt	01 Lycée	600	10	6	12,3
		02 Crèche et jardin d'enfants	120	30	3,6	
	Ait Ferrache	01 primaire	120	20	2,4	
	Ait Samlal	1Centre psychopédagogique	12	25	0,3	
Zone 3	Loudha plateau Tazrout Ighi Tizi Boa Ikoussa tizouine	01 CEM	350	20	7	20,8
		01 CFPA	200	60	12	
		Crèche et jardin d'enfants	60	30	1,8	
Zone 4	Ait Salah	01 CEM	350	15	5,25	5,25
Total	**12**	**09**	**1812**	**-**	**38,35**	**38,35**

II.5.3. Les besoins sanitaires :

II.5.3.1. Les besoins sanitaires des équipements existants :

Les besoins du secteur de la santé sont donnés dans le tableau II.8 ci-après :

Tableau II. 8 : *Evaluation des besoins sanitaires des équipements existants*

Zones	Villages	Nombre d'établissement	Effectif élèves	Dotation (l/j/patient)	Consommation moyenne journalière (m^3 /j)		
Zone 1	Taourirt	01 salle de soins	20	10	0,2	0,2	0,44
	Ahrik	01 Pharmacie	4	10	0,04	0,04	
	Sahel	01 salle de soins	20	10	0,2	0,2	
Zone 2	Bouzeguene Centre	Matérnité urbaine	35	100	3,5		4,42
		3 pharmacies	4	10	0,12		
		1 salle de soin	20	10	0,2		
		01 Laboratoire	10	20	0,2	3,94	
	Ihitoussene	01 Salle de soins	20	10	0,2	0,2	

	Ait Said	01 Salle de soins	20	10	0,2	0,2	
Zone 3	Loudha Plateau	03 Pharmacies	4	10	0,12	0,12	3,02
	Tizouine	1 salle de soin	20	10	0,2	0,2	
	Ighil Tizi Boa	Laboratoire	10	20	0,2		
		Polyclinique	25	100	2,5	2,7	
Zone 4	Ait Salah	1 salle de soin	20	10	0,2	0,2	0,2
Total	**10**	**18**	**189**	-	**8.08**		**8.08**

II.5.3.2. Les besoins sanitaires des équipements à projeter :

On envisage de construire de différents établissements sanitaires dans les zones 1,2 et 3 (voir le tableau (II-9)

Tableau II. 9 : *Evaluation des besoins sanitaires des équipements à projeter*

Les zones	**Nombre d'établissement**	**Effectif**	**Dotation (l/j/patient)**	**Cons.moy.j (m^3/j)**	
Zone 1	03 salles de soins 02 maternités	20 35	10 100	0,6 7	7,6
Zone 2	02 salles de soins	20	10	0,4	7,4
	02 maternités urbaines	35	100	7	
Zone 3	01 maternité	35	100	3,5	3,5
Total	**10**	**145**	**-**	**18,5**	**18,5**

II.5.4. Les besoins municipaux :

II.5.4.1. Les besoins municipaux des infrastructures existantes :

Les besoins des administrations et des services sont donnés dans le tableau II.10 ci-après :

Tableau II. 10 : *Evaluation des besoins municipaux des équipements existants*

Zone	**Equipements administratifs**	**Nombre d'employés**	**Dotation (l/j/employé)**	**Consommation journalière (m^3/j)**
Zone 1	Trésorier Communal	10	10	0,10
	SAA	14		0,14
	CNAS	8		0,08
	SONALGAZ	28		0,28
	Agence de GAZ	14		0,14

	Antenne APC Houra	5		0,05
Zone 2	Siège de daïra	26	10	0,26
	Siège d'APC	70		0,7
	Agence postale	11		0,11
	Banque BDL	14		0,14
	Sureté urbaine	50		0,5
	Protection civile	69		0,69
	Subdivision d'hydraulique	5		0,05
	Direction d'urbanisme	17		0,17
	ADE	42		0,42
	Service des impôts	22		0,22
Total	**16**	-	-	**4,05**

II.5.4.2. Les besoins municipaux des infrastructures à projeter :

Tableau II. 11 : *Evaluation des besoins municipaux des équipements à projeter*

Dispersion	Equipements administratifs	Nombre d'employés	Dotation (l/j/employé)	Consommation journalière (m^3/j)
Zone 1	2 Antenne APC	5	10	0.1
	1 Antenne PTT	5	10	0.05
Zone 3	1 Antenne APC	5	10	0.05
	1 Antenne PTT	5	10	0.05
Zone 4	1 Antenne APC	5	10	0.05
Total	**6**	-	-	**0.3**

II.5.5. Les besoins industriels :

L'activité industrielle pratiquée dans la région est de type agroalimentaire en l'occurrence des huileries. Ces dernières se concentrent sur la zone I.

Tableau II. 12 : *Evaluation des besoins industriels*

Zone	Villages	Désignation	Type	Dotation (l/j)	Cons.moy.j (m^3/j)
Zone 1	Ait Ferrache	01 Huilerie	Traditionnelle	2500	2.5
		01 Huilerie	Automatique	2500	2.5
	Takhoucht	6 Huilerie	Traditionnelle	2500	15
	Ahrik	01 Huilerie	Automatique	2500	2.5
Total		**9**			**22.5**

II.5.6. Les besoins socioculturels :

II.5.6.1. Les besoins socioculturels des équipements existants :

Les besoins du secteur socioculturel sont donnés dans le tableau II.13 ci-après :

Tableau II. 13 : *Evaluation des besoins socioculturels des équipements existants*

Zone	Equipements socioculturels	Effectifs	Dotation (l/j/équipement)	Consommation moyenne journalière (m^3/j)	
Zone 1	2 Foyer de jeunes	40	5	0,4	0,4
Zone 2	1 Centre culturel	254	5	1,27	47,72
	1 Maison de jeunes	150	5	0,75	
	1 Bibliothèque	200	5	1	
	6 Foyers de jeunes	40	5	1,2	
	18 Mosquées	100	15	27	
	01 Complexe sportive	250	60	15	
	Mosquée cimetières	100	15	1,5	
Zone 3	02 Foyers de jeunes	40	5	0,4	
	04 Mosquées	100	15	6	6,4
Total	**37**	**1274**	**-**	**54,52**	**54,52**

II.5.6.2. Les besoins socioculturels des équipements à projeter :

On projette 19 structures socioculturelles dans les différentes zones de la région. Les résultats des consommations journalières sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau II. 14 : *Evaluation des besoins socioculturels des équipements à projeter*

Zone	Equipements socioculturels	Effectifs	Dotation (l/j/équipement)	Consommation moyenne journalière (m^3/j)	
Zone 1	05 salles de sport type III	40	15	3	10
	Mosquées	100	15	1,5	
	04 salles de sport spécialisée	40	15	2,4	
	04 Maison de jeunes type III	150	5	3	
	Jardin public	20	5	0,1	
Zone 2	Salle de sport type III	40	15	0,6	0,6
Zone 3	Maison de jeunes type III	150	5	0,75	2,85
	Mosquées	100	15	1,5	
	Salle de sport type III	40	15	0,6	
Total	**19**	**680**		**13,45**	**13,45**

II.5.7. Les besoins commerciaux :

Les besoins du secteur commercial sont donnés dans le tableau II.15 ci-après :

Tableau II. 15 : *Evaluation des besoins commerciaux*

Dispersion	Equipements socioculturels	Dotation (l/j/équipement)	Consommation moyenne journalière (m^3/j)	
Zone 1	03 Boulangerie	30	0,09	1,39
	02 Pizzeria	30	0,06	
	03 Café	20	0,06	
	02 Menuiserie de bois	30	0,06	
	01Menuiserie Métallique	30	0,03	
	03 Salon de coiffure	20	0,06	
	02 Boucherie	30	0,06	
	02 Station lavage graissage	100	0,2	
	01 Mécanique Auto	30	0,03	
	01 Ferronnerie	30	0,03	
	01 Superette	10	0,01	
	01 Douche publique	200	0,2	
	01 Abattoir	500	0,5	
Zone 2	04 Boulangerie	30	0,12	0,94
	03 Pizzeria	30	0,09	
	04 Café	20	0,08	
	03 Station lavage graissage	100	0,3	
	03 Salon de coiffure	20	0,06	
	02 Mécanique Auto	30	0,06	
	01 Menuiserie de bois	30	0,03	
	01 Menuiserie Métallique	30	0,03	
	02 Ferronnerie	30	0,06	
	03 Boucherie	30	0,09	
	01 Superette	10	0,01	
	01 Epicerie	10	0,01	
Zone 3	02 Boulangerie	30	0,06	0,28
	02 Café	20	0,04	
	02 Menuiserie Métallique	30	0,06	
	01 Menuiserie de bois	30	0,03	
	02 Mécanique Auto	30	0,06	
	01 Pâtisserie	20	0,02	
	01 Epicerie	10	0,01	
Total	**62**	**-**	**2,61**	**2,61**

II.5.8. Les besoins d'élevage :

Les besoins du secteur d'élevage sont donnés dans le tableau II.16 ci-après :

Tableau II. 16 : *Evaluation des besoins d'élevage*

Zone	Villages	Types d'élevages	Nombre	Dotation	Cons.moy.j (m^3/j)	
Zone 1	Takhoucht	Ovins	496	5	2,48	98,485
		Bovins	565	50	28,25	
	Taourirt	Ovins	360	5	1,8	
		Poulet de chair	470	1	0,47	
		Poulet pondeuses	320	1	0,32	
	Sahel	Ovins	387	5	1,935	
		Caprins	530	5	2,65	
		Apiculture	265	1	0,265	
	Houra	Bovins	363	50	18,15	
		Caprins	280	5	1,4	
		Ovins	556	5	2,78	
		Poules pondeuses	780	1	0,78	
		Apiculture	300	1	0,3	
	Ait Ferrache	Bovins	322	50	16,1	
		Caprins	249	5	1,245	
		Ovins	422	5	2,11	
		Poulets de chair	600	1	0,6	
		Poulets pondeuses	700	1	0,7	
	Ahrik	Bovins	275	50	13,75	
		Ovins	280	5	1,4	
		Poulets de chair	400	1	0,4	
		Poulets pondeuses	600	1	0,6	
Zone 2	Bouzguene village	Ovins	385	5	1,925	115,915
		Bovins	287	50	14,35	
		Caprins	222	5	1,11	
	Ait Ikhlef	Ovins	290	5	1,45	
		Bovins	389	50	19,45	
		Caprins	273	5	1,365	
		Apiculture	240	1	0,24	
	Ihitoussene	Bovins	480	50	24	

		Caprins	352	5	1,76	
	Ibouysfene	Poulets de chair	320	1	0,32	
		Poulets pondeuses	960	1	0,96	
		Ovins	559	5	2,795	
	Ait Said	Bovins	450	50	22,5	
		Ovins	650	5	3,25	
	Ibekarene	Bovins	362	50	18,1	
		Ovins	468	5	2,34	
Zone 3	Ighil Tizi Boa	Ovins	520	5	2,6	2,795
		Apiculture	195	1	0,195	
Zone 4	Ait Salah	Bovins	347	50	17,35	20,74
		Ovins	452	5	2,26	
		Poules de chair	290	1	0,29	
		Poules pondeuses	840	1	0,84	
Total	**14**		**18851**		**237,935**	**237,935**

II.5.9. Récapitulatif des différents besoins actuels 2020 et futurs 2050 :

Les besoins domestiques et ceux des équipements estimés sont présentés dans le tableau (II.17)

Tableau II. 17 : *tableau récapitulatif des différents besoins actuels 2020 et futurs 2050*

Localités		**Année**	
		2020	**2050**
Zone 1	Besoins domestiques (m^3 /j)	1884	3126.45
	Besoins d'équipements (m^3 /j)	47.675	77.725
	Besoins d'élevage (m^3 /j)	98.485	98.485
Total zone I		**2030.16**	**3302.66**
Zone 2	Besoins domestiques (m^3 /j)	1368	3013.5
	Besoins d'équipements (m^3 /j)	105.82	113.82
	Besoins d'élevage (m^3 /j)	115.915	115.915
Total zone II		**1589.735**	**3243.235**
Zone 3	Besoins domestiques (m^3 /j)	616.65	1023.3
	Besoins d'équipements (m^3 /j)	41.04	68.29
	Besoins d'élevage (m^3 /j)	2.795	2.795
Total Zone III		**660.485**	**1094.385**

Zone 4	Besoins domestiques (m^3 /j)	419.4	695.85
	Besoins d'équipements (m^3 /j)	3.36	8.66
	Besoins d'élevage (m^3/j)	20.74	20.74
Total zone IV		**443.5**	**725.25**
Total		**4723.88**	**8365.53**

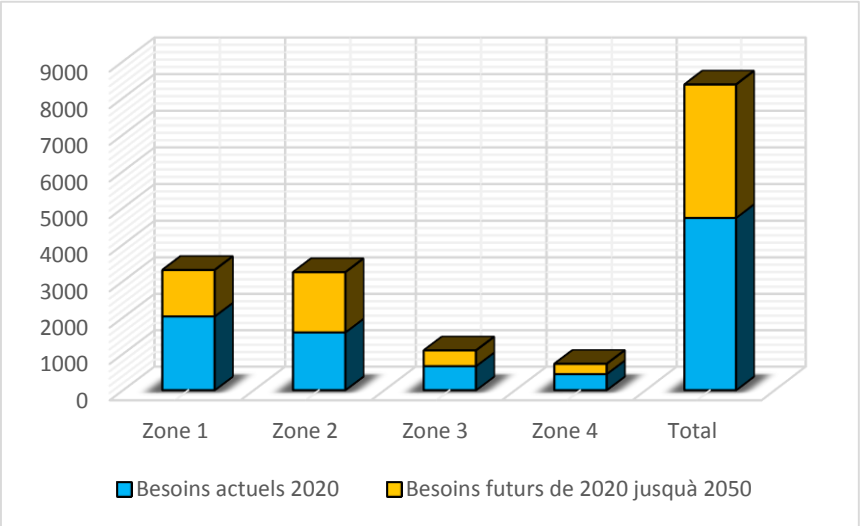


Figure II. 3 : *Evolution des besoins 2020-2050*

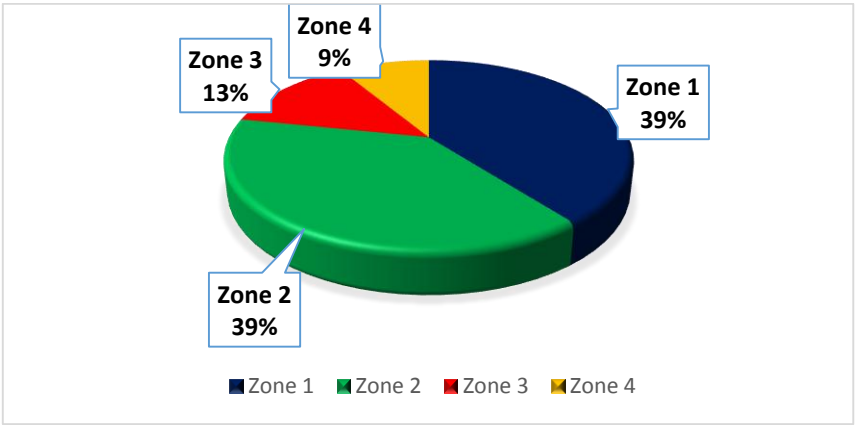


Figure II. 4 : *Répartitions des besoins futurs 2050 par zone*

II.6. Majoration de la consommation moyenne journalière :

Les pertes constatées sur un réseau d'AEP sont dues à un manque d'étanchéité au niveau des joints des canalisations favorisant ainsi les fuites d'eau, mais également à cause de la vétusté du réseau d'alimentation en eau potable au niveau de tous les organes dont ce dernier est constitué.

Toutefois, les pertes dans les résidences, dues à un usage abusif ou à une installation intérieure défectueuse, ne sont pas comptabilisées dans les pertes mais plutôt dans la consommation domestique. De plus, l'ensemble des fuites sur les adductions et le réseau de

distribution varient suivant le type de canalisation, leur vétusté, la nature de terrain et la qualité de l'entretien. Tout ça mène à dire que pertes sont difficiles à déterminer de façon précise.

Compte tenu des quantités d'eau prévues pour les fuites de réseau de distribution, il est à noter que :

- Pour un réseau bien entretenu, les pertes atteignent les 25 % de la consommation moyenne journalière ;
- Pour un réseau moyennement entretenu, les pertes sont comprises entre 25 % et 35% de la consommation moyenne journalière ;
- Pour un réseau mal entretenu, les pertes peuvent dépasser les 50 % de la consommation moyenne journalière.

Pour compenser ces fuites, on effectue une majoration de 20%. Ce qui donne un coefficient de majoration de K_f =1,20

Le débit moyen journalier majoré est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy.j.majoré} = Q_{moy.j} \times K_f \quad \textbf{(II.3)}$$

Avec :

- $Q_{moy.j.maj}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- Qmoy.j : Débit moyen journalier (m^3/j) ;
- K_f : Coefficient de fuite.

Les consommations moyennes journalières majorées trouvées par cette formule dans notre cas sont présentées dans le tableau (II.18) :

Tableau II. 18 : *Les consommations moyennes journalières majorées*

Localités	Année	
	2020	2050
Zone 1	2436.192	3963.192
Zone 2	1907.682	3891.882
Zone 3	792.582	1313.262
Zone 4	532.2	870.3
Total	**5668.656**	**10038.636**

II.7. Variation de la consommation journalière :

La variation de la consommation quotidienne d'eau est caractérisée par des coefficients d'irrégularités journalières qui sont : $K_{max.j}$ et $K_{min.j}$ tels que [7] :

$$K_{max.j} = \frac{Consommation\ maximale\ journalière}{Consommation\ moyenne\ journalière\ majorée} = \frac{Qmax.j}{Qmoy\ maj\ j} \quad \textbf{(II.4)}$$

$$K_{min.j} = \frac{\text{Consommation minimale journalière}}{Consommation\ moyenne\ journalière\ majorée} = \frac{\text{Qmin.j}}{\text{Q moy maj j}} \quad \textbf{(II.5)}$$

D'où :

$$Qmax.j = Qmoy\ maj\ j \times K_{max.j} \quad \textbf{(II.6)}$$

$$Qmin.j = Qmoy\ maj\ j \times K_{min.j} \quad \textbf{(II.7)}$$

Avec :

- $Q_{max.j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année ;
- $Q_{max.j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année ;
- $K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération. Sa valeur est comprise entre 1,1 et 1,3 ;
- $K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0,7 et 0,9
  Dans notre étude, on prendra : $K_{max.j}$ =1,2 et $K_{min.j}$ = 0,8.

Les débits max et min sont résumés dans le tableau (I.18) :

Tableau II. 19 : *Estimation des débits max et min des différentes zones à l'horizon 2050*

Localités	$Q_{moy.j}$ (m^3/j)	$Q_{moy.j.maj}$ (m^3/j)	$Q_{max.j}$ (m^3/j)	$Q_{min.j}$ (m^3/j)
Zone 1	3302,66	3963,192	4755,8304	3170,5536
Zone 2	3243,235	3891,882	4670,2584	3113,5056
Zone 3	1094,385	1313,262	1575,9144	1050,6096
Zone 4	725,25	870,3	1044,36	696,24
Total	8365,53	10038,636	**12046,3632**	8030,9088

Interprétation :

Il ressort d'après ces chiffres que l'accroissement de la population induit un accroissement des besoins en eau ce qui nécessite une plus grande mobilisation des ressources hydraulique afin de garantir une alimentation en eau potable correcte de la population à court et à long terme.

II.8. Variation du débit horaire :

Le débit journalier subit aussi des variations sur les 24 heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par le coefficient $K_{max.h}$ dite, variation maximale horaire. Elle nous permet ainsi de déduire la plus forte charge du réseau afin de le dimensionner.

- Consommation moyenne horaire :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} \quad (m^3/h) \quad \textbf{(II.8)}$$

- Consommation maximal horaire :

$$Q_{max.h} = Q_{moy.h} \times k_{max.h} \ (m^3/h) \quad \textbf{(II.9)}$$

- Le coefficient de variation horaire $K_{max.h}$ peut être définit comme suit :

$$k_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad \textbf{(II.10)}$$

Avec :

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

Dans notre cas (zone rurale et semi-rurale) on prend **α_{max} = 1,2 ;**

- **β_{max}** : coefficient qui dépend du nombre d'habitant et sera déterminé par la méthode d'interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau (II.20) :

Tableau II. 20 : *Valeurs de βmax en fonction du nombre d'habitants*

Nombre d'habitants × 1000	< 1	1.5	2.5	4.0	6.0	10	20	30	100	300	>1000
β_{max}	2.00	1.80	1.60	1.50	1.40	1.30	1.20	1.15	1.10	1.03	1.00

On calcule les valeurs de **β_{max}** pour chaque zone. Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau (II.21) :

Tableau II. 21 : *Les valeurs de βmax et $K_{max.h}$ à l'horizon 2050*

Localités	**Nombre d'habitants**	**α_{max}**	**β_{max}**	**$K_{max\ h}$**
Zone 1	20843	1,2	**1.19**	**1.43**
Zone 2	20090		**1.20**	**1.4**
Zone 3	6822		**1.38**	**1.66**
Zone 4	4639		**1.47**	**1.76**

Les consommations moyennes et maximales horaires des différentes zones sont calculées respectivement par les formules (II.8) et (II.9) et représentées dans le tableau (II.22) :

Tableau II. 22 : *La consommation moyenne et maximale horaire pour chaque zone*

Localités	**$Q_{max.j}$ (m^3/j)**	**$Q_{moy.h}$ (m^3/j)**	**$Q_{max.h}$ (m^3/j)**
Zone 1	4755,83	198,16	283.37
Zone 2	4670,26	194,59	280.21
Zone 3	1575,91	65.66	108.99
Zone 4	1044,36	43.515	76.59
Total	**12046,36**	**501.925**	**749.16**

II.9. Bilan ressources-besoins :

Ce bilan déterminera la situation hydraulique de la commune de Bouzeguène, et ce en comparant d'une part, les ressources mobilisées actuellement en période d'étiage, à savoir : la source *Adardar* avec un débit de 1750 m^3/j et les forages *Ait-Ikhelef* avec un débit de 80.352 m^3/j, les forages d'*Oued Boubhir* réalisés récemment avec un débit de 1500 m^3/j, et les trois sources secondaires (Tala Bouada, Aghendjour ; Insar) qui totalisent un débit

moyen journalier estimé à 1555.2 m^3/j sensées garantir la distribution en eau des trois villages Sahel, Takoucht et Taourirt. et d'autre part les besoins de la commune en terme d'AEP.

Le bilan de consommation de la zone d'étude est présenté dans la figure (I.6) suivant :

Ressources mobilisées 4885.552 m3/j

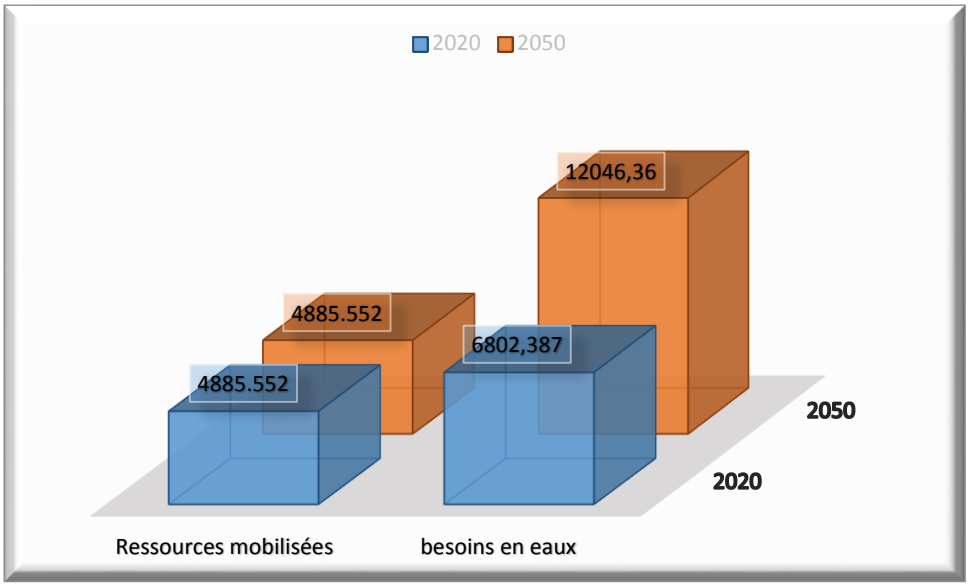


Figure II. 5 : *Bilan ressources-besoins*

I.5. Conclusion :

La mise en évidence des besoins en eau potable de la commune et par conséquent le total des besoins en eau à l'horizon 2050, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des bâches d'eau ainsi que de dimensionner l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

L'élaboration du bilan besoins-ressources nous montre que la commune de Bouzeguène présente un déficit énorme en eau potable, ce qui nécessitera la mobilisation de nouvelles ressources afin d'assurer les besoins à long terme. Ces nouvelles ressources devront couvrir le déficit estimé à 7240,3632 m^3/j soit 83.80 l/s.

D'après les données recueillies auprès de la direction des ressources en eau, le seul moyen possible et la seule ressource proche pour combler cet énorme déficit est de faire un renforcement à partir du barrage *Tichy-Haff* de *Bejaïa* à travers un piquage situé à 130 m d'altitude et les deux forages situé respectivement à 130 ;134 m au niveau d'*Ouzellaguen*, via quatre stations de reprise vers le réservoir final situé à 1253m d'altitude. Ensuite une adduction gravitaire vers les réservoirs de tête de chaque zone.

Cette réalisation ne va pas seulement alléger la crise en eau que connait la région de Bouzeguène mais aussi de combler les déficits des deux communes « AIT ZIKI et ILLOULA » estimé à 3127.64 m^3/j soit 36.20 l/s. Ainsi le débit total transféré à partir du piquage sera égale à 10368 m^3/j soit 120 l/s.

Chapitre III : Réservoirs

III.1. Introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau de la population, il faut choisir un réseau qui permet l'alimentation en eau potable des localités en question, ce réseau comporte plusieurs éléments, à savoir, des stations de pompage, des conduites de refoulement et de distribution, des ouvrages de stockage et des ouvrages de protection.

Le réservoir est un ouvrage très important dans un système d'eau potable, c'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel. L'objectif de ce chapitre est de déterminer la capacité des ouvrages de stockage nécessaires pour satisfaire les besoins future des zones à alimenter.

III.2. Définition et rôle :

Un réservoir ou un château d'eau est un ouvrage hydraulique de stockage de l'eau et de régularisation des débits et des pressions. Ces ouvrages jouent un rôle primordial dans l'adduction et la distribution de l'eau.

Leurs nombreux rôles peuvent se résumer comme suit :

- Régularisation des débits et des pressions ;
- Compensation de l'écart entre les apports d'eau et la consommation (débit de point) ;
- Maintien de l'eau à l'abri des risques de contamination et sa préservation contre les fortes variations de température ;
- Lutte contre d'éventuels incendies par la partie du volume y est réservée ;
- Offrent la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- Constituent une réserve pour les imprévus (ruptures, panne des pompes, réparation et extension du réseau, etc.).
- Réduction des dépenses d'énergie.

III.3. Classification des réservoirs :

D'après la nature du matériau de construction, on distingue [5] :

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs en maçonnerie ;
- Les réservoirs en béton armé.

D'après la position par rapport au sol, ils peuvent être :

- Enterrés ;
- semi enterrés ;
- Surélevés.

D'après leurs formes :

- Circulaires ;
- Rectangulaires ;
- Ou d'une forme quelconque.

III.4. Equipement des réservoirs :

III.4.1. Conduite d'arrivée :

L'arrivée se fait par-dessus la surface libre (par surverse) ou en prolongeant la conduite par son extrémité pour qu'elle soit noyée, elle doit s'obturer quand l'eau atteint un niveau max dans la cuve à l'aide d'un flotteur. L'arrivée en chute libre provoque une oxygénation de l'eau favorable surtout aux eaux souterraines, et laisse les pompes travailler avec une hauteur et un débit constant [5].

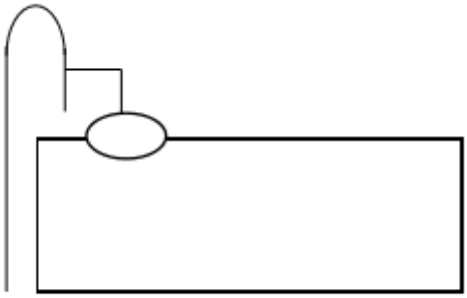


Figure III. 1 : adduction en chute libre

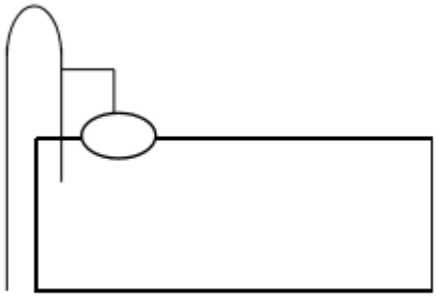


Figure III. 2 : adduction noyée

III.4.2. Conduite de distribution :

Le départ s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au-dessus du radier pour éviter l'introduction de boue, il y a lieu de réserver aussi un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement max du plan d'eau. Le bout peut être coudé pour éviter le phénomène du vortex [6].

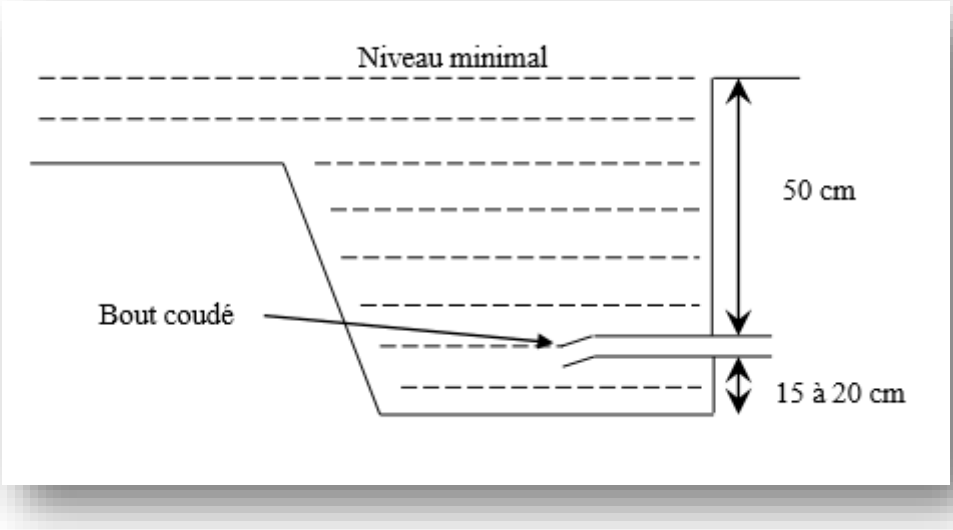


Figure III. 3 : Conduite de distribution

III.4.3. Conduite trop plein :

Elle sert à évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir dans le cas de la défaillance du flotteur [5].

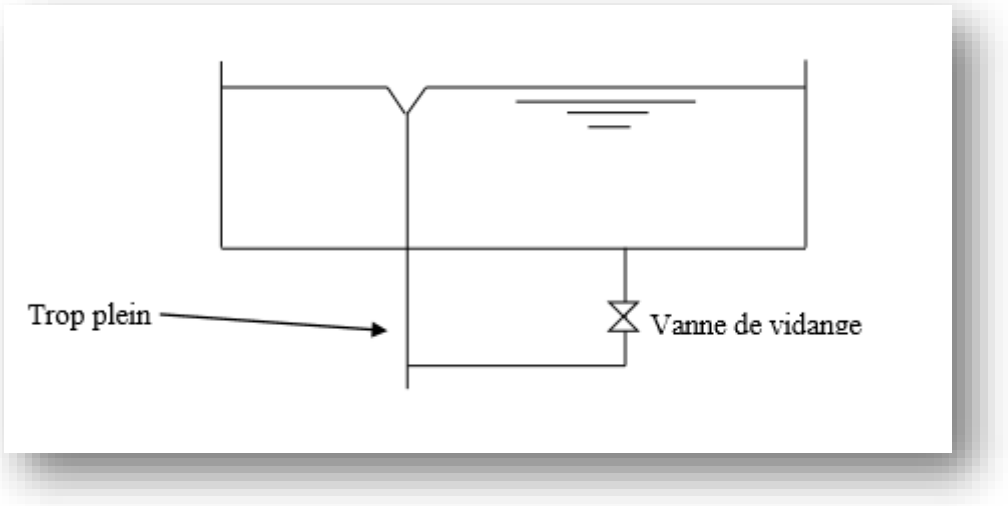


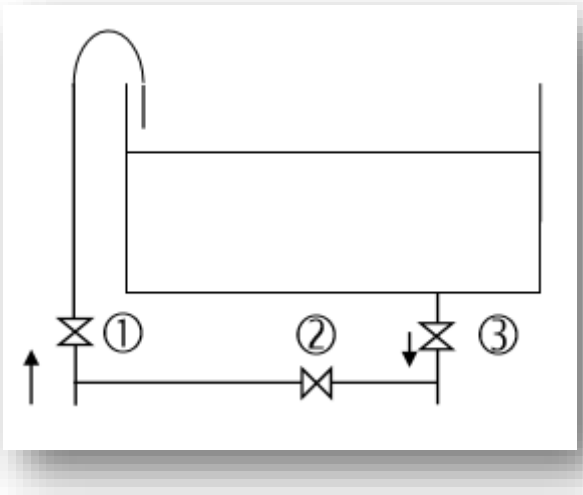
Figure III. 4 : *Trop plein et vidange*

III.4.4. Conduite de vidange :

Elle commence du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation du trop-plein, équipée d'un robinet vanne pour tout travaux de réparation éventuelle ou de nettoyage [5].

III.4.5. Conduite by-pass :

C'est la création d'une communication entre l'adduction et la distribution, en temps normale les vannes 1 et 3 sont ouvertes et la vanne 2 est fermée, en by-pass on ferme les vannes 1et 3 et on ouvre la vanne 2 [5].



1- Vanne d'amenée
2- By-pass
3- Vanne de distribution

Figure III. 5 : By-pass entre l'adduction et la distribution

III.4.6. Reserve d'incendie :

Pour éviter le passage de la réserve dans la distribution, on aménage la disposition indiquée dans la figure (III-6), en temps normal la vanne 1 est ouverte et 2 fermée, en cas de besoin il suffira d'ouvrir la vanne 2 tout en évitant la tranche morte [5].

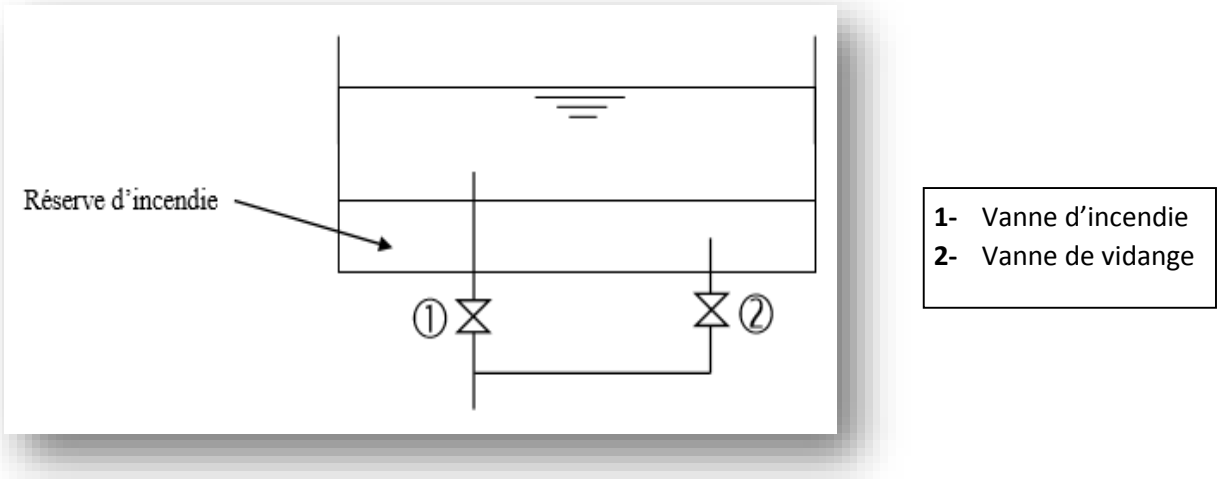


Figure III. 6 : *Système de deux prises*

Le dispositif le plus employé est celui en siphon figure (III-7) où en temps normal, la vanne 1 est ouverte et la vanne 2 est fermée, le siphon se désamorce grâce à l'évent exposé à l'air libre, ainsi lors de l'atteinte de la réserve d'incendie, il suffira d'ouvrir la vanne 2 [5].

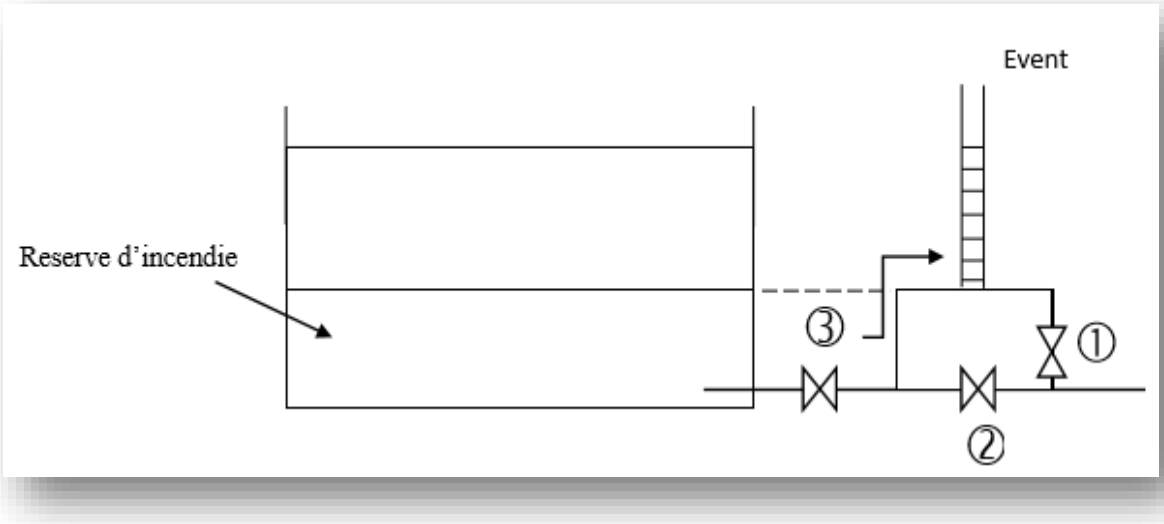


Figure III. 7 *: Système à Siphon*

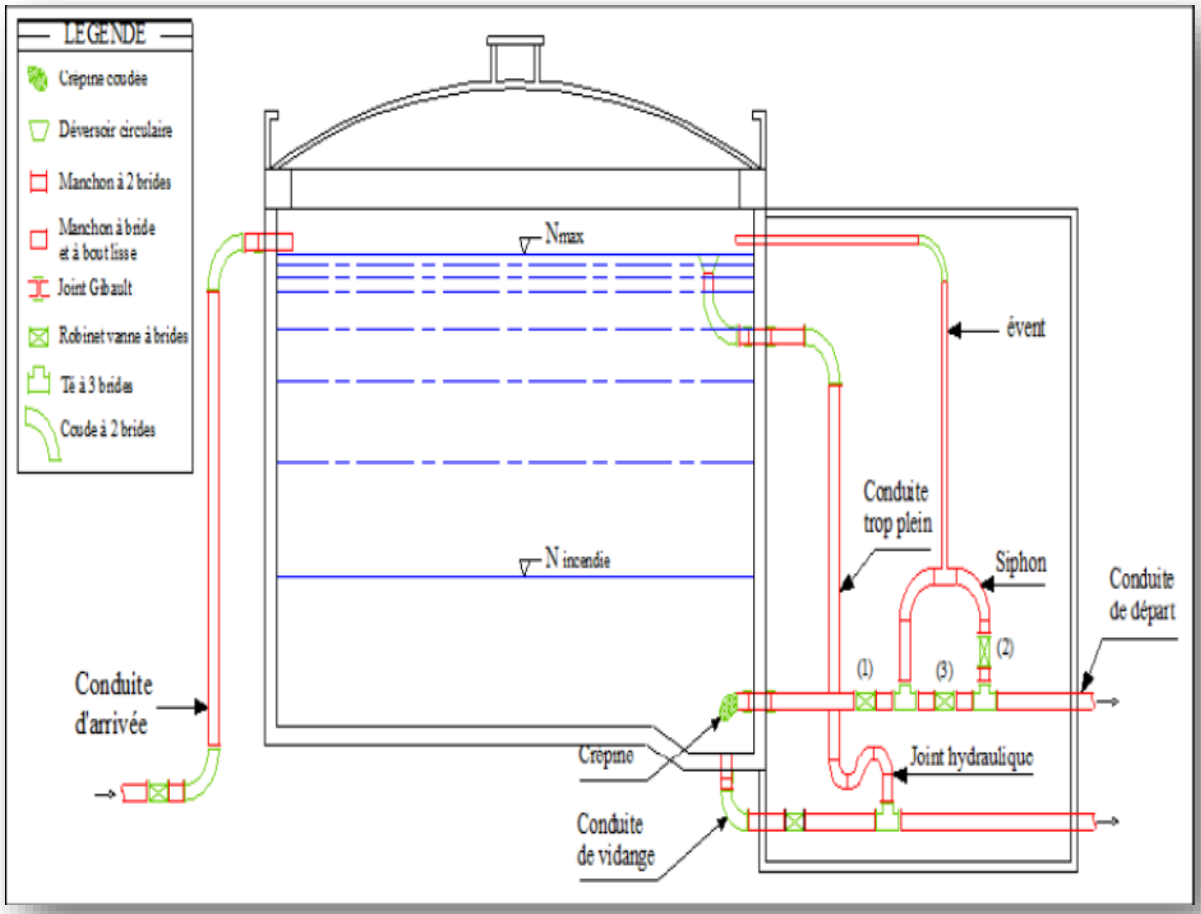


Figure III. 8 : *schéma général d'un réservoir avec équipements*

III.5. Capacité de réservoir :

Le volume pompé au réservoir repose sur une répartition des débits de distribution qui peut différer d'une agglomération à une autre. Comme il est très difficile, à moins d'être en mesure d'avoir à sa disposition une statistique bien complète, de connaitre avec précision les modalités de la distribution, il est conseillé, en alimentation urbaine et pour réserver l'avenir sans, pour autant, exagérer le temps de stagnation de l'eau dans la cuve, de se rapprocher d'une capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée éventuellement de la réserve d'incendie, d'une part , et d'autre part, il dépend du mode de pompage utilisé qui se fait d'une manière constante sur toutes les heures du jour. La hauteur de l'eau dans la cuve est prise souvent égale à 4m en moyenne. Le calcul de la capacité du réservoir peut se faire par deux méthodes : [5]

- Méthode analytique ;
- Méthode graphique.

III.5.1. Méthode analytique :

A partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de

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

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

Avec :

- V_{max} :Volume maximal que peut contenir le réservoir (m^3)
- $Q_{max.j}$: Débit max journalier (m^3/j)
- P_{max} (%) : Résidu maximum dans le réservoir

a. Détermination de la valeur de Pmax :

La valeur de P_{max} se détermine comme suit :

- Nous avons déterminé précédemment les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{max.h}$ pour la zone d'étude à desservir. La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution de débit journalier (voir Annexe.III.1) ;
- On repartit ensuite le débit de pompage le long de la journée (20 heures pour notre cas) ;
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe ;
- On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée (P_{max}) fera le pourcentage du volume de stockage, tel que :

$$\mathbf{P_{max}(\%) = |R+| + |R-|} \quad \textbf{(III.2)}$$

Où :

- |R+| : Valeur maximale du résidu dans le réservoir (%)
- |R-| : Valeur minimale du résidu dans le réservoir (%)

b. Le volume total de réservoir [5] :

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie (La motopompe de base de lutte contre le feu est de 60 m^3/h, dont la durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen peut être évaluée à 2 h. Par conséquent, la réserve à prévoir est de 120 m^3. Le volume total est donc :

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \quad \textbf{(III.3)}$$

Avec :

- V_T: volume total du réservoir (m3) ;
- **Vinc** : volume de réserve d'incendie ($V_{incendie}$=120 m^3).

c. Calcul du diamètre :

La hauteur des réservoirs varie généralement entre 3 et 6 m. on prend H = 4 m pour les réservoirs dont le volume est inférieur à 500 m^3 et H=5 m pour les réservoirs supérieurs à 500 m^3.

$$V = S \times H = \frac{\pi \times D^2}{4} \times H \Leftrightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} \quad \textbf{(III.4)}$$

d. Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie :

On a:

$$V_{inc} = 120\ m^3 \Leftrightarrow H_{inc} = \frac{(4 \times V_{inc})}{\pi \times D^2} \quad \textbf{(III.5)}$$

e. Calcul la hauteur d'eau disponible à desservir :

$$Hd = H - Hinc \quad \textbf{(III.6)}$$

III.5.2. Méthode graphique:

Pour évaluer le volume de la réserve d'équilibre à l'aide de cette méthode, il faut :

- évaluer la consommation de la journée de consommation maximale à partir des données habituellement conservées à la station de purification ;
- mettre ces données sous forme de tableau ;
- tracer la courbe de la consommation cumulative de cette journée **Figure (III. 9)** ligne discontinue) ;
- sur ce même graphique, tracer la droite qui relie le point représentant la consommation à 0 heure à celui représentant la consommation à 24 heures ; la pente de cette droite représente le taux de consommation moyen pour la journée en question ;
- tracer deux droites parallèles à la droite tracée précédemment : une droite tangente à la partie supérieure de cette même courbe ;
- mesurer la distance verticale qui sépare ces deux droites parallèles ; cette distance représente, à l'échelle du graphique, le volume de la réserve d'équilibre pour la journée en question. Ce volume d'eau est réparti entre les différents réservoirs de la municipalité.

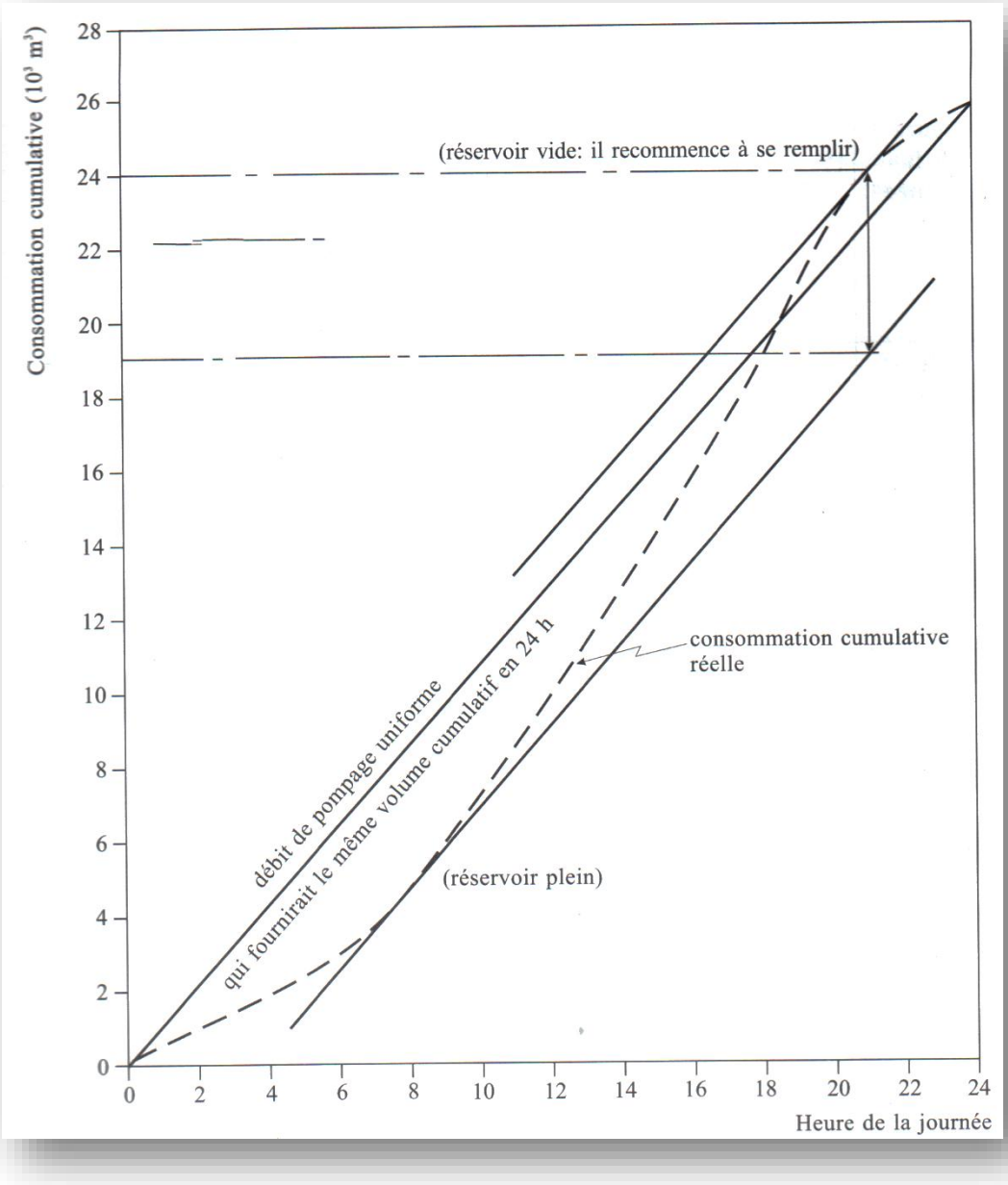


Figure III. 10 : dimensionnement d'un réservoir par la méthode graphique

III.6. Dimensionnement des réservoirs et des stations de reprises :

La station de reprise est équipée d'un ouvrage de transaction d'eau avec une capacité bien déterminée et une station de pompage permettant le refoulement. L'adduction par refoulement jusqu'au réservoir final s'effectue par l'intermédiaire de quatre stations de reprises : SR01, SR02, SR03 et SR04.

III.6.1. Dimensionnement du réservoir de la station de reprise (SR1) :

La première station de reprise, implantée à une cote de CR = 177 m, sera dotée d'un réservoir de transit qui reçoit l'eau venant gravitairement par deux apports :

- À partir du piquage sur la conduite de transfert « Tichy-Haff vers Béjaia » au niveau d'Ouzellaguène avec une pression de service de 90 m (relevée à partir d'un piézomètre

implanté en place) à une altitude de 130 m, ce qui nous donnera une cote piézométrique de 220 m, de débit estimés à 6048 m^3/j, soit 70 l/s, et ceci 24h/24h,

- À partir de deux forages de débits estimés à 4320 m^3/j, soit 50 l/s.

Puisque la station de reprise SR1 refoule à raison de 20h /24h, alors son dimensionnement sera comme les réservoirs.

Les résultats détaillés de dimensionnement sont présentés dans le tableau (III.1) suivant :

Tableau III. 1 : *Capacité du réservoir de la station de reprise (SR1)*

Heures	apport %		Refoulement (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
	piquage	Forages				
00→01	2,430	0	0,000	0	-1,736	-1,736
01→02	2,430	0	0,000	0	-1,736	**-3,473**
02→03	2,430	2,084	5,000	0,347		-3,125
03→04	2,430	2,084	5,000	0,347		-2,778
04→05	2,430	2,084	5,000	0,347		-2,431
05→06	2,430	2,084	5,000	0,347		-2,084
06→07	2,430	2,084	5,000	0,347		-1,736
07→08	2,430	2,084	5,000	0,347		-1,389
08→09	2,430	2,084	5,000	0,347		-1,042
08→10	2,430	2,084	5,000	0,347		-0,695
10→11	2,430	2,084	5,000	0,347		-0,347
11→12	2,430	2,084	5,000	0,347		0,000
12→13	2,430	2,084	5,000	0,347		0,347
13→14	2,430	2,084	5,000	0,347		0,694
14→15	2,430	2,084	5,000	0,347		1,042
15→16	2,430	2,084	5,000	0,347		1,389
16→17	2,430	2,084	5,000	0,347		1,736
17→18	2,430	2,084	5,000	0,347		2,084
18→19	2,430	2,084	5,000	0,347		2,431
19→20	2,430	2,084	5,000	0,347		2,778
20→21	2,430	2,084	5,000	0,347		3,125
21→22	2,430	2,084	5,000	0,347		**3,473**
22→23	2,430	0	0,000	0	-1,736	1,736
23→24	2,430	0	0,000	0	-1,736	0,000
Total	58,33	41,67	100	6,945	-6,945	

D'où : la valeur de P (%) est :

$$P_{max}\ (\%) = |3,473| + |-3,473| = 6.946\ \%$$

Donc : le volume total de la SR1 est :

$V_{SR} = \frac{6.946 \times 10368}{100} = 720.16\ m^3$

$V_T = V_{SR} + V_{inc}$

$V_T = 840.16\ m^3$

On opte pour un réservoir de : **V=1000 m^3**

- **Calcul du diamètre du réservoir de SR1 :**

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, sa hauteur étant fixée à H=5 m, son diamètre est donné par la formule ci-après :

$$\boldsymbol{D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 1000}{\pi \times 5}}}$$

D=15.96 m

Donc on va prendre : **D =16 m**

- **Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie**

$H_{inc} = \frac{(4 \times V_{inc})}{\pi \times D^2}$, avec V_{inc}=120 m^3

$$H_{inc} = \frac{(4 \times 120)}{\pi \times 16^2}$$

H_{inc} = 0.60 m

- **Calcul la hauteur d'eau disponible à desservir**

$H_d = H - H_{inc}$

$H_d = 5 - 0.60 =$ **4.4 m**

III.6.2. Calcul de la capacité des stations de reprise SR02, SR03 et SR04:

Le dimensionnement des trois autres stations de reprise SR02, S R 03 e t S R 04, qui s e t r o u v e n t à d e s c o t e s respectivement (348m, 648m et 948m) et qui reçoivent le même débit que SR01, sera basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorce pas. On prendra dans ce cas un temps de stockage d'un quart d'heure (1/4 heure).

D'où : $Vsr = \frac{(Q_{max.j} \times t)}{T}$ (III 7)

Avec :

- $Q_{max\ j}$: débit entrant dans la station de reprise (m^3/j) ;
- T : temps de pompage (heures) ;
- V_{sr} : volume de la station de reprise (m^3) ;
- t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (1/4 heure).

$$Vsr = \frac{(10368 \times 0.25)}{20}$$

Vsr = 129.6 m³

On prend un réservoir de **150 m³**

Après avoir déterminé la capacité des SR (02,03 et 04), on fixe la hauteur h = 4m, leur diamètre sera :

- **Calcul du diamètre du réservoir de SR2, SR3 et SR4 :**

H= [3 à 6] m, on prend H= 4m

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 150}{\pi \times 4}}$$

D = 6.91 m

Donc on va prendre : **D =7 m**

- **Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie :**

$H_{inc} = \frac{(4 \times V_{inc})}{\pi \times D^2}$, avec V_{inc}=120 m³

$$H_{inc} = \frac{(4 \times 120)}{\pi \times 7^2}$$

H_{inc} = 3.12 m

- **Calcul la hauteur d'eau disponible à desservir :**

Hd =H – Hinc

Hd = 4 – 3.12 = **0.88 m**

III.6.3. Dimensionnement du réservoir final :

Le réservoir final se situe à une cote de 1253 m, il reçoit un débit de $Q_{max.j}$= 10368 m³/j, ce réservoir assure une adduction gravitaire vers les trois communes à alimenter.

Tableau III. 2 : *zones à desservir par le réservoir de final*

Les dispersions	Débit m³/j
La commune d'Illoula	1750
La commune d'Ait Zikki	1377.64
Zone 2.3 et 4	4381.87
Zone 1	2858.49

Le calcul de sa capacité est présenté dans le tableau (III.3) :

Tableau III. 3 : *Dimensionnement du réservoir final*

Heures	Apport %	Sortie vers %				Surplus	Déficit	Résidu
		Illoula	Ait Zikki	Zone 1	Zone 2,3 et 4			
00→01	0	0,703	0,554	1,149	1,761		-4,167	-4,167
01→02	0	0,703	0,554	1,149	1,761		-4,167	**-8,333**
02→03	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		-7,500
03→04	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		-6,667
04→05	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		-5,833
05→06	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		-5,000
06→07	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		-4,167
07→08	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		-3,333
08→09	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		-2,500
08→10	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		-1,667
10→11	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		-0,833
11→12	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		0,000
12→13	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		0,833
13→14	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		1,667
14→15	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		2,500
15→16	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		3,333
16→17	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		4,167
17→18	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		5,000
18→19	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		5,833
19→20	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		6,667
20→21	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		7,500
21→22	5	0,703	0,554	1,149	1,761	0,833		**8,333**
22→23	0	0,703	0,554	1,149	1,761		-4,167	4,167
23→24	0	0,703	0,554	1,149	1,761		-4,167	0,000
Total	100	16,880	13,290	27,57	42,26	16,667	-16,667	

D'où : la valeur de P (%) est :

$$P_{max}\ \% = |8.333| + |-8.333| = 16{,}666\ \%$$

Donc : le volume total du réservoir final est :

$$V_{max} = \frac{16.666 \times 10368}{100} = 1727.93\ \text{m}^3$$

$V_T = V_{max} + V_{inc}$

$V_T = 1847.93\ \text{m}^3$

On opte pour un réservoir de : **V=2000 m^3**

- **Calcul du diamètre du réservoir final :**

Après avoir déterminer la capacité du réservoir, sa hauteur étant fixée à H=5 m, son diamètre est donné par la formule ci-après :

$$D = \sqrt{\frac{4\times V}{\pi\times H}} = \sqrt{\frac{4\times 1900}{\pi\times 5}}$$

D=22 m

- **Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie**

$H_{inc} = \frac{(4\times V_{inc})}{\pi\times D^2}$, avec V_{inc}=120 m^3

$$H_{inc} = \frac{(4\times 120)}{\pi\times 22^2}$$

H_{inc} = 0.32 m

- **Calcul la hauteur d'eau disponible à desservir**

$H_d = H - H_{inc}$

H_d = 5 – 0.32 = **4.68 m**

III.6.4. Dimensionnement de réservoirs de tête R06 de la première zone d'étude de la commune de Bouzeguène :

Le réservoir R06 se situe à une cote de 1077 m, et alimenté par trois apports à savoir :

- Le réservoir final avec un débit égal à 33.084 l/s ;
- La source Adardar avec un débit de 4.05 l/s ;
- Les trois sources secondaires (Tala Bouada, Aghendjour ; Insar) qui totalisent un débit moyen journalier estimé à 18 l/s sensés garantir la distribution en eau des trois villages Sahel, Takoucht et Taourirt.

Donc l'apport total pour R06 est de 55.1344 l/s. A son tour, ce réservoir assure la distribution de 4763.6 m3 /j vers la zone 01 dont le nombre d'habitant est 20843, avec un débit de Qmax.j 4755,8304 m3 /j.

D'où :

α_{max} = 1,2 et β_{max} = 1,19
$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$ = 1,43

Tableau III. 4 : *Dimensionnement du réservoir de tête R06*

ure He	Entrées à partir de %	Sorties %			

	Source d'Adardar	Les trois sources secondaires	Réservoir de tête	Distribution	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00→01	0,306	1,360	2,5	2	2,167		2,167
01→02	0,306	1,360	2,5	2,1	2,067		4,233
02→03	0,306	1,360	2,5	1,85	2,317		6,550
03→04	0,306	1,360	2,5	1,9	2,267		8,817
04→05	0,306	1,360	2,5	2,85	1,317		10,133
05→06	0,306	1,360	2,5	3,7	0,467		**10,600**
06→07	0,306	1,360	2,5	4,5		-0,333	10,267
07→08	0,306	1,360	2,5	5,3		-1,133	9,133
08→09	0,306	1,360	2,5	5,8		-1,633	7,500
08→10	0,306	1,360	2,5	6,05		-1,883	5,617
10→11	0,306	1,360	2,5	5,8		-1,633	3,983
11→12	0,306	1,360	2,5	5,7		-1,533	2,450
12→13	0,306	1,360	2,5	4,8		-0,633	1,817
13→14	0,306	1,360	2,5	4,7		-0,533	1,283
14→15	0,306	1,360	2,5	5,05		-0,883	0,400
15→16	0,306	1,360	2,5	5,3		-1,133	-0,733
16→17	0,306	1,360	2,5	5,45		-1,283	-2,017
17→18	0,306	1,360	2,5	5,05		-0,883	-2,900
18→19	0,306	1,360	2,5	4,85		-0,683	-3,583
19→20	0,306	1,360	2,5	4,5		-0,333	-3,917
20→21	0,306	1,360	2,5	4,2		-0,033	**-3,950**
21→22	0,306	1,360	2,5	3,6	0,567		-3,383
22→23	0,306	1,360	2,5	2,85	1,317		-2,067
23→24	0,306	1,360	2,5	2,1	2,067		0,000
Total	**7,35**	**32,65**	**60**	**100**	**14,550**	**-14,550**	

D'où : la valeur de P(%) est :

Pmax % = |10.600|+ |-3.950|= 14.55 %

Donc : le volume total de R06 est :

$$V_{max} = \frac{14.55 \times 4763.6}{100} = 693.10 \ \text{m}^3$$

$V_T = V_{max} + V_{inc}$

$V_T = 813.10\ m^3$

On opte pour un réservoir de : **V = 850 m^3**

- **Calcul du diamètre du réservoir de tête R06 :**

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, sa hauteur étant fixée à H=5 m, son diamètre est donné par la formule ci-après :

$$D = \sqrt{\frac{4\times V}{\pi\times H}} = \sqrt{\frac{4\times 850}{\pi\times 5}}$$

D =14.72 m

On prend D =15 m

- **Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie**

$H_{inc} = \frac{(4\times V_{inc})}{\pi\times D^2}$, avec V_{inc}=120 m^3

$$H_{inc} = \frac{(4 \times 120)}{\pi \times 15^2}$$

H_{inc} = 0.68 m

- **Calcul la hauteur d'eau disponible à desservir**

$H_d = H - H_{inc}$

H_d = 5 – 0.68 = **4.32 m**

III.6.5. Dimensionnement de brise charge:

Les brises charges sont des ouvrages intermédiaires dans lesquelles une partie de l'énergie que possède l'eau à son entrée se trouve brisée et laminée par une vanne pointeau, donnant ainsi une perte de charge singulière. Les brises charge peuvent également jouer un rôle de décanteur et de filtre. Elles sont toujours équipés d':

- Une entrée d'eau avec une vanne de régulation.
- Une sortie d'eau avec une vanne ouvert-fermé (type Vanne à Boisseau Sphérique) et une purge d'air,
- Une vidange,
- Un trop-plein,
- Une trappe de visite.

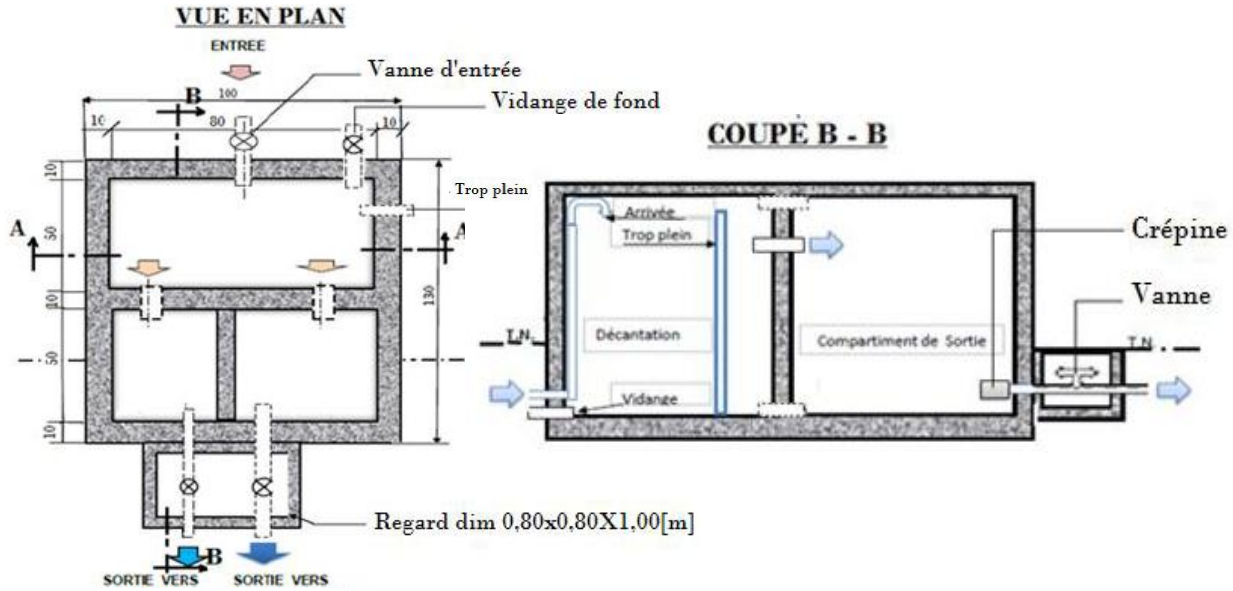


Figure III. 11 : Brise charge décanteur

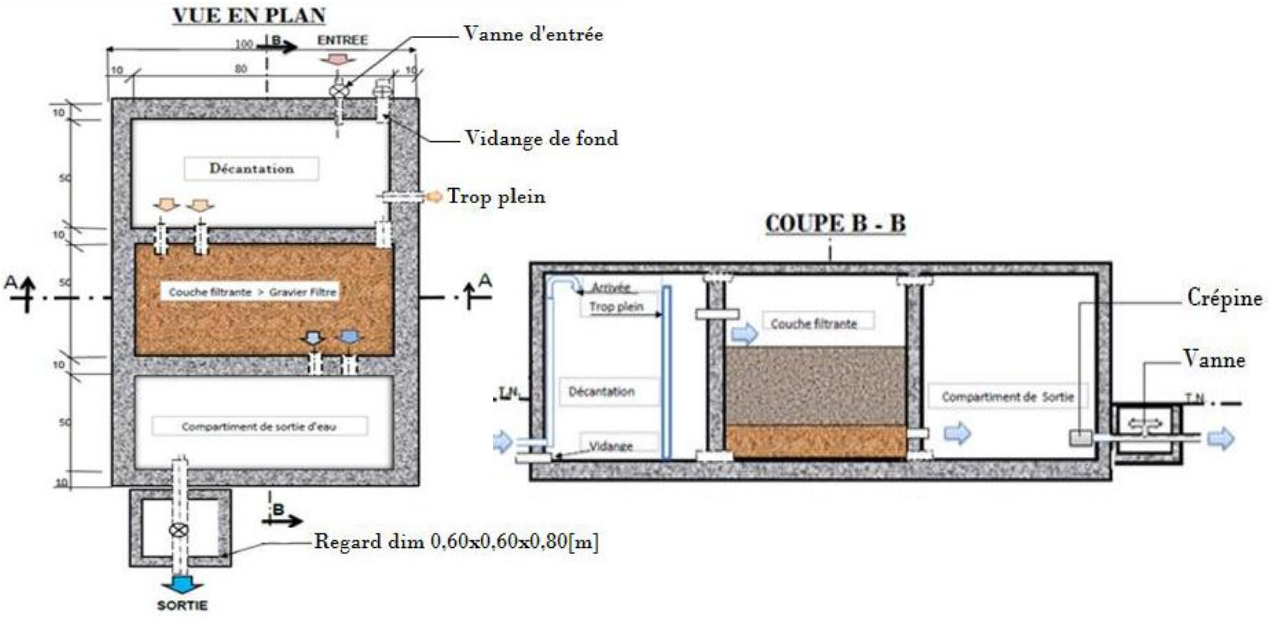


Figure III. 12 : Brise charge avec décanteur et filtre

Le réseau d'adduction nécessite l'implantation d'une brise-charge calées à la cote TN 1154.66 m NGA

La capacité de la brise-charge est déterminée d'après le temps de fermeture de la vanne, l'objectif étant de maintenir le plein de la conduite aval. Son dimensionnement sera comme les réservoirs, On prendra dans ce cas un temps de stockage d'un quart d'heure (1/4 heure).
Cette brise charge est alimentée par un débit de 50.72 l/s à partir du réservoir final RF, tandis qu'en aval, elle est munie de deux sorties : l'une vers la zone 4 Ath Salah avec un débit 7.27 l/s, et l'autre vers le réservoir de tête de Ath Ikhlef avec un débit 43.45 l/s.

D'où :

$$\mathbf{Vsr} = \frac{(Q_{max.j} \times t)}{T}$$

$$\mathbf{Vsr = \frac{4382.208*0.25}{24} = 45.648\ m^3}$$

On opte pour une brise charge de : **V=50 m³**

Après avoir déterminé la capacité de la brise charge, on fixe la hauteur h = 3m, leur diamètre sera :

- **Calcul du diamètre du réservoir de la brise charge :**

H= [3 à 6] m, on prend H= 3m

$$\boldsymbol{D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 200}{\pi \times 4}}}$$

D = 7.98 m

Donc on va prendre : **D =8 m**

- **Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie :**

$H_{inc} = \frac{(4 \times V_{inc})}{\pi \times D^2}$, avec V_{inc}=120 m³

$$H_{inc} = \frac{(4 \times 120)}{\pi \times 8^2}$$

H_{inc} = 2.39 m

- **Calcul la hauteur d'eau disponible à desservir :**

Hd =H – Hinc

Hd = 4 – 2.39 = **1.61 m**

III.6.6. Dimensionnement de réservoir R07 :

Le réservoir R07 se situe à une cote de 1104 m, et alimenté par deux apports à savoir :

- Le réservoir final avec un débit de 7.27 l/s ;
- La source Adardar avec un débit de 4.88 l/s ;

Donc l'apport total pour R07 est 12.15 l/s. Ce dernier assure la distribution vers la zone 4 dont le nombre d'habitants est de 4639 habitants.

D'où :

α_{max} = 1,2 et βmax = 1,47

$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$ = 1,76

Tableau III. 5 : *Dimensionnement du réservoir R07*

Heures	Apport %		Sortie %	Surplus	Déficit	Résidu
	Réservoir final	Adardar	Ait Salah			
00→01	2,493	1,673	0,9	3,267		3,267
01→02	2,493	1,673	0,9	3,267		6,533

02→03	2,493	1,673	0,9	3,267		9,800
03→04	2,493	1,673	1	3,167		12,967
04→05	2,493	1,673	1,35	2,817		15,783
05→06	2,493	1,673	3,85	0,317		**16,100**
06→07	2,493	1,673	5,2		-1,033	15,067
07→08	2,493	1,673	6,2		-2,033	13,033
08→09	2,493	1,673	5,5		-1,333	11,700
08→10	2,493	1,673	5,85		-1,683	10,017
10→11	2,493	1,673	5		-0,833	9,183
11→12	2,493	1,673	6,5		-2,333	6,850
12→13	2,493	1,673	7,5		-3,333	3,517
13→14	2,493	1,673	6,7		-2,533	0,983
14→15	2,493	1,673	5,35		-1,183	-0,200
15→16	2,493	1,673	4,65		-0,483	-0,683
16→17	2,493	1,673	4,5		-0,333	-1,017
17→18	2,493	1,673	5,5		-1,333	-2,350
18→19	2,493	1,673	6,3		-2,133	-4,483
19→20	2,493	1,673	5,35		-1,183	-5,667
20→21	2,493	1,673	5		-0,833	**-6,500**
21→22	2,493	1,673	3	1,167		-5,333
22→23	2,493	1,673	2	2,167		-3,167
23→24	2,493	1,673	1	3,167		0,000
Total	59,84	40,16	100	22,6	-22,6	

D'où : la valeur de P (%) est :

Pmax % = |16.100|+ |-6.500|= 22.6 %

Donc : le volume total du réservoir R07 est :

$$V_{max} = \frac{22.6 \times 1049.76}{100} = 237.25 \text{ m}^3$$

$V_T = V_{max} + V_{inc}$

$V_T = 357.25 \text{ m}^3$

On opte pour un réservoir de : **V=400 m^3**

- **Calcul du diamètre du réservoir R07 :**

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, sa hauteur étant fixée à H=4 m, son diamètre est donné par la formule ci-après :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 400}{\pi \times 4}}$$

D =11.29 m

On prendra D =12 m

- **Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie :**

$H_{inc} = \frac{(4 \times V_{inc})}{\pi \times D^2}$, avec V_{inc} =120 m^3

$$H_{inc} = \frac{(4 \times 120)}{\pi \times 12^2}$$

H_{inc} = 1.06 m

- **Calcul la hauteur d'eau disponible à desservir :**

$H_d = H - H_{inc}$

H_d = 4 – 1.06 = **2.94 m**

III.6.7. Dimensionnement de réservoir R08 :

Le réservoir R08 de Ath Ikhlef, se situe à une cote de 1128.18 m, et alimenté par quatre apports à savoir :

- Le réservoir final avec un débit égal à 43.45 l/s ;
- La source Boubhir avec un débit de 17.36 l/s ;
- La source Adardar avec un débit estimé à 11.32 l/s
- Les deux forages d'Ath Ikhlef avec un débit moyen journalier estimé à 0.93 l/s

Donc l'apport total pour ce réservoir est de 73.06 l/s. ce dernier assure à son tour la distribution vers les zones 02 et 03 dont le nombre d'habitant est respectivement 20090, 6822.

Tableau III. 6 : *Dimensionnement du réservoir R08*

Heurs	Apport %				Sortie %		Surplus	Déficit	Résidu
	RF	Boubhir	adardar	Forages Ath Ikhlef	Zone 2	Zone 3			
00→01	2,478	0,990	0,646	0,053	1,495	0,252	2,419		2,419
01→02	2,478	0,990	0,646	0,053	1,570	0,252	2,344		4,763
02→03	2,478	0,990	0,646	0,053	1,383	0,252	2,531		7,294
03→04	2,478	0,990	0,646	0,053	1,421	0,252	2,494		9,788
04→05	2,478	0,990	0,646	0,053	2,131	0,505	1,531		11,319
05→06	2,478	0,990	0,646	0,053	2,766	0,757	0,643		**11,962**
06→07	2,478	0,990	0,646	0,053	3,365	1,262		-0,459	11,503
07→08	2,478	0,990	0,646	0,053	3,963	1,640		-1,436	10,067
08→09	2,478	0,990	0,646	0,053	4,337	1,640		-1,810	8,257
08→10	2,478	0,990	0,646	0,053	4,524	1,388		-1,745	6,512
10→11	2,478	0,990	0,646	0,053	4,337	1,135		-1,305	5,207
11→12	2,478	0,990	0,646	0,053	4,262	1,388		-1,483	3,724
12→13	2,478	0,990	0,646	0,053	3,589	1,766		-1,188	2,536
13→14	2,478	0,990	0,646	0,053	3,514	1,766		-1,114	1,422
14→15	2,478	0,990	0,646	0,053	3,776	1,388		-0,997	0,425

15→16	2,478	0,990	0,646	0,053	3,963	1,135		-0,931	-0,506
16→17	2,478	0,990	0,646	0,053	4,075	1,262		-1,170	-1,676
17→18	2,478	0,990	0,646	0,053	3,776	1,640		-1,249	-2,925
18→19	2,478	0,990	0,646	0,053	3,626	1,640		-1,100	-4,025
19→20	2,478	0,990	0,646	0,053	3,365	1,262		-0,459	-4,484
20→21	2,478	0,990	0,646	0,053	3,140	1,135		-0,109	**-4,593**
21→22	2,478	0,990	0,646	0,053	2,692	0,757	0,718		-3,875
22→23	2,478	0,990	0,646	0,053	2,131	0,505	1,531		-2,344
23→24	2,478	0,990	0,646	0,053	1,570	0,252	2,344		0,000
Total	59.47	23,76	15,50	1,27	74,77	25,23	16,556	-16,556	

D'où :

La valeur de P (%) est :

Pmax % = |**11,962**|+ |**-4,593**|= 16.555 %

Donc :

Le volume total de la R08 est :

$$V_{max} = \frac{16.555 \times 6312.384}{100} = 1045.02 \text{ m}^3$$

$V_T = V_{max} + V_{inc}$

$V_T = 1165.02 \text{ m}^3$

On opte pour un réservoir de : **V=1200 m^3**

- **Calcul du diamètre du réservoir R08 :**

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, sa hauteur étant fixée à H=5 m, son diamètre est donné par la formule ci-après :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 1200}{\pi \times 5}}$$

D =17.49 m

On prendra **D =18 m**

- **Calcul de la hauteur de la réserve d'incendie :**

$H_{inc} = \frac{(4 \times V_{inc})}{\pi \times D^2}$, avec V_{inc} =120 m^3

$$H_{inc} = \frac{(4 \times 120)}{\pi \times 18^2}$$

H_{inc} = 0.47 m

- **Calcul la hauteur d'eau disponible à desservir :**

$H_d = H - H_{inc}$

$H_d = 5 - 0.47 =$ **4.53 m**

III.7. Conclusion:

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les volumes des réservoirs ainsi que leurs dimensions (hauteur, hauteur d'incendie et diamètre du réservoir). Les résultats obtenus sont les suivants :

- ✦ La première partie comporte l'adduction par refoulement vers le réservoir final dont la capacité est de 1900 m^3, implanté à une cote de 1253m, par l'intermédiaire des quatre stations de reprises :
  - La SR01 située à une cote de 177m, avec une capacité de 2000 m^3 ;
  - Les (SR02, SR03, SR04) situées respectivement à des cotes 348m, 648m et 948m, avec une capacité qui est égale à 150 m^3 ;
- ✦ La deuxième partie comporte l'adduction gravitaire à partir du réservoir final
  - Vers le réservoir R06, qui se situe à une cote de 1077m, avec une capacité de 850 m^3, qui alimente la première zone
  - Ensuite la brise-charge qui se situe à une cote de 1154.66 m, avec un volume de 300 m^3, qui assure l'adduction vers la zone 4 Ait Salah,
  - Vers le réservoir R07 qui se situe à une cote de 1104m, avec un volume de 400m^3, il alimente la zone 4 (Ait Salah), Et finalement le R08 dont la capacité est de 1200m^3, situé à 1128.18 m d'altitude, il assure la distribution vers les zones 2 et 3.

Ces capacités garantiront l'alimentation en eau potable des localités en question. Après avoir fait le dimensionnement final des réservoirs, il nous parait nécessaire de dimensionner les conduites véhiculant l'eau entre les réservoirs, où cette étude sera détaillée dans le chapitre ci-après.

Chapitre IV : Adduction

IV.1. Introduction :

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source (forage, barrage, ressource naturelle) à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydrauliques vers le réservoir de stockage ou de distribution. Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin : « *Ad ducere* » qui signifie : mener ou conduire vers, amener …) [8]

IV.2. Type d'adduction :

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte. [14]

IV.2.1. Adduction gravitaire :

C'est une adduction ou l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

IV.2.2. Adduction par refoulement :

C'est une adduction ou l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydroélectriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote inferieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

IV.3.3. Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projetée est une adduction mixte (gravitaire refoulement).

IV.3. Choix du tracé :

Le choix de tracé est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- IL est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre-pentes.
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter les traversées d'Oueds, les routes, les voies ferrées autant que possible.

IV.4. Choix de type des conduites :

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de leur faisabilité technique et économique.

Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs critères, parmi lesquels [13] :

- Le diamètre ;
- La pression supportée ;

- ✦ Les conditions d'installation ;
- ✦ Le type de sol ;
- ✦ Le revêtement ;
- ✦ La résistance aux attaques chimiques (corrosion interne et externe et microbiologique).

Sur le plan économique, cette faisabilité dépend essentiellement de :

- ✦ La disponibilité ;
- ✦ La durée de vie ;
- ✦ Le prix unitaire.

Parmi les conduites utilisées on cite :

- Tuyaux métalliques (Acier, Fonte, Fonte ductile).
- Tuyaux à base de ciment (Béton, Béton armé, Béton précontraint).
- Tuyaux en matières plastiques (PVC, PEHD, PEBD, PRV).

Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD), l'acier et la fonte en raison des avantages qu'elles présentent :

On donne ci-dessous les avantages de quelques types de conduites [13] :

- ❖ Avantages des conduites en PEHD :
  - Bonne résistance aux sollicitations internes et externes ;
  - Insensibilité à la corrosion et à la chimie de l'eau ;
  - Disponibilité sur le marché ;
  - Un faible coût.

- ❖ Avantages des conduites en fonte ductile :
  - Une bonne résistance mécanique à la pression externe et interne ;
  - Facilité d'assemblage ;
  - Longue durée de vie ;
  - Une très bonne résistance à la corrosion

- ❖ Avantages des conduites en acier :
  - Ils n'ont pas besoin comme les tuyaux en fonte de posséder les pièces spéciales (Joints présentant une certaine élasticité) ;
  - Soudable ;
  - Bonne étanchéité ;
  - Peuvent supporter des pressions importantes ;
  - Disponibilité sur le marché ;
  - Ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport, mais plus lourds que les tuyaux en matière plastique ;
  - Par leurs élasticités s'adaptent aux reliefs plus aux moins accidentés.

❖ Les inconvénients des tuyaux en acier sont :

- Sensibilité à la corrosion donc ils nécessitent une protection extérieure et intérieure.
- Courte durée de vie (20 ans).

IV.5. Étude techno économique :

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite, repose sur deux critères :

✦ Techniquement, le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à des vitesses acceptables, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite ;

✦ Les frais d'investissement (frais d'exploitation et/ou les frais d'amortissement) sont proportionnels aux diamètres des conduites.

Pour le calcul d'une conduite gravitaire, quatre paramètres interviennent :

- Le débit : Q (m^3/s) ;
- La vitesse : v (m/s).
- La perte de charge unitaire : j (m).
- Le diamètre : D (m)

IV.5.1. Calcul de diamètre économique :

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique

❖ Pour les conduites par refoulement sont **:**

Formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} \qquad \text{(IV.1)}$$

Formule de BRESS :

$$D = 1{,}5 * \sqrt{Q} \qquad \text{(IV.2)}$$

Avec :

➢ **Q** : débit en m^3/s ;

➢ **D** : diamètre de la conduite en m.

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

Pour les conduites gravitaires on utilisera les formules suivantes :

$$\boldsymbol{D_{max} = \sqrt{\frac{4*Q}{V_{min}*\pi}}} \qquad \textbf{(IV.3)}$$

$$\boldsymbol{D_{min} = \sqrt{\frac{4*Q}{V_{max}*\pi}}} \qquad \textbf{(IV.4)}$$

Avec :

➢ D_{min} : Diamètre minimal de la conduite en (m) ;

- D_{max} : Diamètre maximal de la conduite en (m) ;
- Q : Débit transitant dans la conduite en m^3/s ;
- v_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement dans la conduite qui est de 1.5 m/s ;
- v_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement dans la conduite qui est de 0.5 m/s. [5]

IV.5.2. Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{V = \frac{4Q}{\pi D^2}} \qquad \textbf{(IV.5)}$$

Avec :

- **V** : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- **Q** : Débit transitant dans la conduite (m^3/s) ;
- **D** : Diamètre de la conduite (m).

IV.5.3. Calcul des pertes de charge :

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

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

a. Calcul des pertes de charge linéaires :

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

$$\Delta HL = J * L \qquad \text{(IV.6)}$$

$$J = \frac{\lambda \times V2}{2 \times g \times D} \qquad \text{(IV.7)}$$

- **Calcul du coefficient de perte de charge λ :**

Pour déterminer le coefficient de perte de charge λ aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes :

- Régime turbulent rugueux : Formule de ***NIKURADZE*** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = [1.14 - 2Log\left(\frac{K}{D}\right)]$$

$$\boldsymbol{\lambda = [1.14 - 0.86\ Log\left(\frac{K}{D}\right)]^{-2}} \qquad \textbf{(IV.8)}$$

- Régime transitoire : Formule de ***COLEBROOK*** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log[\left(\frac{K}{3.71D}\right) + \left(\frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}}\right)] \qquad \textbf{(IV.9)}$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite en m ;
- J : Perte de charge par unité de longueur en m/ml ;
- g : Accélération de la pesanteur égale à $9{,}81 m/s^2$;

- D : Diamètre de la conduite en m ;
- V : Vitesse d'écoulement en m/s ;
- λ : Coefficient de perte de charge de ***DARCY*** ;
- Re : nombre de ***REYNOLDS***, donné par la formule suivante :

$$R_e = \frac{V \times D}{\upsilon} \quad \text{(IV.10)}$$

Avec :

- **ν** : viscosité cinématique de l'eau à 20°C : **ν** =1.00 10^{-6} m^2/s.
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

$$K = K_0 + \alpha T \quad \text{(IV.11)}$$

Avec :

- K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs

Les valeurs de la rugosité utilisées en pratique pour les conduites

- En PEHD sont :

K_0 = 0.01mm pour D ≤ 200mm
K_0 = 0.02 mm pour D > 200mm

- Et pour l'acier

K_0 = 0.1mm

- **α** : coefficient de vieillissement déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT qui correspond à la zone de faible agressivité (voir annexe (IV.1)).
- **T** : temps de service du réseau.

Dans notre cas :
T= 25 ans
α = 0,0036 mm/an
$K = K0 + 0{,}0036 * 25$

- Pour l'acier

K=0.19 mm

- Pour PEHD

K=0.1

- Pour la fonte ductile

K=0.03

b. Calcul des pertes de charge singulières :

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

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD :

$$\boldsymbol{H_s = 0.1 \times H_l} \quad \textbf{(IV.12)}$$

- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte et l'acier **:**

$$\boldsymbol{H_s = 0.15 \times H_l} \quad \textbf{(IV.13)}$$

c. Calcul des pertes de charge totales :

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$H_t = H_l + H_s \quad \textbf{(IV.14)}$$

IV.5.4. Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt) :

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement.

$$Hmt = H_g + H_t \quad \textbf{(IV.15)}$$

IV.5.5. Puissance de pompage :

C'est la puissance absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \times Q \times Hmt}{\eta} \quad \textbf{(IV.16)}$$

Avec :

- P_a : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;
- Q : Débit à refouler (m^3/s) ;
- η : rendement de la station de pompage (70 %)

IV.5.6. Energie consommée par la pompe :

Elle se calcule comme suit :

$$E = Pa * t * 365 \quad \textbf{(IV.17)}$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (kwh)
- t : temps de pompage (20h)

IV.5.7. Frais d'exploitation :

Ils sont donnés par la relation suivante :

$$Fexp = E * e\,(DA) \quad \textbf{(IV.18)}$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (Kwh) ;
- e : Prix unitaire du Kwh, imposé par la *SONELGAZ* (4.67DA).

IV.5.8. Frais d'amortissement :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_u * L * A \quad \textbf{(IV.19)}$$

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement (Da) ;
- P_u : prix du revient de la conduite (Da/ml) voir (l'annexe (IV.2)) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- A : Amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(1+i)^{n-1}} + i \quad \textbf{(IV.20)}$$

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

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

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1+0.08)^{25-1}} + 0.08$$

A=0.0926

IV.5.9. Calcul du bilan :

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

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

Avec :

- **F_{exp} :** Les frais d'exploitation (DA) ;
- **F_{am} :** Les frais d'amortissement (DA) ;
- **B_L :** Le Bilan (DA).

IV.6. Détermination des diamètres économiques :

IV.6.1. Adduction par refoulement :

IV.6.1.1. Conduite (Forage 1-Nœud) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant : Q=25 l/s ;
- Longueur de la conduite : $L_{f1\text{-}Nœud}$=150 m ;
- Côte du projet au niveau du Nœud : $Cp_{Nœud}$= 140m ;
- Côte au niveau dynamique ND de forage N01 : C_{dF1}=134 m ;
- Hauteur géométrique : Hg =6 m.

Dans notre projet le matériau choisis est le PEHD PN16.

Le Diamètre économique calculé par les formules ***(IV.1)*** **et** ***(IV.2)*** précédentes :

- **D_{BONNIN} : 0,158 m**
- **D_{BRESS} : 0,237**

Les diamètres nominales choisis sont : DN 160mm, DN200mm

a. Calcul de la HMT :

Les valeurs de la HMT pour chaque diamètre nominal (DN) sont représentées dans le tableau **(IV.1) :**

Tableau IV. 1 : *Calcul de la HMT*

Dint(mm)	V(m/s)	Re	λ	j (m/m)	Jt(m)	HMT (m)
130.8	1.8615	243479	0.0197	0.0266	4.39	10.40
163.6	1.1899	194664	0.0194	0.0086	1.41	7.41

b. Calcul des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV.2) :

Tableau IV. 2 : *Les frais d'exploitation*

D_{int} (mm)	P (Kw)	E (Kwh)	F_{exp}(Da)
130.8	3.64	26599.11	124217.86
163.6	2.60	18951.87	88505.23

c. Calcul des frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représentés dans le tableau (IV.3) :

Tableau IV. 3 : *Les frais d'amortissement*

D_{int}(mm)	**Prix ml (DA)**	**A**	**F_{am}(Da)**
130.8	3349	0.0926	46517.61
163.6	5227	0.0926	72603.03

d. Calcul du bilan :

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (IV.4):

Tableau IV. 4 : *Calcul du bilan*

DN(m)	**F_{am}(Da)**	**F_{exp}(Da)**	**Bilan (Da)**
130.8	46517.61	124217.86	170735.47
163.6	72603.03	88505.23	161108.26

On opte pour une conduite de DN200 car c'est le plus économique**,** avec une vitesse d'écoulement acceptable de 1,19 m/s.

IV.6.1.2. Conduite (ForageN02-Nœud) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant : Q=25 l/s ;
- Longueur de la conduite : $L_{f2\text{-}Nœud}$= 350 m ;
- Côte du projet au niveau du Nœud : $Cp_{Nœud}$= 140m ;
- Côte au niveau dynamique ND de forage N02 : C_{dF2}=130 m ;
- Hauteur géométrique : Hg =10 m ;

Dans notre projet le matériau choisis est le PEHD PN16.

Diamètre économique calculé par les formules ***(IV.1)*** et ***(IV.2)*** précédentes :

- D_{BONNIN} : 0,158 m
- D_{BRESS} : 0,237 m

Les diamètres nominales choisis sont : DN 160mm, DN200mm

a. Calcul de la HMT :

Les valeurs de la HMT pour chaque diamètre nominal (DN) sont représentées dans le tableau (IV.5) :

Tableau IV. 5 : Calcul de la HMT

Dint(mm)	V(m/s)	Re	λ	j (m/m)	Jt(m)	HMT (m)
130.8	1.8615	243479	0.0197	0.0266	10.26	20.26
163.6	1.1899	194664	0.0194	0.0086	3.29	13.29

b. Calcul des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV.6):

Tableau IV. 6 : *Les frais d'exploitation*

Dint(mm)	P(Kw)	E (Kwh)	F_{exp}(Da)
130.8	7.10	51817.12	241985.95
163.6	4.66	33990.60	158736.10

c. Calcul des frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représentés dans le tableau (IV.7):

Tableau IV. 7 : *Les frais d'amortissement*

Dint(mm)	Prix ml (DA)	A	F_{am}(Da)
130.8	3349	0.0926	108541.09
163.6	5227	0.0926	169407.07

d. Calcul du bilan :

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (IV.8):

Tableau IV. 8 : *Calcul du bilan*

Dint(mm)	F_{am}(Da)	F_{exp}(Da)	Bilan (Da)
130.8	108541.09	241985.95	350527.04
163.6	169407.07	158736.10	328143.17

On opte pour une conduite de DN200 car c'est le plus économique**,** avec une vitesse d'écoulement acceptable de 1,19 m/s.

IV.6.1.3. Conduite (Nœud-SR01) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant : Q=50 l/s ;
- Longueur de la conduite : $L_{Nœud-SR01}$=1100 m ;
- Côte du trop-plein de SR01 : CTP_{SR1}= 177+5=182 m ;
- Côte du projet au niveau du Nœud : $Cp_{Nœud}$=140 m ;
- Hauteur géométrique : Hg =42 m ;

Dans notre projet le matériau choisis est le PEHD PN16.

Diamètre économique calculé par les formules **(IV.1) et (IV.2)** précédentes :

- D_{BONNIN} : 0,224m
- D_{BRESS} : 0,335m

Les diamètres nominales choisis sont : DN 250 mm, DN315mm

a. Calcul de la HMT :

Les valeurs de la HMT pour chaque diamètre nominal (DN) sont représentées dans le tableau (IV.9) :

Tableau IV. 9 : *Calcul de la HMT*

Dint(mm)	V(m/s)	Re	λ	j (m/m)	Jt(m)	HMT (m)
204.6	1.5216	311311	0.0181	0.0104	12.63	54.63
257.8	0.9584	247068	0.0178	0.0032	3.91	45.91

b. Calcul des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV.10) :

Tableau IV. 10 : *Les frais d'exploitation*

Dint(mm)	P(Kw)	E (Kwh)	F_{exp}(Da)
204.6	38.28	279444.16	1305004.21
257.8	32.17	234839.49	1096700.41

c. Calcul des frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représentés dans le tableau (IV.11):

Tableau IV. 11 : *Les frais d'amortissement*

DN(m)	Prix ml (DA)	A	F_{am}(Da)
204.6	8143	0.0926	829445.98
257.8	12597	0.0926	1283130.42

d. Calcul du bilan :

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (IV.12):

Tableau IV. 12 : *Calcul du bilan*

Dint(mm)	F_{am}(Da)	F_{exp}(Da)	Bilan (Da)
204.6	829445.98	1305004.21	2134450.19
257.8	1283130.42	1096700.41	2379830.83

On opte pour une conduite de DN315 car c'est le plus économique**,** avec une vitesse d'écoulement acceptable de 0.96 m/s.

IV.6.1.4. Conduite (SR1-SR2) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant : Q=120 l/s ;
- Longueur de la conduite : L_{1-2}= 873m ;
- Côte du trop-plein de SR02 : CTP_{SR2}= 348+4=352m
- Côte de radier de SR01 : Cr_{SR1}=177m ;
- Hauteur géométrique : Hg =175m ;

Dans notre projet le matériau choisis est l'acier PN40.
Diamètre économique calculé par les formules ***(IV.1)*** **et** ***(IV.2)*** précédentes :

- $\mathbf{D_{BONNIN}}$: 0,346 m
- $\mathbf{D_{BRESS}}$: 0,520 m

Les diamètres nominales choisis sont : DN 350mm, DN 400mm, DN 450, DN 500mm

a. Calcul de la HMT :

Les valeurs de la HMT pour chaque diamètre nominal (DN) sont représentées dans le tableau (IV.13) :

Tableau IV. 13 : *Calcul de la HMT*

DN(m)	V(m/s)	R_e	λ	j (m/m)	Jt(m)	HMT (m)
0.35	1.2479	436765	0.0180	0.0041	4.0980	179.098
0.4	0.9554	382160	0.0178	0.0021	2.0785	177.078
0.45	0.7549	339705	0.0176	0.0011	1.1405	176.140
0.5	0.6115	305750	0.0175	0.00067	0.6697	175.670

b. Calcul des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV.14) :

Tableau IV. 14 : *Les frais d'exploitation*

DN(m)	P(Kw)	E (Kwh)	F_{exp}(Da)
0.35	301.19	2198699.16	10267925.1
0,4	297.79	2173900.60	10152115.8
0.45	296.22	2162385.23	10098339.0
0.5	295.43	2156615.26	10071393.3

c. Calcul des frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représentés dans le tableau (IV.15) :

Tableau IV. 15 : *Les frais d'amortissement*

DN(m)	Prix ml (DA)	A	F_{am}(Da)
0.35	24000	0.0926	1940155.2
0,4	28000	0.0926	2263514.4
0.45	30000	0.0926	2425194.0
0.45	38000	0.0926	3071912.4

d. Calcul du bilan :

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (IV.16) :

Tableau IV. 16 : *Calcul du bilan*

DN(m)	F_{am}(Da)	F_{exp}(Da)	Bilan (Da)
0.35	1940155.2	10267925.1	12208080.3
0,4	2263514.4	10152115.8	12415630.2
0.45	2425194.0	10098339.0	12523533.0
0.5	3071912.4	10071393.3	13143305.7

On opte pour une conduite de DN350 car c'est le plus économique**,** avec une vitesse d'écoulement acceptable de 1,25 m/s.

IV.6.1.5. Conduite (SR2-SR3) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant : Q=120 l/s ;
- Longueur de la conduite : L_{2-3}= 2712 m ;
- Côte du trop-plein de SR03 : CTP_{SR3}= 694+4=698 m ;
- Côte de radier de SR02 : Cr_{SR2}= 348m ;
- Hauteur géométrique : Hg =350m ;

Dans notre projet le matériau choisis est l'acier PN40.
Diamètre économique calculé par les formules **(IV.1) et (IV.2)** précédentes :

- $\mathbf{D_{BONNIN}}$: 0,346m
- $\mathbf{D_{BRESS}}$: 0,520m

Les diamètres nominales choisis sont : DN 350mm, DN 400mm, DN 450, DN 500mm

a. Calcul de la HMT :

Les valeurs de la HMT pour chaque diamètre nominal (DN) sont représentées dans le tableau (IV.17) :

Tableau IV. 17 : *Calcul de la HMT*

DN(m)	V(m/s)	R_e	λ	j (m/m)	Jt(m)	HMT (m)
0.35	1.2479	436765	0.0180	0.0041	12.7307	362.731
0.4	0.9554	382160	0.0178	0.0021	6.4568	356.457
0.45	0.7549	339705	0.0176	0.0011	3.5430	353.543
0.5	0.6115	305750	0.0175	0.00067	2.0804	352.080

b. Calcul des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV.18) :

Tableau IV. 18 : *Les frais d'exploitation*

DN(m)	P(Kw)	E (Kwh)	F_{exp}(Da)
0.35	610.01	4453072.30	20795847.7
0,4	599.46	4376049.45	20436150.9
0.45	594.56	4340275.69	20269087.5
0.5	592.10	4322315.15	20185211.7

c. Calcul des frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représentés dans le tableau (IV.19) :

Tableau IV. 19 : *Les frais d'amortissement*

DN(m)	Prix ml (DA)	A	F_{am}(Da)
0.35	24000	0.0926	6027148.8
0,4	28000	0.0926	7031673.6
0.45	30000	0.0926	7533936.0
0.5	38000	0.0926	9542985.6

d. Calcul du bilan :

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (IV.20) :

Tableau IV. 20 : *Calcul du bilan*

DN(m)	F_{am}(Da)	F_{exp}(Da)	Bilan (Da)
0.35	6027148.8	20795847.7	26822996.5
0,4	7031673.6	20436150.9	27467824.5
0.45	7533936.0	20269087.5	27803023.5
0.5	9542985.6	20185211.7	29728197.3

On opte pour une conduite de DN350 car c'est le plus économique**,** avec une vitesse d'écoulement acceptable de 1,25 m/s.

IV.6.1.6. Conduite (SR3-SR4) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant : Q=120 l/s ;
- Longueur de la conduite : L_{3-4}= 5060 m ;
- Côte du trop-plein de SR4 : CTP_{SR4}= 938+4 = 942 m ;
- Côte de radier deSR3 : Cr_{SR3}= 694 m ;
- Hauteur géométrique : Hg =248 m ;

Dans notre projet le matériau choisis est l'acier PN40.
Diamètre économique calculé par les formules **(IV.1) et (IV.2)** précédentes :

- $\mathbf{D_{BONNIN}}$: 0,346m
- $\mathbf{D_{BRESS}}$: 0,520m

Les diamètres nominales choisis sont : DN 350mm, DN 400mm, DN 450, DN 500mm

a. Calcul de la HMT :

Les valeurs de la HMT pour chaque diamètre nominal (DN) sont représentées dans le tableau (IV.21) :

Tableau IV. 21 : *Calcul de la HMT*

DN(m)	V(m/s)	R_e	λ	j (m/m)	Jt(m)	HMT (m)
0.35	1.2479	436765	0.0180	0.0.41	23.7527	271.753
0.4	0.9554	382160	0.0178	0.0018	12.0470	260.047
0.45	0.7549	339705	0.0176	0.0011	6.6104	254.610
0.5	0.6115	305750	0.0175	0.0006	3.8816	251.882

b. Calcul des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV.22) :

Tableau IV. 22 : *Les frais d'exploitation*

DN(m)	P(Kw)	E (Kwh)	F_{exp}(Da)
0.35	457.01	3336179.59	15579958.7
0,4	437.32	3192470.71	14908838.2
0.45	428.18	3125723.30	14597127.8
0.5	423.59	3092232.97	14440728.0

c. Calcul des frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représentés dans le tableau (IV.23):

Tableau IV. 23 : *Les frais d'amortissement*

DN(m)	Prix ml (DA)	A	F_{am}(Da)
0.35	24000	0.0926	11245344
0,4	28000	0.0926	13119568
0.45	30000	0.0926	14056680
0.5	38000	0.0926	17805128

d. Calcul du bilan :

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (IV.24) :

Tableau IV. 24 : *Calcul du bilan*

DN(m)	F_{am}(Da)	F_{exp}(Da)	Bilan (Da)
0.35	11245344	15579958.7	26825302.7
0,4	13119568	14908838.2	28028406.2
0.45	14056680	14597127.8	28653807.8
0.5	17805128	14440728.0	32245856.0

On opte pour une conduite de DN350 car c'est le plus économique**,** avec une vitesse d'écoulement acceptable de 1,25 m/s.

IV.6.1.7. Conduite (SR4-Rf) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant : Q=120 l/s ;
- Longueur de la conduite : $L_{4\text{-}f}$= 1947 m ;
- Côte du trop-plein de Rf : CTP_{Rf} = 1253+5=1258 m ;
- Côte de radier deSR4 : Cr_{SR4}= 938 m ;
- Hauteur géométrique : Hg =320 m ;

Dans notre projet le matériau choisis est l'acier PN40.
Diamètre économique calculé par les formules ***(IV.1)*** **et** ***(IV.2)*** précédentes :

- $\mathbf{D_{BONNIN}}$: 0,346 m
- $\mathbf{D_{BRESS}}$: 0,520 m

Les diamètres nominales choisis sont : DN 350mm, DN 400mm, DN 450, DN 500mm

a. Calcul de la HMT :

Les valeurs de la HMT pour chaque diamètre nominal (DN) sont représentées dans le tableau (IV.25) :

Tableau IV. 25 : *Calcul de la HMT*

DN(m)	V(m/s)	R_e	λ	j (m/m)	Jt(m)	HMT (m)
0.35	1.2479	436765	0.0180	0.0041	9.1396	329.140
0.4	0.9554	382160	0.0178	0.0021	4.6355	324.635
0.45	0.7549	339705	0.0176	0.0011	2.5436	322.544
0.5	0.6115	305750	0.0175	0.00067	1.4936	321.494

b. Calcul des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV.26) :

Tableau IV. 26 : *Les frais d'exploitation*

DN(m)	P(Kw)	E (Kwh)	F_{exp}(Da)
0.35	553.52	4040691.91	18870031.2
0,4	545.94	3985386.22	18611753.6
0.45	542.43	3959716.02	18491873.8
0.5	540.66	3946825.68	18431675.9

c. Calcul des frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement pour chaque DN sont représentés dans le tableau (IV.27) :

Tableau IV. 27 : *Les frais d'amortissement*

DN(m)	Prix ml (DA)	A	F_{am}(Da)
0.35	24000	0.0926	4327012.8
0,4	28000	0.0926	5048181.16
0.45	30000	0.0926	5408766.0
0.5	38000	0.0926	6851103.6

d. Calcul du bilan :

Le calcul du bilan est donné dans le tableau (IV.28) :

Tableau IV. 28 : *Calcul du bilan*

DN(m)	F_{am}(Da)	F_{exp}(Da)	Bilan (Da)
0.35	4327012.8	18870031.2	23197044.0
0,4	5048181.16	18611753.6	23659934.76
0.45	5408766.0	18491873.8	23900639.8
0.5	6851103.6	18431675.9	25282779.5

On opte pour une conduite de DN350 car c'est le plus économique**,** avec une vitesse d'écoulement acceptable de 1,25 m/s.

IV.6.2. Adduction gravitaire

IV.6.2.1. Conduite (PointdePiquage-SR01) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant : Q=70 l/s ;
- Longueur de la conduite : L_{PP-1}=1100 m ;
- Pression au point du piquage : Hp=90 m ;
- Côte piézométrique au départ : $C_P=C_{PP}+Hp=130+90=220m$
- Côte du trop-plein de SR1 : $CTP_{SR1}=177+5=182m$
- Côte au départ (au point du piquage) : C_{PP}= 130 m ;
- Hauteur géométrique : Hg=52m ;

D'après les formules ***(IV.3)*** **et** ***(IV.4),*** on trouve :

- D_{max}=0.422m,
- D_{min}=0.244 m.

Le matériau utilisé est la fonte ductile PN40 donc les diamètres nominales sont : 250mm, 300mm, 350mm, 400mm.

a. Calcul des pertes de charge totales :

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.29):

Tableau IV. 29 : *Calcul des pertes de charge totales de la conduite (Point de piquage-SR01)*

DN(mm)	V(m/s)	Re	Λ	j (m/m)	Jt(m)	Hg	jv
250	1.4268	356687	0.0152	0.0063	7.63	52	30.37
300	0.9908	297239	0.0154	0.0026	3.11	52	34.89
350	0.7280	254777	0.0156	0.0012	1.46	52	36.54
400	0.5573	222929	0.0159	0.0006	0.76	52	37.24

Pour que l'eau arrive du point de piquage jusqu'au réservoir de la SR01, il faut que :

Jt +Hg ≤ Hp. Et puisque < 90 donc la condition est vérifiée.

Donc on optera pour une conduite de DN250 mm avec une vitesse acceptable de 1.43 m/s.

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

b. Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv

On a: Hp-(Jt+Hg) = 90-(7.63+52) =**30.37 m**

Donc : Jv= 30.37 m

c. Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ

$$\xi = Jv \times 2 * (\frac{g}{v^2})$$

$$\xi = (30.37 \times (2 \times 9,81/1.43^2) = 291.39$$

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

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (3)).

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de 63°.

IV.6.2.2. Conduite (Rf-R06) :

Les caractéristiques de cette conduite ont :

- Débit transitant : Q=33.08 l/s ;
- Longueur de la conduite : L_{f-6}=2040 m ;
- Côte de radier du réservoir Rf : Cr_{Rf}=1253 m ;
- Côte de l'entrée du réservoir R6 : Ce_{R6}=1077+5=1082m ;
- Hauteur géométrique : Hg= 171m ;

D'après les formules ***(IV.3)*** **et** ***(IV.4),*** on trouve :

- D_{max}= 0,290 m,
- D_{min}= 0.168 m.

Le matériau utilisé est le PEHD (PN16), donc les diamètres nominales sont : 200mm, 250mm,

a. Calcul des pertes de charge totales :

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.30):

Tableau IV. 30 : *Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Rf-R06)*

Dint(mm)	V(m/s)	Re	Λ	j (m/m)	Jt(m)	Hg	jv
163.6	1.5745	257580	0.0189	0.0146	32.76	171	138.24
204.6	1.0067	205963	0.0187	0.0047	10.59	171	160.41

Pour que l'eau arrive de Rf jusqu'au réservoir R6 il faut que : Jt ≤ Hg, (10.59 m≤ 171 m)

Donc la condition est vérifiée.

On optera dans ce cas pour une conduite de DN250 mm avec une vitesse de 1.00 m/s

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

b. Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv

$Jv = Hg$ -Jt

Donc : Jv= 160.41m

c. Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ

$$\xi = Jv \times 2 * (\frac{g}{v^2})$$

$$\xi = (160.41 \times (2 \times 9{,}81/1.00^2) = 3147.24 = 1049.08 \times 3$$

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

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (3)).

Le type de trois vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de 75 °.

IV.6.2.3. Conduite (Rf-Brise de charge) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant : Q=50.72 l/s;
- Longueur de la conduite : $L_{f\text{-}B}$=1260 m ;
- Côte de radier du réservoir Rf: Cr_{Rf}=1253 m;
- Côte du trop-plein de Brise charge : CTP_B=1154+3=1157 m;
- Hauteur géométrique : Hg=92 m ;

D'après les formules ***(IV.3)*** **et** ***(IV.4),*** on trouve :

- D_{max}= 0.359 m,
- D_{min}= 0,208 m.

Le matériau utilisé est le PEHD (PN16), donc les diamètres nominales sont : 250 mm, 315 mm

a. **Calcul des pertes de charge totales** :

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.31) :

Tableau IV. 31 : *Calcul des pertes de charge totales de la conduite (Rf-Brise de charge)*

Dint(mm)	V(m/s)	Re	λ	j (m/m)	Jt(m)	Hg	jv
204.6	1.5435	315794	0.0181	0.0107	14.89	92	77.11
257.8	0.9722	250626	0.0178	0.0033	4.61	92	87.39

Pour que l'eau arrive de Rf jusqu'au Brise de charge il faut que: Jt≤ Hg, (4.61 m ≤ 92m)

Donc la condition est vérifiée.

On optera dans ce cas pour une conduite de DN315 mm avec une vitesse de 0.97 m/s.

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

b. Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv

$Jv = Hg - Jt$

Donc : v=87.39 m

c. Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ

$$\xi = Jv \times 2 * (\frac{g}{v^2})$$

$$\xi = (87.39 \times (2 \times 9{,}81/0.97^2) = 1822.29 = 911.15 \times 2$$

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

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (3)).

Le type de deux vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de 74 °.

IV.6.2.4.Conduite (Brise de charge-R7) :

Les caractéristiques de cette conduite sont:

- Débit transitant : Q=7.27 l/s;
- Longueur de la conduite: $L_{B\text{-}7}$=1097 m;
- Côte de radier du Brise de charge: Cr_B=1154 m;
- Côte du trop-plein de R07 : Ce_{R07}=1104+4=1108m;
- Hauteur géométrique : Hg= 44 m;

D'après les formules **(IV.3)** et **(IV.4),** on trouve :

- D_{max}= 0.136 m,
- D_{min}= 0,079 m.

Le matériau utilisé est le PEHD (PN16), donc les diamètres nominales sont : 90 mm, 110mm, 125mm

a. Calcul des pertes de charge totales :

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.32):

Tableau IV. 32 : *Calcul des pertes de charge totales de la conduite (Brise de charge-R7)*

Dint(mm)	V(m/s)	Re	λ	j (m/m)	Jt(m)	Hg	jv
73.6	1.7097	125830	0.0229	0.0464	55.94	44	-11.94
90	1.1434	102901	0.0225	0.0167	20.10	44	23.90
102.2	0.8867	90617	0.0223	0.0087	10.55	44	33.45

Pour que l'eau arrive de Brise de charge jusqu'au R7 il faut que : Jt≤ Hg, (20.10m≤ 45m)

Donc la condition est vérifiée.

On optera dans ce cas pour une conduite de DN110 mm avec une vitesse de 1.14 m/s.

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

b. Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv

$Jv = Hg$–Jt

Donc : v= 23.90m

c. Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ

$$\xi = Jv \times 2 * (\frac{g}{v^2})$$

$$\xi = (23.90 \times (2 \times 9{,}81/1.14^2) = 360.82$$

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

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (3)).

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de 65°.

IV.6.2.5. Conduite (Brise de charge-R8) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant : Q=43.45 l/s ;
- Longueur de la conduite : $L_{B\text{-}8}$=6010 m ;
- Côte de radier du Brise de charge : Cr_B=1154 m ;
- Côte du trop-plein R08 : CTP_{R08}=1128+5=1133m ;
- Hauteur géométrique : Hg= 21 m ;

D'après les formules (IV.3) et (IV.4), on trouve :

- D_{max}= 0.333 m,
- D_{min}= 0,192 m.

Le matériau utilisé est le PEHD (PN16), donc les diamètres nominales sont : 200 mm, 250mm, 315mm

a. Calcul des pertes de charge totales :

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau(IV.33):

Tableau IV. 33 : *Calcul des pertes de charge totales de la conduite (Brise de charge-R08)*

Dint(mm)	V(m/s)	Re	λ	j (m/m)	Jt(m)	Hg	jv
163.6	2.0680	338327	0.0186	0.0248	163.83	21	-142.83
204.6	1.3222	270529	0.0182	0.0079	52.40	21	-31.4
257.8	0.8328	214702	0.0180	0.0025	16.32	21	4.68

Pour que l'eau arrive de Brise de charge jusqu'au R08 il faut que: Jt ≤ Hg, (16.32 m ≤ 21m)

Donc la condition est vérifiée

On optera dans ce cas pour une conduite de DN315 mm avec une vitesse de 0.83 m/s

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

b. Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv

$Jv = Hg - Jt$

Donc Jv= 4.68m

c. Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne ξ

$$\xi = Jv \times 2 \times (\frac{g}{v^2})$$

ξ = (4.68× (2×9,81/0.83^2) =133.29

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

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (3)).
Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de 61°.

IV.7. Tableau récapitulatif :

Les résultats de tous les calculs sont récapitulés dans le tableau (IV.34) ci-dessous :

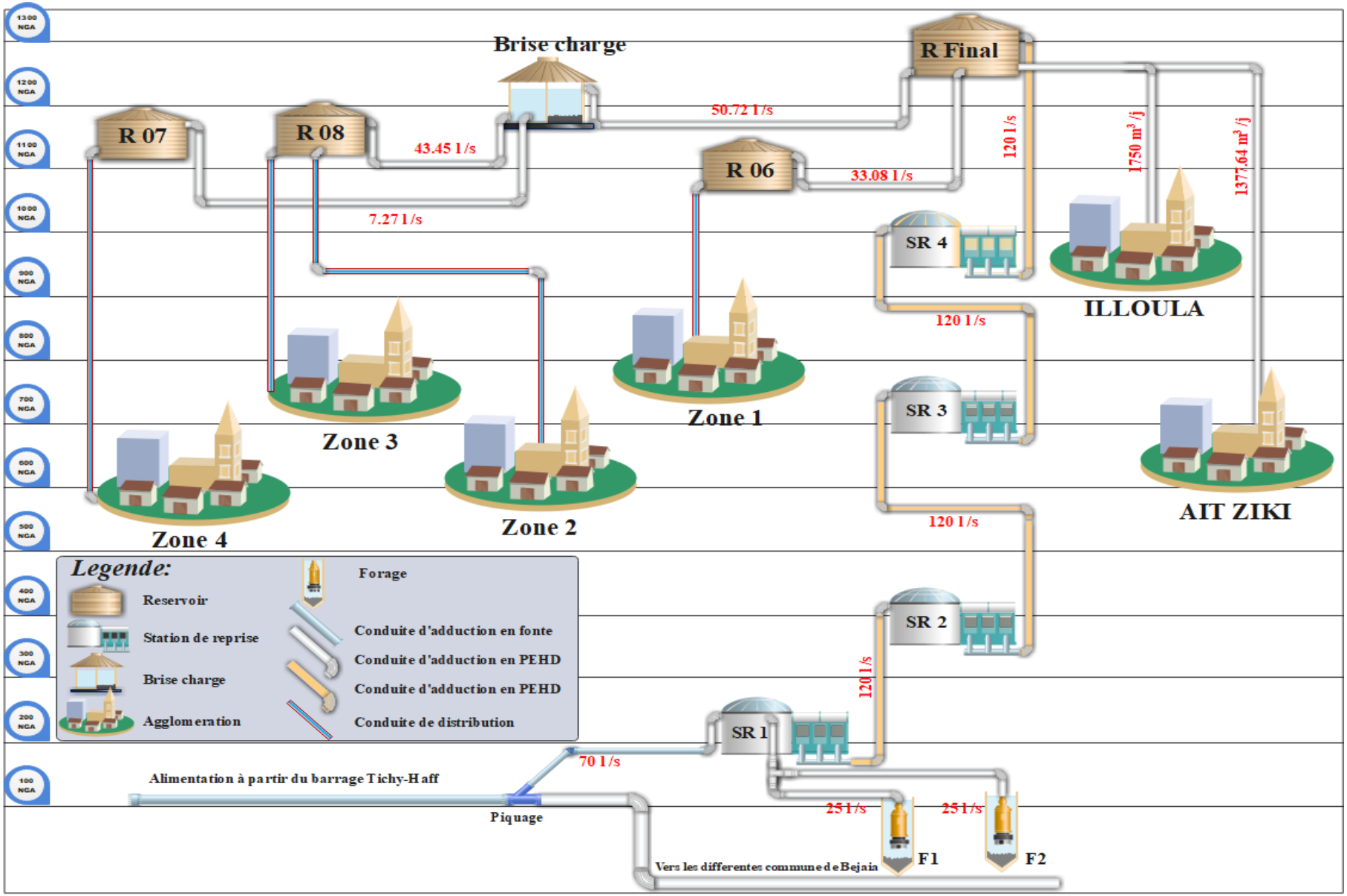
Tableau IV. 34 : *Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons*

Type d'adduction	Matériau	Traçons	Vitesse (m/s)	Débit Véhiculé (l/s)	Longueur (m)	Diamètre Economique (mm)
Refoulement	PEHD	F01-Nœud	1.19	25	150	200
	PEHD	F02-Nœud	1.19	25	350	200
	PEHD	Nœud-SR01	0.96	50	1100	315
	ACIER	SR01-SR02	1.25	120	873	350
	ACIER	SR02-SR03	1.25	120	2712	350
	ACIER	SR03-SR04	1.25	120	5060	350
	ACIER	SR04-Rf	1.25	120	1947	350
Gravitaire	FONTE	PP-SR01	1.43	70	1100	250
	PEHD	Rf-R06	1.00	33.08	2040	250
	PEHD	Rf-B	0.97	50.72	1260	315
	PEHD	B-R07	1.14	7.27	1097	110
	PEHD	B-R08	0.83	43.45	6010	315

IV.8. Conclusion :

A travers ce chapitre consacré à l'adduction, nous présumons avoir touché aux grands axes de l'étude, ou nous avons calculé les différents paramètres, à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, ainsi que les frais d'exploitations et les frais d'amortissements pour 5 tronçons gravitaires et 7 tronçons par refoulement.

Par conséquent, après cette étude technico-économique pour l'adduction, il est nécessaire de choisir les pompes qui doivent rependre aux conditions d'exploitations désirées.


1300 NGA
1200 NGA
1100 NGA
1000 NGA
900 NGA
800 NGA
700 NGA
600 NGA
500 NGA
400 NGA
300 NGA
200 NGA
100 NGA
Brise charge
R Final
R 07
R 08
R 06
50.72 l/s
43.45 l/s
33.08 l/s
7.27 l/s
120 l/s
1750 m³/j
1377.64 m³/j
SR 4
ILLOULA
120 l/s
SR 3
AIT ZIKI
120 l/s
SR 2
120 l/s
SR 1
Zone 1
Zone 3
Zone 2
Zone 4
Legende:
Reservoir
Station de reprise
Brise charge
Agglomeration
Forage
Conduite d'adduction en fonte
Conduite d'adduction en PEHD
Conduite d'adduction en PEHD
Conduite de distribution
Alimentation à partir du barrage Tichy-Haff
70 l/s
Piquage
25 l/s
25 l/s
F1
F2
Vers les differentes commune de Bejaia

Chapitre V : Pompes et stations de pompage

V.1. Introduction :

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

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

V.2. Classification des pompes :

Les pompes peuvent être classées comme suit [8] :

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

Et les turbopompes se subdivisent en :

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

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

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

V.3. Principe de fonctionnement des pompes centrifuges :

Les pompes centrifuges font partie de la famille des turbopompes.

Dans les turbopompes une roue (rotor), munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation (arbre moteur), fournit au fluide l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur (stator). Les turbopompes et les pompes centrifuges sont distinguées suivant la forme de la roue Cf. Figure 2 Figure 3.

La force motrice d'entraînement de l'arbre peut provenir d'un moteur thermique, d'un moteur électrique immergée ou émergée ou encore toute autre force comme, par exemple, une turbine sur un fleuve.

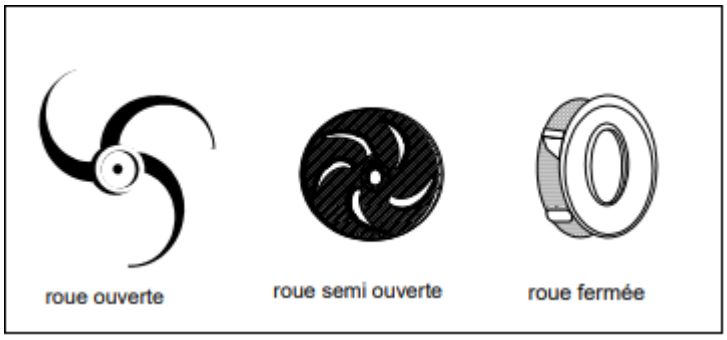


Figure V. 1 *: forme de l'aube (roue) des pompes centrifuges*

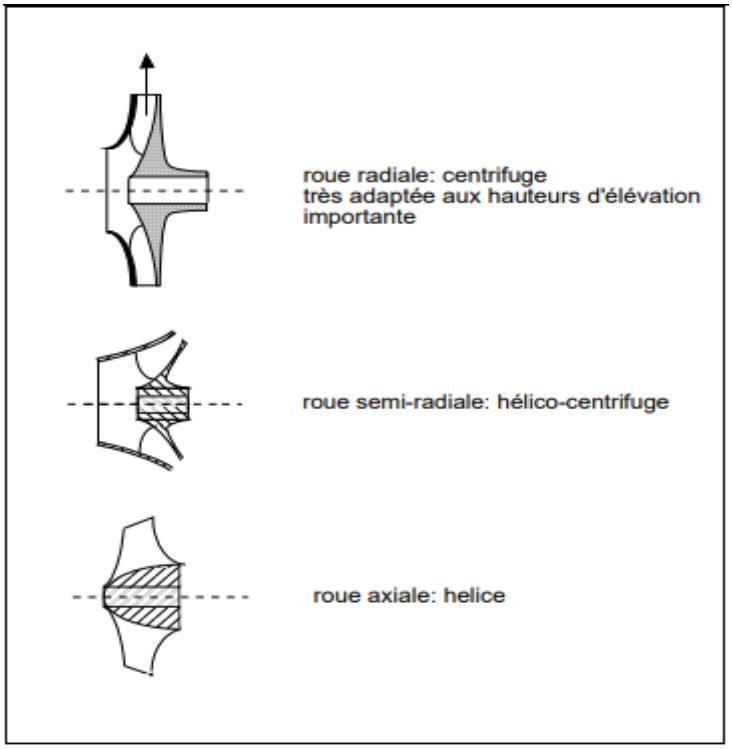


Figure V. 2 : *Forme de la roue des turbopompes*

V.4. Etanchéité d'une pompe centrifuge :

La partie hydraulique (volute) dans laquelle tourne l'aube étant traversée par l'arbre du moteur, le système d'étanchéité est constitué d'une presse étoupe (Graphite) enroulé autour de l'arbre et serré par un fouloir.

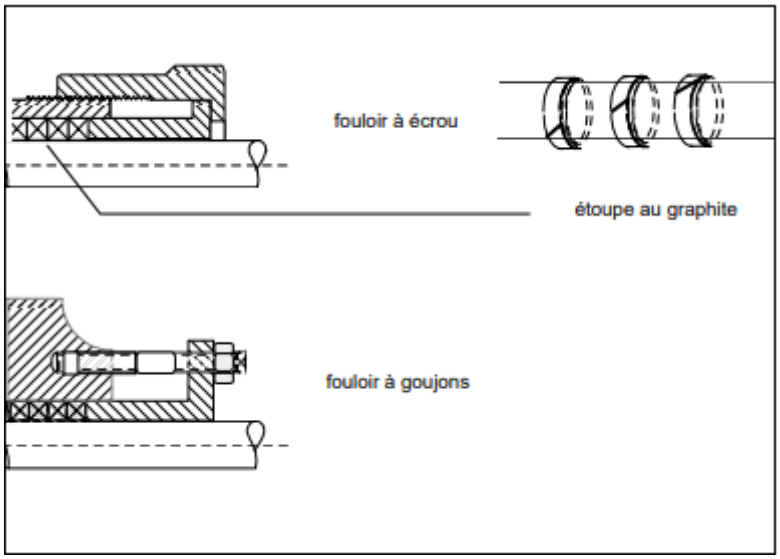


Figure V. 3 : *presse étoupe*

V.5. Couplage des pompes :

Il peut s'effectuer en série ou en parallèle. [7]

V.5.1. Couplage en série :

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 (**Figure (**V.4).

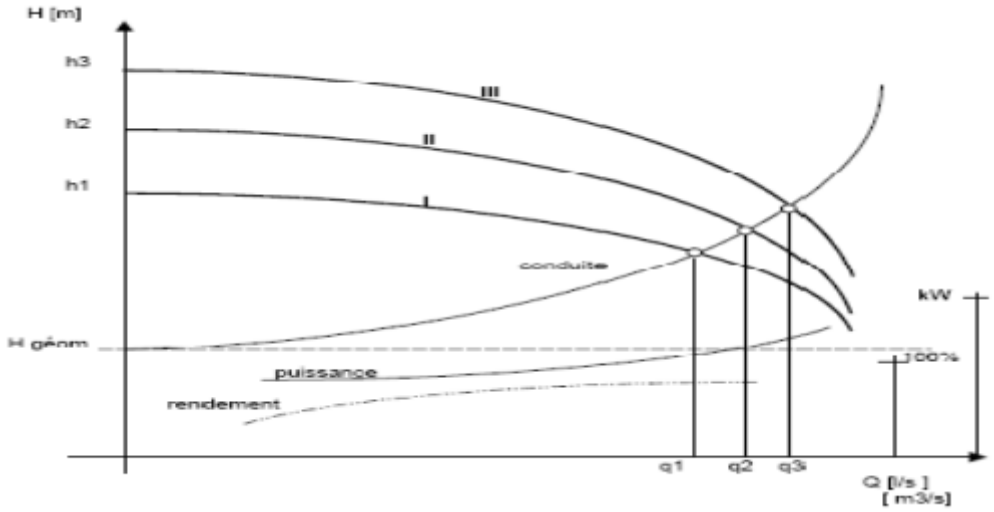


Figure V. 4 : *Pompes en série*

V.5.2. Couplage en parallèle :

Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun. Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

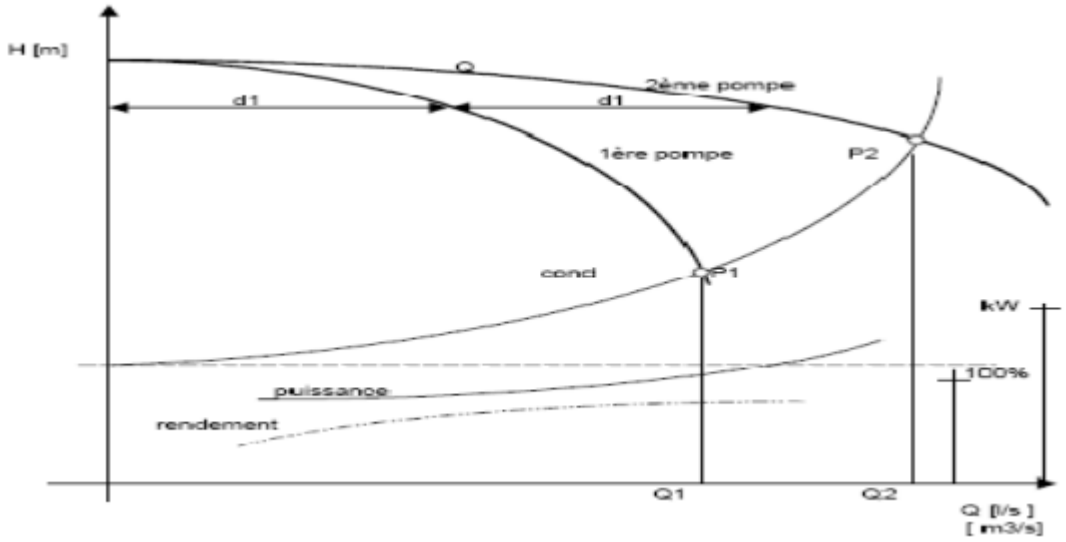


Figure V. 5 : *Pompes en parallèle.*

V.6. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges :

V.6.1. Hauteur manométrique totale :

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

$$\boldsymbol{Hmt = H_g + J_{asp} + J_{ref}} \qquad \textbf{(V.1)}$$

Avec :

- **Hmt** : hauteur manométrique totale en (m) ;
- **Hg** : hauteur géométrique en (m) ;
- **Jasp** : perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- **Jref** : perte de charge au refoulement en (m).

V.6.2. La vitesse de rotation :

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

V.6.3. La puissance :

V.6.3.1. La puissance absorbée par la pompe :

La puissance absorbée (Pa) qui est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe, Cette puissance est donnée par la loi suivante :

$$P_a = \frac{g*Q*H}{\eta} \quad \textbf{(V.2)}$$

Avec :

- **Pa** : Puissance totale consommée (Kw) ;
- **Q** : Débit refoulé par la pompe (m3/s) ;
- **Hmt** : Hauteur manométrique totale (m) ;
- **η** : Rendement totale de l'installation.

V.7. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges :

Les performances d'une pompe sont exprimées par les trois types de courbes suivantes [5] :

- La courbe débit-hauteur (Q-H) qui exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction des débits H = f (Q) ;
- La courbe débit-puissance (Q-P) qui exprime les variations des différentes puissances absorbées en fonction des débits P = f (Q) ;
- La courbe débit-rendement (Q- η) qui exprime les variations des différents rendements de la pompe en fonction des débits η = f (Q).

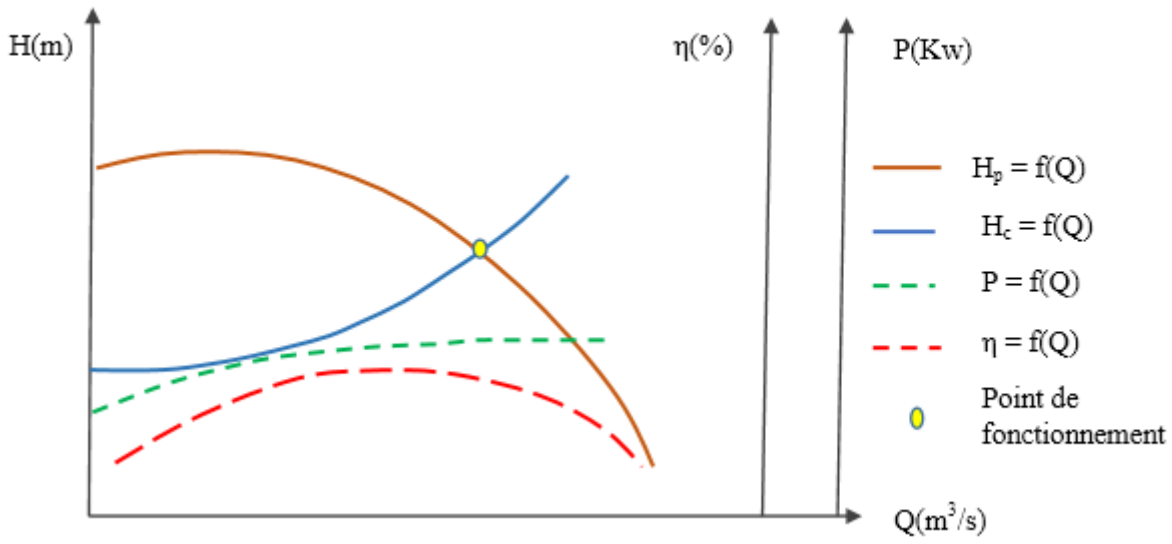


Figure V. 6 : *Courbes caractéristiques des pompes et des conduites*

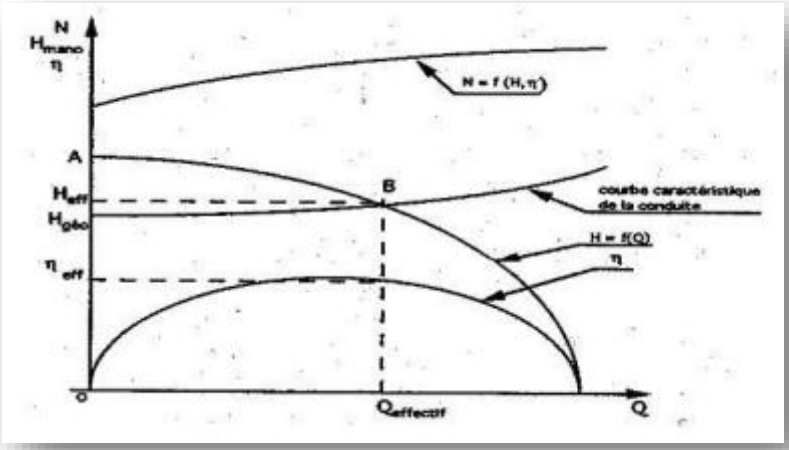


Figure V. 7 : *courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge*

- A : Point de barbotage ou charge à vanne fermée (Q=0).
- B : point de fonctionnement.

V.8. Caractéristiques d'une conduite :

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

$$\boldsymbol{Hc = Hg + \alpha Q^2} \qquad \textbf{(V.3)}$$

Avec :

- $\boldsymbol{Hg}$: Hauteur géométrique (m) ;
- $\boldsymbol{\alpha Q^2}$: Perte de charge au point considéré (m) ;
- $\boldsymbol{\alpha}$: Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

V.9. 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 (Hc= f(Q)) qui sont représenté dans la figure (IV.2) ; et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal [9].

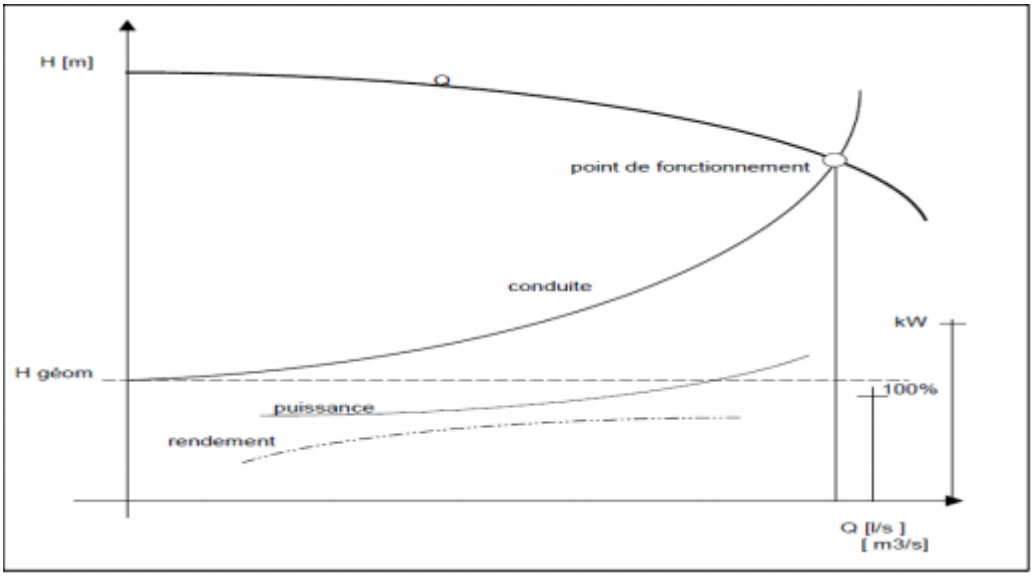


Figure V. 8 : *Point de fonctionnement d'une pompe*

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

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes.il est représenté dans la figure (V.8).

Pour cela, quatre cas peuvent se présenter [9]:

V.9.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage :

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

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

$$\boldsymbol{Q * T = 20 * Q_1} \qquad \textbf{(V.4)}$$

D'où :

$$\mathbf{T = 20 * \frac{Q_1}{Q}} \qquad \boldsymbol{(V.5)}$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$\boldsymbol{P_a = \frac{g*Q*Hmt}{\eta}} \qquad \boldsymbol{(V.6)}$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée en (Kw) ;
- Q : Débit à refouler en (m^3/s) ;

- Hmt : Hauteur manométrique total (m) ;
- η : Rendement de la pompe.

V.9.2. Régulation par étouffement (Le vannage) :

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

$$P_a = \frac{g*Q_1*H'}{\eta} \quad (V.7)$$

Avec :

$$H' = H_1 + h_v \quad (V.8)$$

Ou :

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

V.9.3. Rognage de la roue :

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

On aura alors :

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

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m(\%) \quad (V.10)$$

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

V.9.4. Variation de la vitesse de rotation :

- Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entrainera la diminution du débit et également la puissance absorbée.
- On trace la parabole d'équation $y = a*x^2$ (courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P_1 dans la figure (V.9) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point$P3$ (Q_3, H_3), on aura alors :
  La nouvelle vitesse de rotation N' donnée par :

$$N' = N * \frac{Q_1}{Q_2} \quad (V.11)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

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

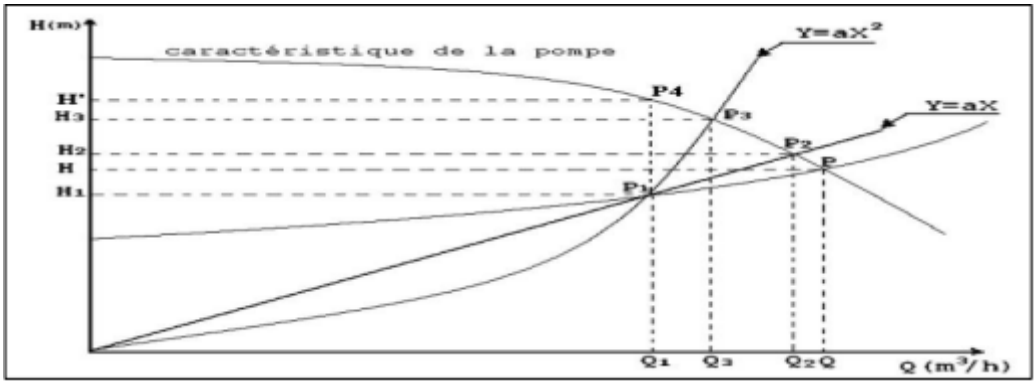


Figure V. 9 : *Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré*

V.10. Le phénomène de cavitation :

V.10.1. La cavitation dans les pompes :

Le phénomène de cavitation apparaît dans l'écoulement d'un liquide lorsqu'en un point quelconque de celui-ci la pression absolue devient égale à la pression de vapeur saturante pour la température du liquide transporté. Il se produit en ce point une bulle, cavité remplie de vapeur du liquide. Ces cavités remplies de vapeur du liquide s'écrasent dans les zones où elles rencontrent des pressions absolues plus élevées produisant ainsi des bruits et des vibrations diverses [10].

Dans les pompes centrifuges monocellulaires les plus basses pressions s'observent sur la face arrière des aubes de la roue (extrados). Dans les pompes centrifuges multicellulaires c'est toujours au niveau de la première roue que se manifeste le phénomène de cavitation [10].

V.10.2. Notion du NPSH :

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ fixé par l'utilisateur doit être supérieure à la charge minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ donnée par le constructeur sous forme de courbe «(NPSH)r = f(Q) » [10].

Soit donc la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \qquad \textbf{(V.13)}$$

- Pour une alimentation en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P0}{\rho * g} + H_a - (J_a + T_v) \qquad \textbf{(V.14)}$$

- Pour une alimentation en dépression :

$$(NPSH)_d = \frac{P0}{\rho * g} - H_a - (J_a + T_v) \qquad \textbf{(V.15)}$$

Où :

$$\frac{P0}{(\rho * g)} = 10.33 - 0.0016 * Z \qquad \textbf{(V.16)}$$

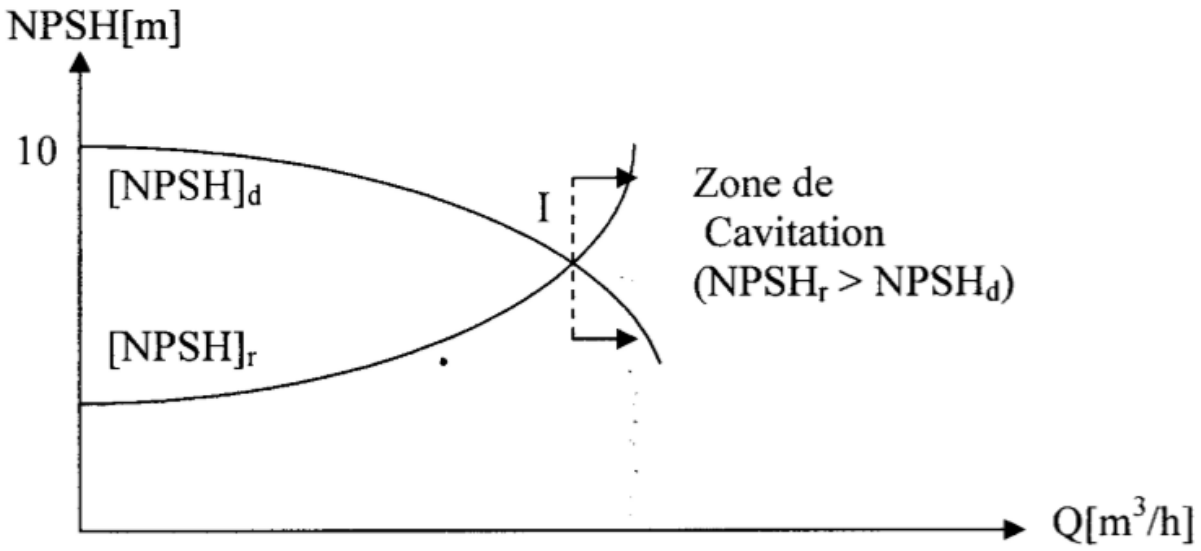
Avec :

- H_a : hauteur géométrique d'aspiration (m) ;

- J_a : pertes de charge à l'aspiration (m) ;
- $\frac{P0}{\rho * g}$: pression en (m.c.e) du plan d'eau d'aspiration ;
- T_v : pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée ;
- Z : Altitude de la station de reprise.

Tableau V. 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	0,0125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,10	4,80	10,33



I : point délimitant la zone de cavitation

Figure V. 10 *: Graphe des courbes NPSH.*



Figure V. 11 : *photos illustre le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.*

V.8. Choix des pompes du projet :

Pour pouvoir sélectionner les pompes adéquates pour les deux forages et les quatre stations de reprise, le choix sera effectué à l'aide du logiciel CAPRARI. La pompe retenue dans chaque cas sera celle qui donne les meilleures caractéristiques.

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

V.8.1. Forage 1 :

- **Caractéristiques du tronçon :**
  - Le débit véhiculé : Q = 25 l/s ;
  - La hauteur géométrique : Hg = 48 m ;
  - La hauteur manométrique totale : Hmt = 53.32m
- **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe immergée semi-axiale type

E8P95/3DJ+MAC625A-8V :(les détails sont donnés dans l'Annexe.V.1) dont les Caractéristiques sont comme suit :

- N= 2900 tr/min
- η = 77 %
- P= 17 KW
- $NPSHr$ = 3.68 m
- Le point de fonctionnement P (25 l/s, 53.3 m)
- Le point désiré $P1$ (25 l/s, 53.3 m)

On remarque que le point de fonctionnement (25 l/s, 53.3 m) coïncide avec le point désiré (25 l/s, 53.3 m), par conséquent, cette pompe ne nécessite pas de modifications. Voir Figure(V.12):

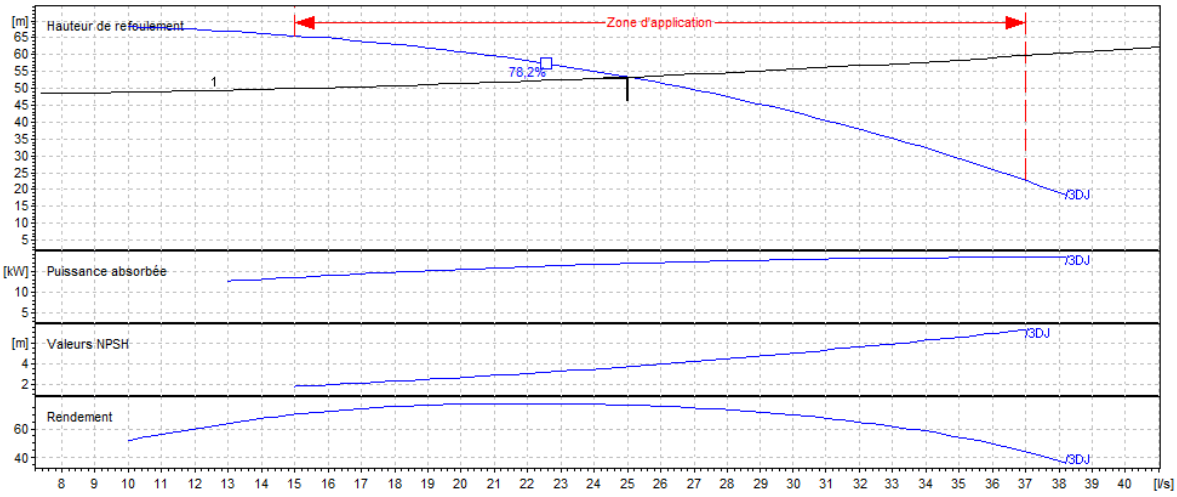


Figure V. 12 : *courbes caractéristiques de la pompe (A) du forage 1.*

V.8.2 Forage 2 :

- **Caractéristiques du tronçon :**
  - Le débit véhiculé : Q = 25 l/s
  - La hauteur géométrique : Hg = 52 m
  - La hauteur manométrique totale : Hmt = 59.2 m
- **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe immergée semi-axiale type E8SX60/3K+MACX635A-8V :(les détails sont donnés dans l'Annexe.V.2) dont les Caractéristiques sont comme suit :

- N= 2900 tr/min ;
- η = 79.4 % ;
- P= 23.3 KW ;
- $NPSHr$ = 5.26 m ;
- Le point de fonctionnement P (30.2 l/s, 62.5 m) ;
- Le point désiré $P1$ (25 l/s, 59.2 m).

On remarque que le point de fonctionnement (30.2 l/s, 62.5 m) ne coïncide pas avec le point désiré (25 l/s, 59.2 m); par conséquent, cette pompe nécessite certaine modification.

Voir Figure(V.13):

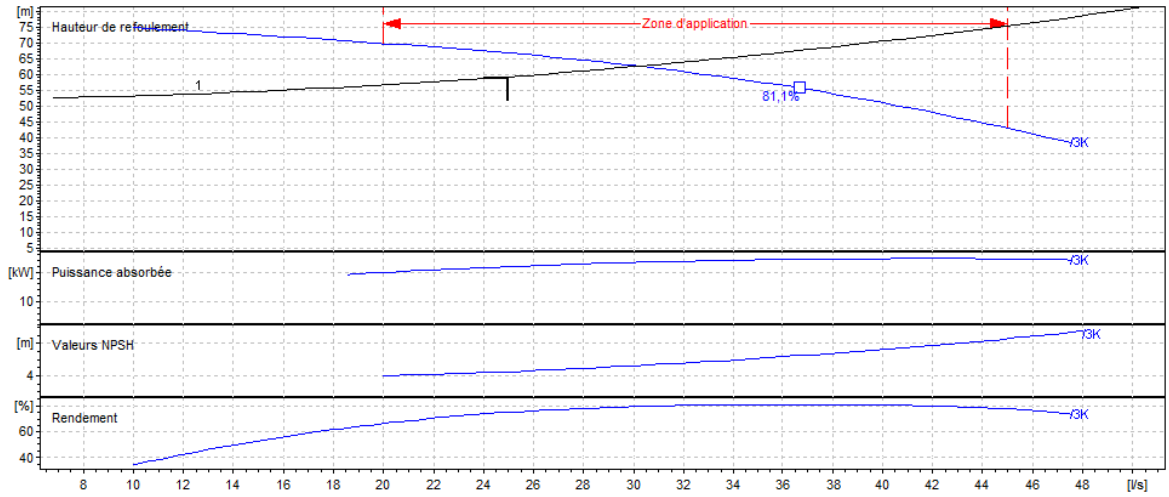


Figure V. 13 : *courbes caractéristiques de la pompe (B) du forage 2.*

- Réalisation du point de fonctionnement
- Réduction du temps de pompage

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

$$\boldsymbol{Q_1 * \ T_1 = Q_2 * \ T_2}$$

D'où : $\boldsymbol{T_2 = \frac{Q_1}{Q_2} * T_1}$

→ $T_2 = \frac{25}{30.2} * 20 = 16.55 = 16h\ 33min$

- La puissance absorbée sera :

$$\mathbf{P = \frac{g*Q*H}{\eta} = \frac{9.81*0.0302*62.5}{0.794} = 23.32\ KW}$$

D'où : P = 23.32 kw

Bilan :

B= P *4.67 *365 = 39750.74 da

- Le vannage

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

$h = H' - H_1 = 66.5 - 62.5 = 4$ m

- La puissance absorbée sera :

$$\mathbf{P = \frac{g*Q*H}{\eta} = \frac{9.81*0.025*66.5}{0.794} = 20.54\ KW}$$

D'où : $P = 20.54\ kw$

- Variation de la vitesse de rotation

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

$$\frac{N_1}{N} = \frac{Q_1}{Q_3} \rightarrow N_1 = N * \frac{Q_1}{Q_3} \text{ (tr/ min)}$$

La courbe iso-rendement s'écrit :

$H = a*Q^2 \rightarrow H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 = \frac{59.2}{25^2} * Q^2 = 0.095 * Q^2$

$H=0.095*Q^2$

-L'équation de la pompe s'écrit comme suit : $Hp= a * Q^2 + b$

$$\begin{cases} Q = 10\ l/s;\ H = 74.7\ m \\ Q = 30.2\ l/s;\ H = 62.5\ m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 74.7-100a \\ 62.5 = a*(30.2)^2 + 74.7 - 100a \rightarrow a = -0.015 \end{cases}$$

Ce qui donne : $Hp = -0.015 * Q^2 + (74.7-100*(-0.015))$

$Hp=-0.015Q^2 + 76.20$

On pose : H = Hp on trouve : $Q_3 = 26.32$ l/s, $H_3 = 65.8$ m

- ✓ Donc : $N1= 2900\times\frac{25}{26.32} = 2755$ tr/min ;
- ✓ La puissance absorbée sera : $Pa=\frac{g*Q*H}{\eta} = \frac{9.81*0.02632*65.8}{0.794} = 21.40$ Kw.

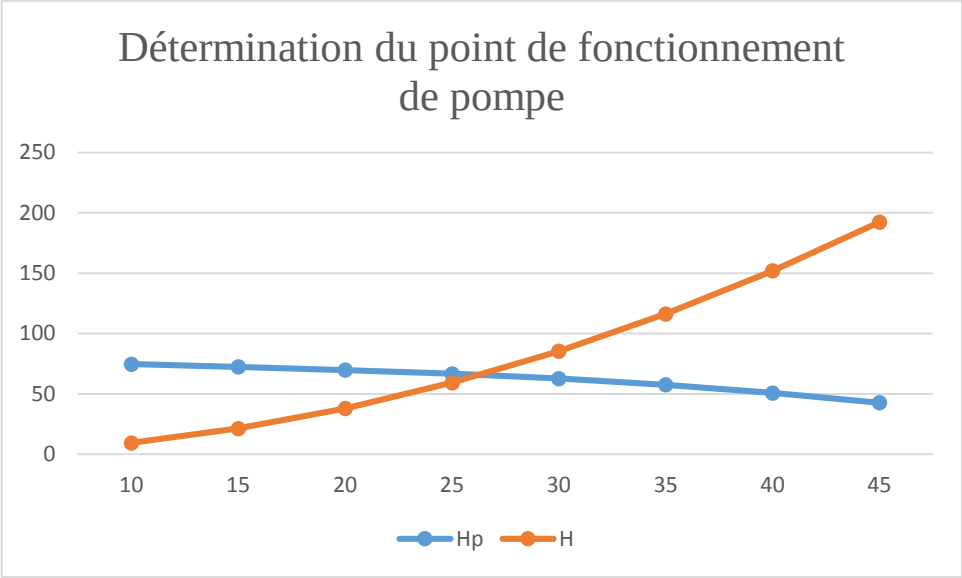


Figure V. 14 : *Détermination du point de fonctionnement de pompe.*

- Rognage de la roue :

On aura alors :

$m = (\frac{Q_1}{Q_2})^{1/2} = (\frac{H_1}{H_2})^{1/2}$

m = 0.91=91 %

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$r = 1 - m(\%) = 1 - 0.91 = 0.09$

V.8.3. Station de reprise SR1 :

- **Caractéristiques du tronçon :**
  - Le débit véhiculé : Q = 120 l/s
  - La hauteur géométrique : Hg = 175 m
  - La hauteur manométrique totale : Hmt = 179.098 m
- **Caractéristiques de la pompe :**

On opte pour une pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de type PML 150H/2 B ayant les caractéristiques suivantes :(les détails sont donnés dans l'Annexe.V.3)

- N= 2900 tr/min ;
- η = 78.1% ;
- P= 278 KW ;
- $NPSHr$ = 11.5 m ;

- Le point de fonctionnement *P* (124 l/s, 179 m) ;
- Le point désiré *P*1 (120 l/s, 179 m).

On remarque que le point de fonctionnement (124 l/s, 179 m) coïncide avec le point désiré (120 l/s, 179 m), par conséquent, cette pompe nécessite certaine modification. Voir Figure(V.15):

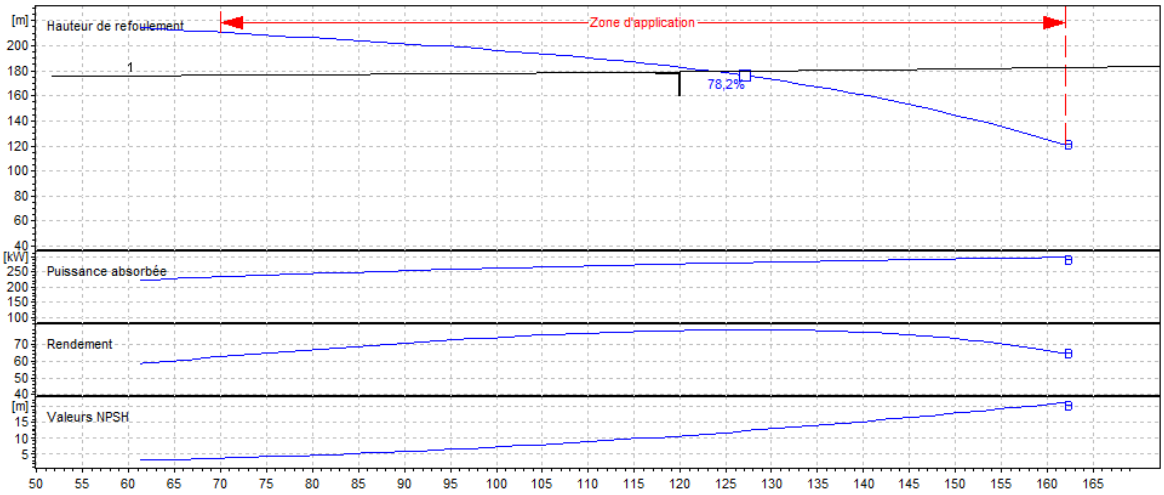


Figure V. 15 : *courbes caractéristiques da la pompe (C) de la station de reprise STR1*

- ✦ Réalisation du point de fonctionnement
- Réduction du temps de pompage

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

$$\boldsymbol{Q_1 * \ T_1 = Q_2 * \ T_2}$$

D'où : $\boldsymbol{T_2 = \frac{Q_1}{Q_2} * T_1}$

→ $T_2 = \frac{120}{124} * 20 = 19.35 = 19h\ 21min$

- La puissance absorbée sera :

$$\mathbf{P = \frac{g*Q*H}{\eta} = \frac{9.81*0.124*179}{0.781} = 278.799\ KW}$$

D'où : *P* = 278.80 *kw*

Bilan :

B= P *4.67 *365 = 475228 da

- Le vannage

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

$h = H' - H_1 = 183 - 179 = 4$ m

- La puissance absorbée sera :

$$\mathbf{P = \frac{g*Q*H}{\eta} = \frac{9.81*0.12*183}{0.728} = 275.835\ KW}$$

D'où : $P = 275.84\ kw$

- Variation de la vitesse de rotation

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

$$\frac{N_1}{N} = \frac{Q_1}{Q_3} \rightarrow N_1 = N * \frac{Q_1}{Q_3}\ (tr/\ min)$$

✓ La courbe iso-rendement s'écrit :

$H = a*Q^2 \rightarrow H = \frac{H_1}{{Q_1}^2} * Q^2 = \frac{179}{120^2} * Q^2 = 0.0124* Q^2$

$H=0.0124*Q^2$

✓ L'équation de la pompe s'écrit comme suit : $Hp= a * Q^2 + b$

$$\begin{cases} Q = 20\ l/s;\ H = 239\ m \\ Q = 124\ l/s;\ H = 179\ m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 239-400a \\ 179 = a*(124)^2 + 239 - 400a \rightarrow a = -0.0040 \end{cases}$$

Ce qui donne : $Hp = -0.0040Q^2 + (239-400*(-0.0040))$

$Hp=-0.0040Q^2 + 240.60$

On pose : H = Hp on trouve : $Q_3 = 121.12\ l/s$, $H_3 = 181.92\ m$

✓ Donc : $N1= 2900\times\frac{120}{121.12} = 2873\ tr/min$;

✓ La puissance absorbée sera : $Pa=\frac{g*Q*H}{\eta} = \frac{9.81*0.12112*181.92}{0.781} = 276.77\ Kw.$

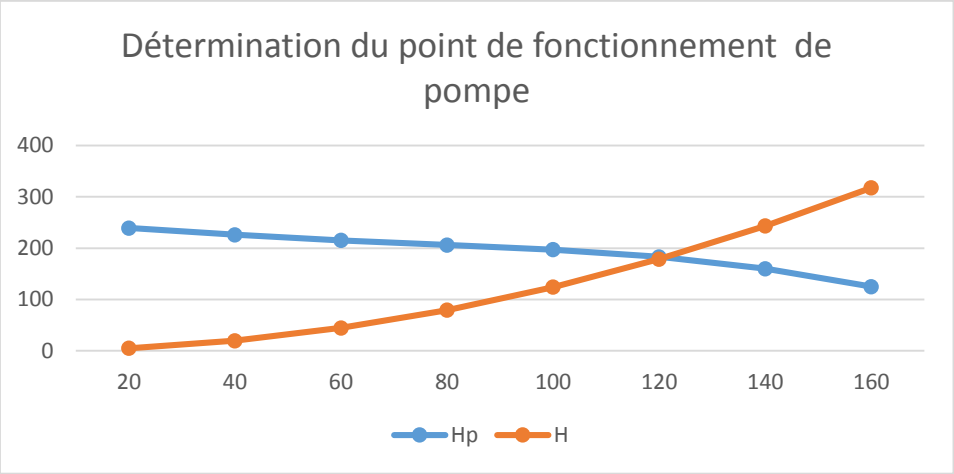


Figure V. 16 : *Détermination du point de fonctionnement de pompe*

- Rognage de la roue :

On aura alors :

$m = (\frac{Q_1}{Q_2})^{1/2} = (\frac{H_1}{H_2})^{1/2}$

m = 0.98 =98 %

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$r = 1 - m(\%) = 1 - 0.99 = 0.02$

V.8.3. Station de reprise SR2 :

- **Caractéristiques du tronçon :**
  - Le débit véhiculé : Q = 120 l/s
  - La hauteur géométrique : Hg = 350 m
  - La hauteur manométrique totale : Hmt = 362.731 m
- **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe Centrifuges multicellulaires pour hautes pressions à axe horizontal de type PMLS 150H/4 B :(les détails sont donnés dans l'Annexe.V.4), dont les Caractéristiques sont comme suit :

- N= 2900 tr/min ;
- η = 78 % ;
- P= 553 KW ;
- $NPSHr$ = 11 m ;
- Le point de fonctionnement P (121 l/s, 363 m) ;
- Le point désiré $P1$ (120 l/s, 363 m).

On remarque que le point de fonctionnement (121 l/s, 363 m) ne coïncide pas avec le point désiré (120 l/s, 363 m); par conséquent, cette pompe nécessite certaine modification.

Voir Figure(V.17):

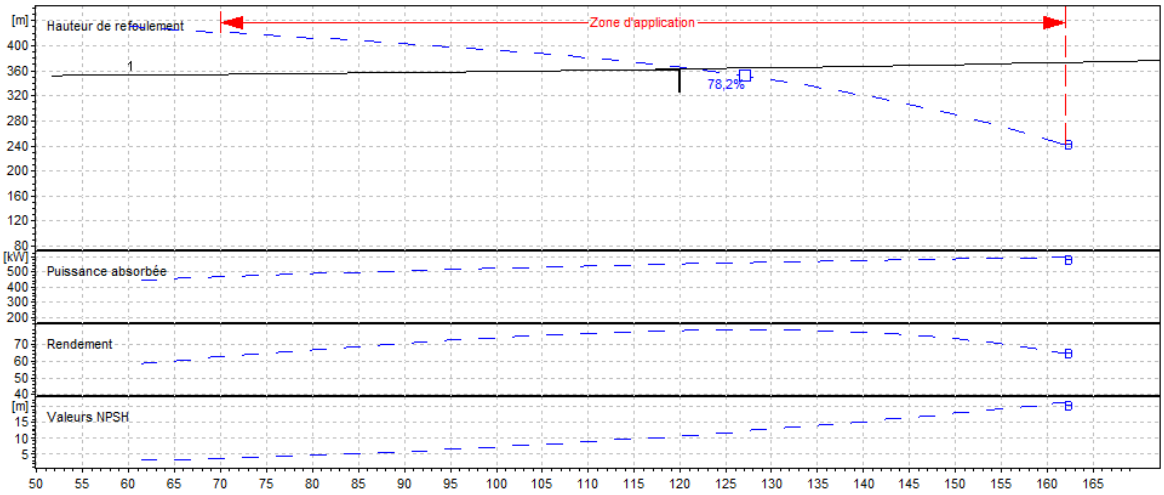


Figure V. 17 : *courbes caractéristiques de la pompe (D) de la station de reprise SR2*

- Réalisation du point de fonctionnement
- Réduction du temps de pompage

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

$$\boldsymbol{Q_1 * \ T_1 = Q_2 * \ T_2}$$

D'où : $\boldsymbol{T_2 = \frac{Q_1}{Q_2} * T_1}$

$\rightarrow T_2 = \frac{120}{121} * 20 = 19.83 = 19h49min$

- La puissance absorbée sera :

$$\boldsymbol{P = \frac{g * Q * H}{\eta} = \frac{9.81 * 0.121 * 363}{0.78} = 552.42\ KW}$$

D'où : P = 552.42 kw

Bilan :

B= P *4.67 *365 = 941621 da

- Le vannage

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

$h = H' - H_1$ = 365 − 363 =2 m

- La puissance absorbée sera :

$$\boldsymbol{P = \frac{g * Q * H}{\eta} = \frac{9.81 * 0.120 * 365}{0.78} = 550.87\ KW}$$

D'où : P = 550.87 kw

- Variation de la vitesse de rotation

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

$$\frac{N_1}{N} = \frac{Q_1}{Q_3} \quad \rightarrow N_1 = N * \frac{Q_1}{Q_3} \quad (tr/min)$$

La courbe iso-rendement s'écrit :

$H = a*Q^2 \quad \rightarrow \quad H = \frac{H_1}{{Q_1}^2} * Q^2 = \frac{363}{120^2} * Q^2 = 0.025 * Q^2$

$H=0.025*Q^2$

-L'équation de la pompe s'écrit comme suit : $Hp= a * Q^2 + b$

$$\begin{cases} Q = 20\ l/s;\ H = 478\ m \\ Q = 121\ l/s;\ H = 363\ m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 478 - 400a \\ 363 = a*(121)^2 + (478 - 400a) \rightarrow a = -0.0081 \end{cases}$$

Ce qui donne : $Hp = -0.0081 * Q^2 + (478-400(-0.0081))$

$Hp = -0.0081* Q^2 +481.23$

On pose : H = Hp on trouve : $Q_3 = 120.58$ l/s , $H_3 = 363.47$ m

- ✓ Donc : $N_1= 2900\times\frac{120}{120.58} = 2886$ tr/min ;
- ✓ La puissance absorbée sera : $P_a=\frac{g*Q*H}{\eta} = \frac{9.81*0.1206*363.64}{0.78} = 551.21$ Kw.

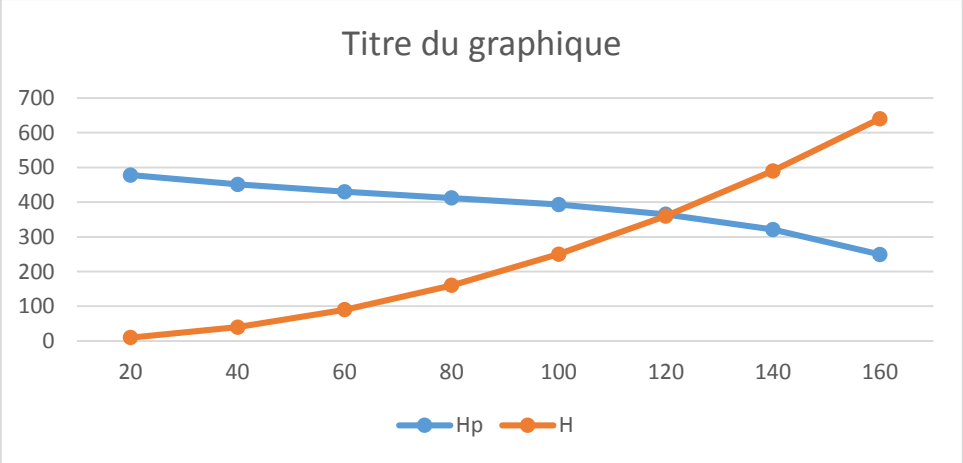


Figure V. 18 : *Détermination du point de fonctionnement de pompe (D).*

- Rognage de la roue :

On aura alors :

$m = (\frac{Q1}{Q2})^{1/2} = (\frac{H1}{H2})^{1/2}$

m = 0.99=99 %

Avec :

- ✦ m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$r = 1 - m(\%) = 1 - 0.99 = 0.01$

V.8.4. Station de reprise SR3 :

- **Caractéristiques du tronçon :**
  - Le débit véhiculé : Q = 120 l/s
  - La hauteur géométrique : Hg = 248 m
  - La hauteur manométrique totale : Hmt = 271.753 m
- **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de type PML 150H/3 B :(les détails sont donnés dans l'Annexe.V.5), dont les Caractéristiques sont comme suit :

- N= 2900 tr/min ;
- η = 78 % ;
- P= 415 KW ;
- $NPSHr$ = 11 m ;
- Le point de fonctionnement P (121 l/s, 272 m) ;
- Le point désiré $P1$ (120 l/s, 272 m).

On remarque que le point de fonctionnement (121 l/s, 272 m) ne coïncide pas avec le point désiré (120 l/s, 272 m); par conséquent, cette pompe nécessite certaine modification.

Voir Figure(V.19):

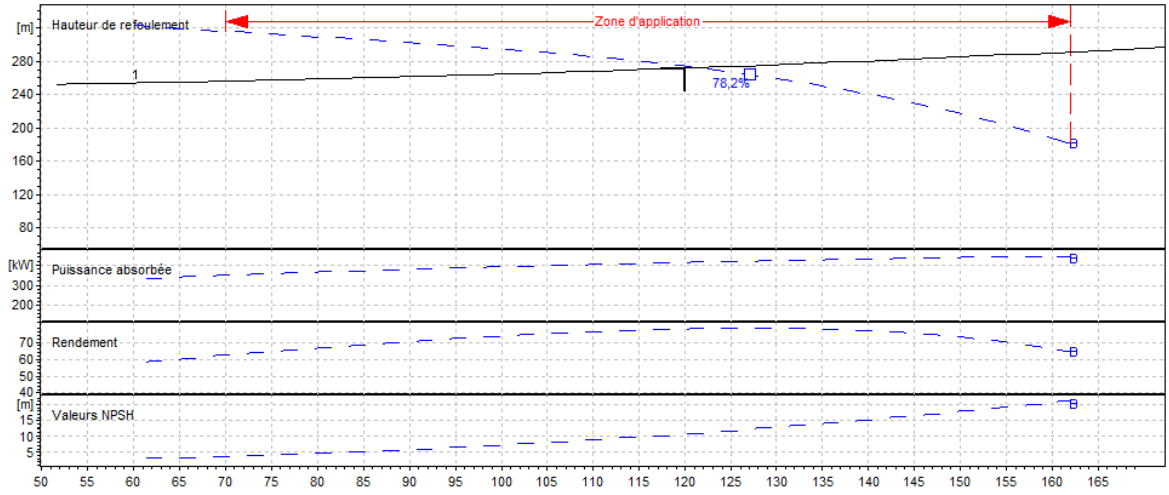


Figure V. 19 : *Courbes caractéristiques de la pompe (E) de la conduite de la station SR03*

- Réalisation du point de fonctionnement
- Réduction du temps de pompage

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

$$Q_1 * T_1 = Q_2 * T_2$$

D'où : $T_2 = \frac{Q_1}{Q_2} * T_1$

$\rightarrow T2 = \frac{120}{121} * 20 = 19.83 = 19h49min$

- La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g * Q * H}{\eta} = \frac{9.81 * 0.121 * 272}{0.78} = 413.93\ KW$$

D'où : P = 413.93 kw

Bilan :

B= P *4.67 *365 = 705567 da

- Le vannage

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

$h = H' - H1$ = 274 − 272 =2 m

- La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g * Q * H}{\eta} = \frac{9.81 * 0.120 * 274}{0.78} = 413.53\ KW$$

D'où : P = 413.53 kw

- Variation de la vitesse de rotation

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

$$\frac{N_1}{N} = \frac{Q_1}{Q_3} \rightarrow N_1 = N * \frac{Q_1}{Q_3} \ (tr/min)$$

La courbe iso-rendement s'écrit :

H = a*Q^2 $\rightarrow$ $H = \frac{H_1}{{Q_1}^2} * Q^2 = \frac{272}{120^2} * Q^2 = 0.02 * Q^2$

H=0.02*Q^2

-L'équation de la pompe s'écrit comme suit : Hp= a * Q^2 + b

Q = 20 l/s; H = 358 m

Q = 121 l/s; H = 272 m

$\Rightarrow$

b = 358 – 400a

272 = a* $(121)^2$ + (358 – 400a) $\rightarrow$ a = -0.0060

Ce qui donne : Hp = -0.0060 * Q^2 + (358-400(-0.0060))

Hp = -0.0060* Q^2 +360

On pose : H = Hp on trouve : Q_3 = 117.77 l/s , H_3 = 277 m

- ✓ Donc : $N_1 = 2900 \times \frac{120}{117.77} = 2955$ tr/min ;
- ✓ La puissance absorbée sera : $P_a = \frac{g*Q*H}{\eta} = \frac{9.81*0.11777*277}{0.78} = 410$ Kw.

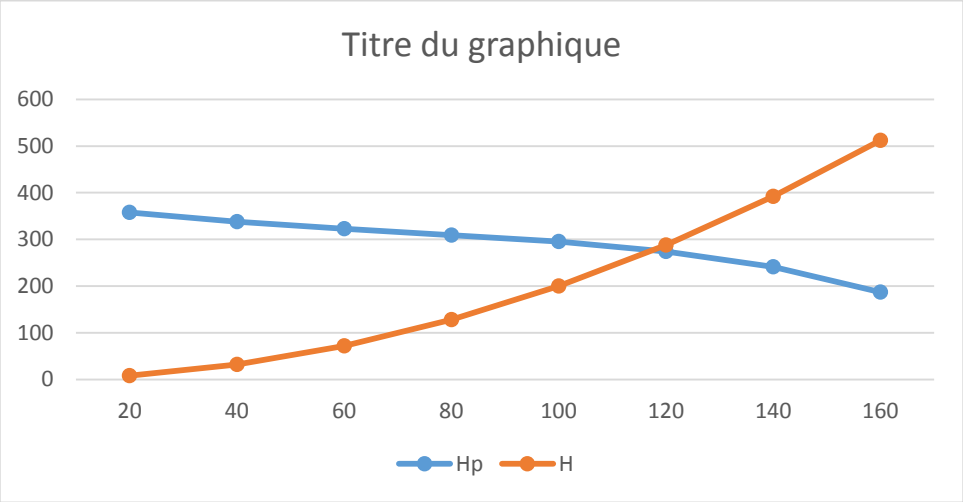


Figure V. 20 : *Détermination du point de fonctionnement de pompe*

- Rognage de la roue :

On aura alors :

$m = (\frac{Q1}{Q2})^{1/2} = (\frac{H1}{H2})^{1/2}$

m = 0.99=99 %

Avec :

- ✦ m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$r = 1 - m(\%) = 1 - 0.99 = 0.01$

V.8.5. Station de reprise SR4 :

- ✦ **Caractéristiques du tronçon :**
  - Le débit véhiculé : Q = 120 l/s
  - La hauteur géométrique : Hg = 320 m
  - La hauteur manométrique totale : Hmt = 329.140 m
- ✦ **Caractéristiques de la pompe :**

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de type PMLS 150H/4 C :(les détails sont donnés dans l'Annexe.V.6), dont les Caractéristiques sont comme suit :

- N= 2900 tr/min ;
- η = 77.8 % ;

- P= 483 KW ;
- $NPSHr$ = 10.1 m ;
- Le point de fonctionnement P (117 l/s, 329 m) ;
- Le point désiré $P1$ (120 l/s, 329 m).

On remarque que le point de fonctionnement (117 l/s, 329 m) ne coïncide pas avec le point désiré (120 l/s, 329 m), par conséquent, cette pompe nécessite certaine modification. Voir Figure(V.21):

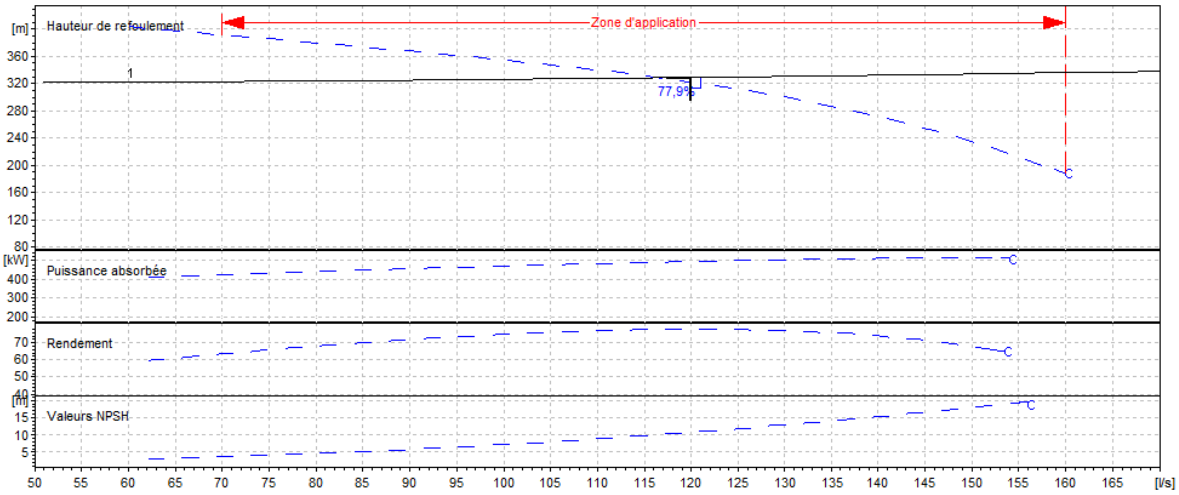


***Figure V. 21** : courbes caractéristiques de la pompe (I) et (J) de la station de reprise STR4.*

- ✦ Réalisation du point de fonctionnement
- Réduction du temps de pompage

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

$$\boldsymbol{Q_1 * \ T_1 = Q_2 * \ T_2}$$

D'où : $\boldsymbol{T_2 = \frac{Q_1}{Q_2} * T_1}$

$\rightarrow T2 = \frac{120}{117} * 20 = 20.51 = 20h\ 30.6min$

- La puissance absorbée sera :

$$\boldsymbol{P = \frac{g * Q * H}{\eta} = \frac{9.81 * 0.117 * 329}{0.778} = 485.368\ KW}$$

D'où : P = 485.37 kw

Bilan :

B= P *4.67 *365 = 827334 da

- Le vannage

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

$h = H' - H1 = 322 - 329 = -7$ m

- La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g * Q * H}{\eta} = \frac{9.81 * 0.120 * 322}{0.778} = 487.22\ KW$$

D'où : $P = 487.22\ kw$

- Variation de la vitesse de rotation

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

$$\frac{N_1}{N} = \frac{Q_1}{Q_3} \rightarrow N_1 = N * \frac{Q_1}{Q_3}\ (tr/min)$$

La courbe iso-rendement s'écrit :

$H = a*Q^2 \rightarrow H = \frac{H_1}{{Q_1}^2} * Q^2 = \frac{329}{120^2} * Q^2 = 0.023 * Q^2$

$H=0.023*Q^2$

-L'équation de la pompe s'écrit comme suit : $Hp= a * Q^2 + b$

$$\begin{cases} Q = 20\ l/s;\ H = 452\ m \\ Q = 117\ l/s;\ H = 329\ m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 452 - 400a \\ 329 = a*(117)^2 + (452 - 400a) \rightarrow a = -0.0093 \end{cases}$$

Ce qui donne : $Hp = -0.0093 * Q^2 + (452-400(-0.0093))$

$Hp = -0.0093* Q^2 +455.70$

On pose : H = Hp on trouve : $Q_3 = 118.78$ l/s , $H_3 = 325$ m

- ✓ Donc : $N_1= 2900\times\frac{120}{118.78} = 2930$ tr/min ;
- ✓ La puissance absorbée sera : $P_a=\frac{g*Q*H}{\eta} = \frac{9.81*0.11878*325}{0.778} = 486.76$ Kw.

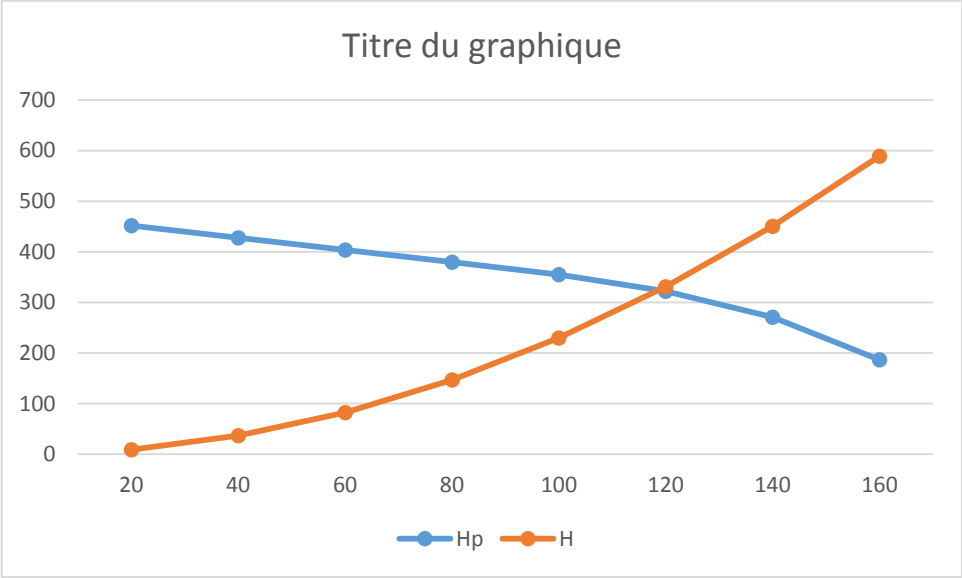


Figure V. 22 : *Détermination du point de fonctionnement de pompe*

- Rognage de la roue :

On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q1}{Q2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H1}{H2}\right)^{1/2}$$

m = 1.01=101 %

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$r = 1 - m(\%) = 1 - 1.01 = -0.01$

V.9. Etude de la cavitation :

Tableau V. 2 : *Vérification de non cavitation*

Pompes	Type de la pompe	$\frac{P0}{\rho * g}$ (m)	Ha (m)	Tv (m)	$NPSH_d$	$NPSH_r$	Observation
Pompe A	E8P95/3DJ+MAC625A-8V	10.04	0	0.24	9.8	3.68	Non cavitation
Pompe B	E8SX60/3K+MACX635A-8V	10.04	0	0.24	9.8	5.26	Non cavitation
Pompe C	PML 150H/2 B	9.77	2	0.24	11.53	11.5	Non cavitation
Pompe D	PMLS 150H/4 B	9.21	3	0.24	11.97	11	Non cavitation
Pompe E	PML 150H/3 B	8.82	3	0.24	11.58	11	Non cavitation
Pompe F	PMLS 150H/4 C	8.32	3	0.24	11.08	10.1	Non cavitation

On a: NPSHd > NPSHr , alors la condition de non cavitation est vérifiée.

V.10. Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons pu déterminer les caractéristiques des pompes qui correspondent à notre projet, pour chaque station de pompage.

A présent, vu que nos adductions (refoulement et gravitaire) sont dimensionnées, donc le chapitre suivant sera la protection des conduites et les équipements de ces adductions.

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

VI.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous allons mentionner, dans la première partie, les différents types de pose des conduites et les obstacles qui peuvent être rencontrés. Dans les parties suivantes, on propose les méthodes de protection des conduites contre plusieurs phénomènes, tels que la corrosion et le coup de bélier.

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre les différentes contraintes éventuelles, tels que l'agressivité des sols et la flexion longitudinale. En plus de ces contraintes, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux. Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets, puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

En général, les conduites d'adduction qu'elles soient gravitaires ou par refoulement sont exposées aux dangers de destruction et de dégradation, causés par les phénomènes suscités.

Dans le but de procurer une longévité aux conduites, il est nécessaire de les protéger.

VI.2. Première partie : Pose des conduites

La pose des conduites est une étape très importante et très délicate qui demande une attention particulière pour que ces dernières résistent aux différentes charges, au mouvement du sol et des conditions climatiques (gel, haute température…).

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessus du sol, sur les ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sous-sol marin. Généralement, sont posées en tranchées afin d'être protégées et d'éviter des obstacles à la circulation [5].

VI.2.1. Pose en tranchées :

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0,6 m, permettant aux ouvriers d'y accéder [5].

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suit :

- Une distance suffisante doit être aménagée au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les différentes sollicitations extérieures des charges mobiles. Cette distance est comprise entre 0,6 à 1,2 m suivant que les régions soient exposées aux gels ou non ;
- Le fond de la tranchée est ensuite recouvert d'un lit de pose de 0,15 à 0,2 m d'épaisseur, ce lit de pose est assuré par :
  - Du gravier dans les terres ordinaires ;
  - Des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;
  - Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

Avant la descente en fouille, nous examinons les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subi des chocs, et nous débarrassons les autres de tout corps étranger. Finalement, nous passons au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées au-dessous et sur les côtés des conduites avec une terre purgée de pierres. La coupe transversale d'une conduite enterrée, (figure (VI.1)).

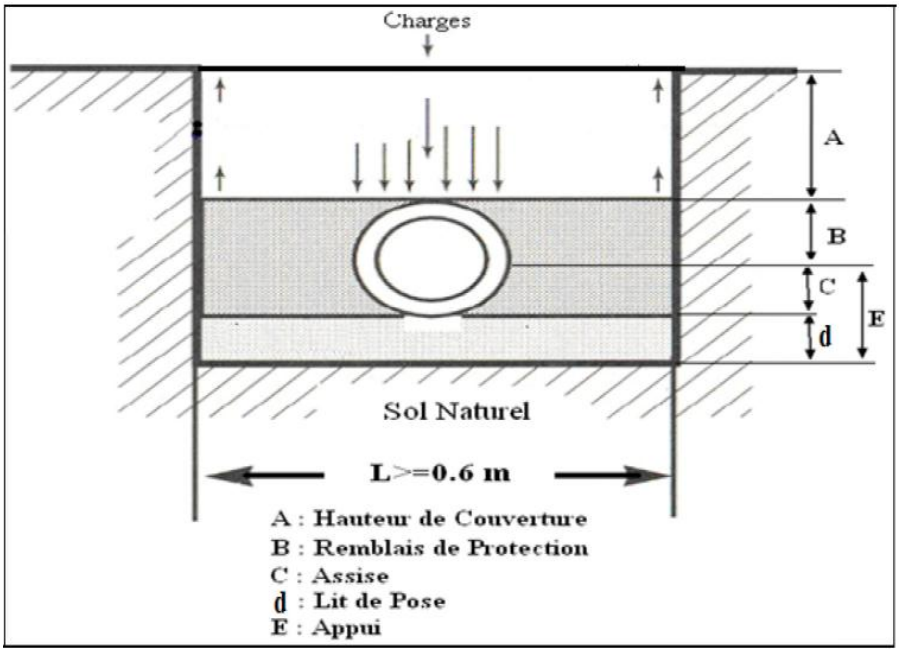


Figure VI. 1 : *coupe transversale d'une fouille.*

Tableau VI. 1 : *Les différents matériaux utilisés dans la tranchée*

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à la hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au-dessus de la conduite
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

VI.2.2. Traverse des points spéciaux :

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

VI.2.2.1. Traversée d'une route :

À 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 de diamètre supérieur pour la préserver des vibrations et des surcharges [5].

VI.2.2.2. Traversées d'oueds :

En traversant sous le lit d'un oued, un risque de découvrement de la conduite est à redouter. Pour ces traversées, il prévu un calage de la conduite tel que la génératrice supérieure se trouve à 2 m sous point le plus bas du lit de l'oued. Le remblaiement de la fouille sera réalisé avec le matériau en place [11].

VI.2.2.3. Pose de canalisation dans un terrain peu consistant :

Dans ce cas, pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non, avec interposition d'un lit de sable.

La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol, dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol [11].

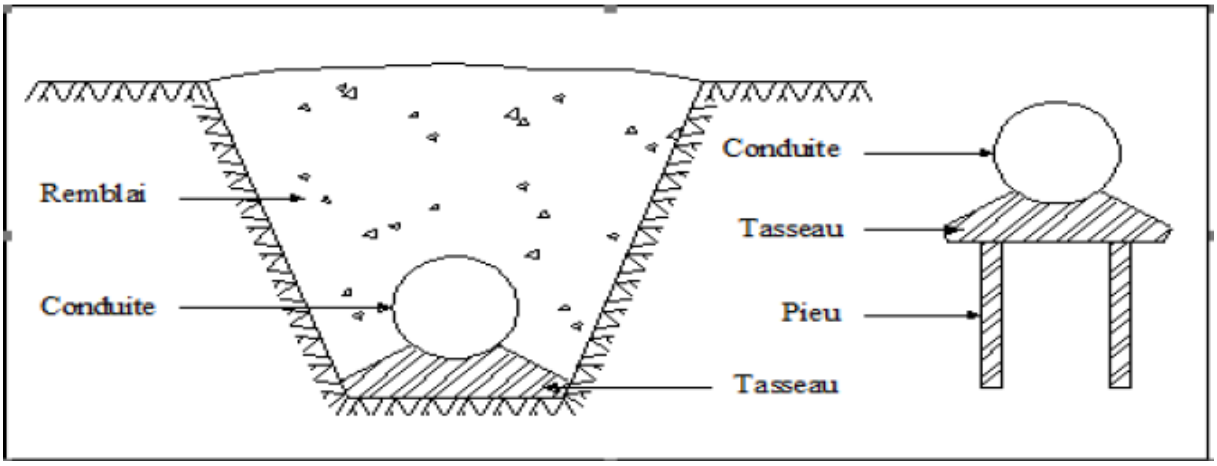
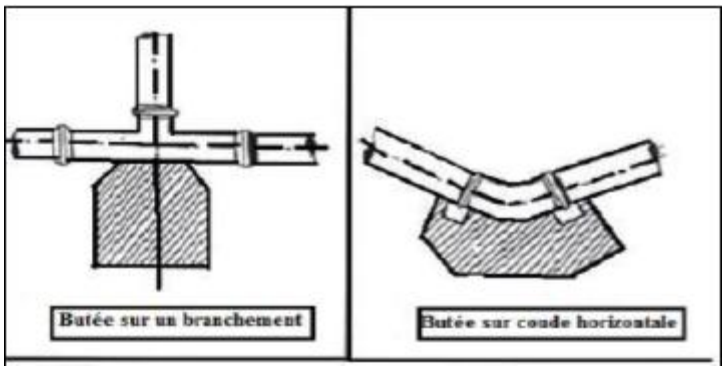


Figure VI. 2 : *Pose des conduites dans un terrain peu consistant.*

VI.2.2.4. Les butées :

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduites aux poussées dues à la pression de l'eau au niveau des coudes et des branchements, on prévoit la construction des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboîtements et aux ruptures par leur poids [11].



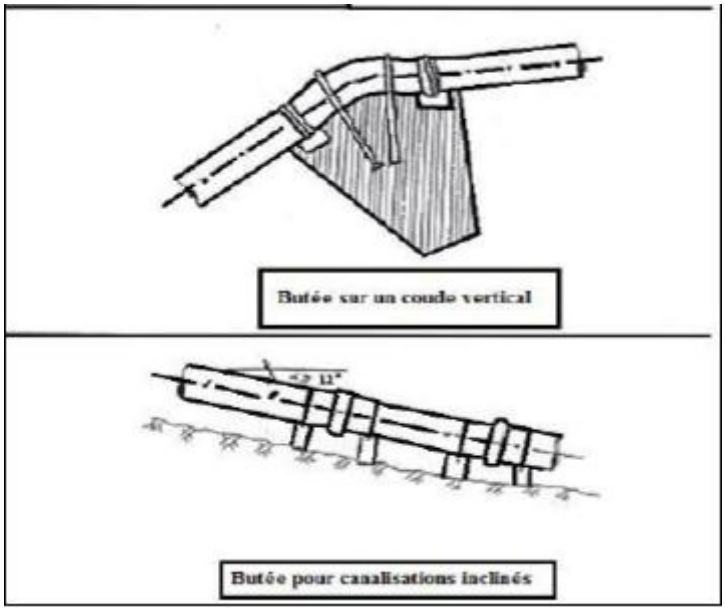


Figure VI. 3 : *Les butées*

VI.2.3. Désinfection des conduites :

Une fois que les travaux d'adduction, de distribution ou après toute réparation sur une canalisation sont achevés, il faut désinfecter le long du réseau selon les instructions du laboratoire avec du chlore ou de permanganate de potassium, ensuite on procédera au rinçage des conduites avec de l'eau claire avant de livrer l'eau à la consommation publique [5].

VI.3. Deuxième partie : Protection contre la corrosion

La corrosion est une action destructrice qu'exerce le milieu ambiant sur les conduites métalliques. Elle est la résultante d'un processus d'échange et de déplacement d'ions, qui se manifeste sous deux formes différentes ; externe et interne [11].

VI.3.1. La corrosion externe :

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situé au voisinage du réseau d'alimentation en eau potable. Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation ou attaque sous forme de couche de rouille.

VI.3.2. La corrosion interne :

La corrosion interne des conduites est liée à la nature de l'eau qu'elle véhicule et sa composition, elle dépend en particulier [11] :

- Du PH ;
- De la teneur en carbonate et bicarbonate ;
- De la teneur en oxygène dissout dans l'eau ;
- De la vitesse de circulation de l'eau ;

- De la minéralisation de l'eau. Pour remédier à cela, il faut :
- Un revêtement intérieur fait à l'usine ;
- Eviter les fortes vitesses de circulation dans les conduites ;
- Evacuation de l'air par voit des ventouses ;
- L'exécution des travaux devra ensuite être suivie attentivement.

VI.4. Troisième partie : Protection contre le coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. Il est caractérisé par des variations de pression dues à un changement instantané du régime hydraulique et engendre des ondes de propagation.

VI.4.1. Les causes du coup de bélier

Les causes principales du coup de bélier sont les suivantes :

- La fermeture ou l'ouverture brusque d'une vanne placée sur une conduite d'adduction gravitaire.
- L'arrêt brutal des groupes électro-pompes.
- Le démarrage des pompes.

VI.4.2. Les effets du coup de bélier :

Le coup de bélier peut, dans plusieurs cas, provoquer la rupture de la conduite par :

- Rupture des joints.
- Déboîtement.
- Eclatement dû à la surpression.
- Ecrasement dû à la dépression.

VI.4.3. Equipements et moyens de protection :

Parmi les procédés et les dispositifs les plus utilisés, on distingue :

- Le volant d'inertie.
- La Soupape de décharge.
- Le clapet by-pass.
- Les ventouses.
- La cheminée d'équilibre.
- Le réservoir d'air.

VI.4.3.1. Le volant d'inertie :

C'est un dispositif qui permet la protection contre la dépression, il transforme l'arrêt brusque des pompes en arrêt lent grâce à l'énergie cinétique accumulée. Calé sur l'arbre du groupe, le volant d'inertie accumule au moment de la disjonction, de l'énergie, de telle façon à prolonger le temps d'arrêt du groupe ainsi que l'intensité de dépression.

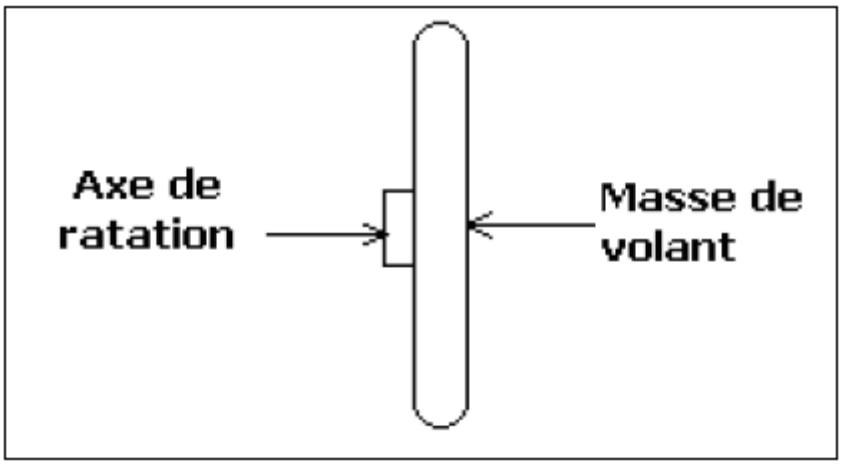


Figure VI. 4 : *Volant d'inertie*

VI.4.3.2. Les soupapes de décharge :

Il s'agit d'éléments qui, en cas de surpression laissent passer un certain débit à l'extérieur de la conduite et qui, une fois que la pression se normalise, obstruent de nouveau l'ouverture pour éviter tout contact avec l'air. Ces soupapes seront placées le long de la conduite suivant les niveaux des risques et à chaque nœud important de la conduite.

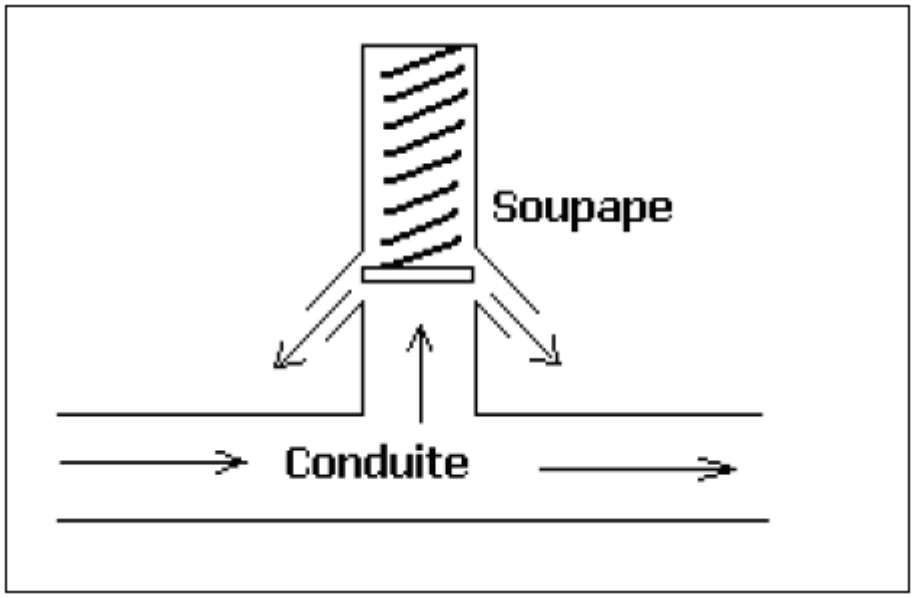


Figure VI. 5 : *Soupape de décharge*

VI.4.3.3. Clapet by-pass

Il est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe. Lorsqu'un arrêt brusque intervient, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet, la pression sera alors égale à la pression à l'aspiration.

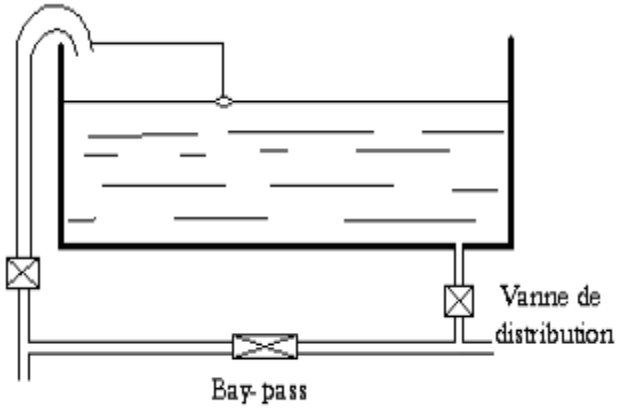


Figure VI. 6 : *by-pass*

VI.4.3.4. Les ventouses :

L'évacuation de l'air occlus est recherchée par la mise en place systématiquement aux points hauts d'appareillages dénommés ventouses. L'appareil branché au moyen d'un té à bride à un point haut de la canalisation comporte un corps percé d'un orifice communiquant avec l'air libre, orifice que vient obturer soit une boule plus légère que l'eau, soit un obturateur de forme appropriée relié à un flotteur. Tant que l'air est absent, la boulle ou le flotteur directement, agit de façon à obturer l'orifice. Lors de l'accumulation de l'air dans le corps de l'appareil, la boule ou le flotteur, entrainé par leur poids, libère l'orifice qui laisse échapper l'air ; l'eau remplit de nouveau le corps et son action sur le mécanisme intérieur se traduit par la fermeture de l'évacuation.



Figure VI. 7 : *une ventouse*

VI.4.3.5. Cheminées d'équilibre :

Une manière de réduire les surpressions dans une conduite, Elles sont des récipients ouverts à forte hauteur protégeant le tronçon en aval et réduisant l'intensité du coup de bélier en amont.

Elles jouent le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages importants dans le cas de grandes et moyennes hauteurs de refoulement.

Les cheminées d'équilibre sont utilisées sur le tracé du refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire. Elles présentent certains avantages à savoir :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien ;
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessibles.

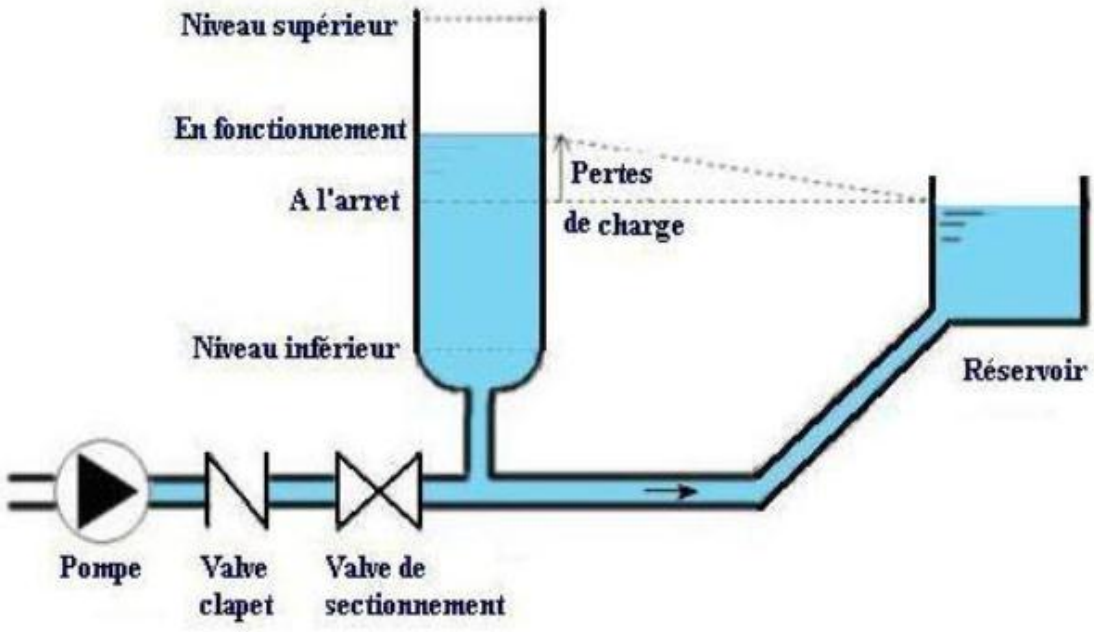


Figure VI. 8 : *Cheminée d'équilibre*

VI.4.3.6. Le réservoir d'air :

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

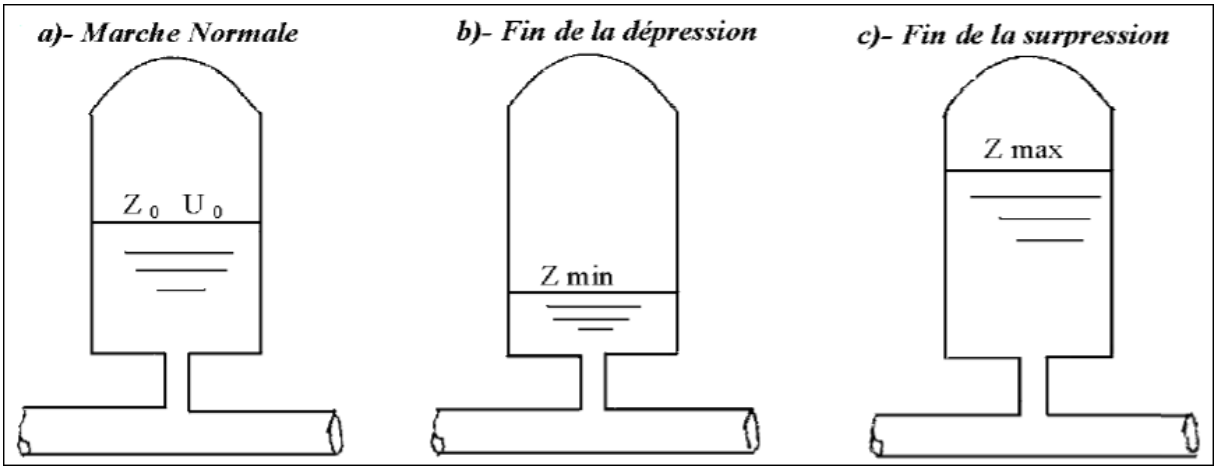


Figure VI. 9 : *Réservoir d'air*

VI.5. Etude du coup de bélier :

Dans cette étude, on calcule les valeurs des variations de pression (surpression et dépression).

Ce calcul sera fait pour chaque tronçon, on doit veiller à ce que la valeur de la pression ne dépasse pas la pression de fonctionnement admissible. Si on trouve pour un tronçon donné que cette condition n'est pas vérifiée, on doit impérativement employer un dispositif anti bélier [8].

- **La valeur du coup de bélier**

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \times \frac{D}{e}}} \qquad \textbf{(VI.1)}$$

Avec :

- **K** : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
- **D** : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- **e** : Epaisseur de la conduite (mm).

Tableau VI. 2 : *Valeurs du coefficient K*

Matériau	K
Acier	0.5
Fonte grise	1
Fonte ductile	0.59
PEHD	83
PEBD	5000
Béton	5
Amiante de ciment	4
PVC	33

❖ **1er Cas : Fermeture brusque :**

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

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

Avec :

- $2 \times \frac{L}{a}$: le temps d'aller et retour de l'onde.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$\mathbf{B = a \times \frac{V_0}{g}} \quad \textbf{(VI.3)}$$

Avec :

- **B :** La valeur du coup de bélier (m) ;
- **a :** La célérité de l'onde (m/s) ;
- **V_0 :** Vitesse d'écoulement en régime permanent initiale (m/s) ;
- **g :** Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

a. La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$\boldsymbol{H_S = H_0 + B} \quad \textbf{(VI.4)}$$

b. La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$\boldsymbol{H_d = H_0 - B} \quad \textbf{(VI.5)}$$

Où :

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

$$\boldsymbol{H_0 = H_g + 10} \quad \textbf{(VI.6)}$$

Avec :

- **Hg** : Hauteur géométrique de refoulement ;
- **10** : Pression atmosphérique ;
- **H_0** : Pression absolue de la conduite.

❖ **2eme Cas : Fermeture lente :**

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

$$\mathbf{T > 2 \times \frac{L}{a}} \quad \textbf{(IV.7)}$$

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

$$\mathbf{B = 2 \times L \times \frac{V_0}{g \times T_0}} \quad \textbf{(VI.8)}$$

VI.6. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les différents tronçons :

VI.6.1. Tronçons de refoulement :

VI.6.1.1. Tronçon (Forage01-Nœud) :

Les données nécessaires pour le tronçon (F01-Nœud) sont :

- Q = 0,025 m^3/s
- Dint = 163.6 mm
- L= 150 m

- e = 18.2 mm
- Hg = 6 m

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon F01-N sont représentées dans le tableau (VI.3) ci-dessous :

Tableau VI. 3 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (Forage01-Noeud)*

Tronçon	DN(mm)	e (mm)	V0(m/s)	a (m/s)	B (m)	H0 (m)	Hsp (m)	Hd (m)	PN(m)
Forage01-Noeud	200	18.2	1.19	351.25	42.61	16	58.61	-26.61	160

VI.6.1.2. Tronçon (Forage02-Nœud) :

Les données nécessaires pour le tronçon (Forage01-Nœud) sont :

- Q = 0,025 m^3/s
- Dint = 163.6 mm
- L= 350 m
- e =18.2 mm
- Hg = 10 m

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon F02-N sont représentées dans le tableau (VI.4) ci-dessous :

Tableau VI. 4 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (Forage02-Noeud)*

Tronçon	DN(mm)	e (mm)	V0(m/s)	a (m/s)	B (m)	H0(m)	Hsp(m)	Hd (m)	PN(m)
Forage02-Noeud	200	18.2	1.19	351.25	42.61	20	62.61	-22.61	160

VI.6.1.3. Tronçon (Nœud-SR01) :

Les données nécessaires pour le tronçon (Nœud-SR01) sont :

- Q = 0,050 m^3/s
- Dint = 257.8 mm
- L= 1100 m
- e =28.6 mm
- Hg = 42 m

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon N-SR01 sont représentées dans le tableau **(VI.5)** ci-dessous :

Tableau VI. 5 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (Nœud-SR01)*

Tronçon	DN(mm)	e (mm)	V0(m/s)	a (m/s)	B (m)	H0 (m)	Hsp(m)	Hd (m)	PN(m)
Noeud-SR01	315	28.6	0.96	350.79	34.33	52	86.33	17.67	160

VI.6.1.4. Tronçon (SR01-SR02) :

Les données nécessaires pour le tronçon (SR01-SR02) sont :

- Q = 0,12 m^3/s
- Dint =350 mm
- L= 873 m
- e = 4.5 mm
- Hg = 175 m

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon SR01-SR02 sont représentées dans le tableau (VI.6) ci-dessous :

Tableau VI. 6 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (SR01-SR02)*

Tronçon	DN(mm)	e (mm)	V0(m/s)	a (m/s)	B (m)	H0(m)	Hsp(m)	Hd (m)	PN(m)
SR01-SR02	350	4.5	1.25	1060.24	135.10	185	320.1	49.9	400

VI.6.1.5. Tronçon (SR02-SR03) :

Les données nécessaires pour le tronçon (SR01-SR02) sont :

- Q = 0,12 m^3/s
- Dint =350 mm
- L= 2712 m
- e =4.5 mm
- Hg = 350 m

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon SR02-SR03 sont représentées dans le tableau (VI.7) ci-dessous :

Tableau VI. 7 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (SR02-SR03)*

Tronçon	DN(mm)	e (mm)	V0(m/s)	a (m/s)	B (m)	H0(m)	Hsp (m)	Hd (m)	PN(m)
SR02-SR03	350	4.5	1.25	1060.24	135.10	360	495.10	224.9	400

VI.6.1.6. Tronçon (SR03-SR04) :

Les données nécessaires pour le tronçon (SR03-SR04) sont :

- Q = 0,12 m^3/s
- Dint =350 mm
- L= 5060 m
- e =4.5 mm
- Hg = 248 m

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon SR03-SR04 sont représentées dans le tableau **(VI.8)** ci-dessous :

Tableau VI. 8 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (SR03-SR04)*

Tronçon	DN(mm)	e (mm)	V0(m/s)	a (m/s)	B (m)	H0(m)	Hsp(m)	Hd (m)	PN(m)
SR03-SR04	350	4.5	1.25	1060.24	135.10	258	393.1	122.9	400

VI.6.1.7. Tronçon (SR04-Rf)

Les données nécessaires pour le tronçon (SR04-Rf) sont :

- Q = 0,12 m^3/s
- Dint =350 mm
- L= 1947 m
- e =4.5 mm
- Hg = 320 m

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon SR04-Rf sont représentées dans le tableau (VI.9) ci-dessous :

Tableau VI. 9 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (SR04-Rf)*

Tronçon	DN(mm)	e (mm)	V0(m/s)	a (m/s)	B (m)	H0(m)	Hsp(m)	Hd (m)	PN(m)
SR04-Rf	350	4.5	1.25	1060.24	135.10	330	465.1	194.9	400

VI.6.2. Adduction gravitaire :

VI.6.2.1. Tronçon (Point de Piquage-SR01) :

Les données nécessaires pour le tronçon (PP-SR1) sont :

- Q = 0,070 m^3/s
- Dint =250 mm
- L= 1100 m
- e = 5.8 mm
- Hg = 52 m

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon PP-SR01 sont représentées dans le tableau **(VI.10)** ci-dessous :

Tableau VI. 10 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (PP-SR01)*

Tronçon	DN (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H0 (m)	Hsp (m)	Hd (m)	PN(m)
PP-SR01	250	5.8	1.43	1152.95	168.07	62	230.7	-106.07	400

VI.6.2.2. Tronçon (Rf-R06) :

Les données nécessaires pour le tronçon (Rf-R06) sont :

- Q = 0.03308 m^3/s
- Dint = 204.6 mm

- L= 2040 m
- e = 22.7 mm
- Hg = 171 m

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon Rf-R06 sont représentées dans le tableau (VI.11) ci-dessous :

Tableau VI. 11 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (Rf-R06)*

Tronçon	DN (mm)	e (mm)	V0 (m/s)	a (m/s)	B (m)	H0 (m)	Hsp (m)	Hd (m)	PN(m)
Rf-R06	250	22.7	1.00	350.81	35.76	181	216.76	145.24	160

VI.6.2.3. Tronçon (Rf-Brise charge) :

Les données nécessaires pour le tronçon (Rf-B) sont :

- Q = 0.05072 m^3/s
- Dint =257.8 mm
- L= 1260 m
- e = 28.6 mm
- Hg = 92 m

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon B-Rf sont représentées dans le tableau (VI.12) ci-dessous :

Tableau VI. 12 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (B-Rf)*

Tronçon	DN(mm)	e (mm)	V0(m/s)	a (m/s)	B (m)	H0(m)	Hsp(m)	Hd (m)	PN(m)
Rf-B	315	28.6	0.97	350.79	34.69	102	136.69	67.31	160

VI.6.2.4. Tronçon (Brise charge-R07) :

Les données nécessaires pour le tronçon (B-R07) sont :

- Q = 0.00727 m^3/s
- Dint = 90 mm
- L= 1097 m
- e = 10 mm
- Hg = 44 m

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon B-R07 sont représentées dans le tableau (VI.13) ci-dessous :

Tableau VI. 13 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (B-R07)*

Tronçon	DN(mm)	e (mm)	V0(m/s)	a (m/s)	B (m)	H0(m)	Hsp(m)	Hd (m)	PN(m)
B-R07	110	10	1.14	351.05	40.79	54	94.79	13.21	160

VI.6.2.5. Tronçon (Brise charge-R08) :

Les données nécessaires pour le tronçon (Brise charge-R08) sont :

- Q = 0.04345 m^3/s
- Dint = 257.8 mm
- L= 6010 m
- e = 28.6 mm
- Hg = 21 m

Les valeurs numériques du coup de bélier du tronçon B-R08 sont représentées dans le tableau **(VI.14)** ci-dessous :

Tableau VI. 14 : *Valeurs du coup de bélier du tronçon (Brise charge-R08)*

Tronçon	DN(mm)	e (mm)	V0(m/s)	a (m/s)	B (m)	H0(m)	Hsp(m)	Hd (m)	PN(m)
B-R08	315	28.6	0.83	350.79	29.68	31	60.68	1.32	160

Les résultats de tous les calculs sont récapitulés dans le tableau (VI.15) ci-dessous :

Tableau VI. 15 : *Tableau récapitulatif*

Tronçon	DN(mm)	e(mm)	V0(m/s)	a (m/s)	B (m)	H0(m)	Hsp(m)	Hd (m)	PN(m)
Forage01-Noeud	200	18.2	1.19	351.25	42.61	16	58.61	-26.61	160
Forage02-Nœud	200	18.2	1.19	351.25	42.61	20	62.61	-22.61	160
NœudSR01	315	28.6	0.96	350.79	34.33	52	86.33	17.67	160
SR01-SR02	350	4.5	1.25	1060.24	135.10	185	320.1	49.9	400
SR02-SR03	350	4.5	1.25	1060.24	135.10	360	494.10	224.9	400
SR03-SR04	350	4.5	1.25	1060.24	135.10	258	393.1	122.9	400
SR04-Rf	350	4.5	1.25	1060.24	135.10	330	465.1	194.9	400
PP-SR01	250	5.8	1.43	1152.95	168.07	62	230.7	-106.07	400
Rf-R06	250	22.7	1.00	350.81	35.76	181	216.76	145.24	160
Rf-B	315	28.6	0.97	350.79	34.69	102	136.69	67.31	160
B-R07	110	10	1.14	351.05	40.79	54	94.79	13.21	160
B-R08	315	28.6	0.83	350.79	29.68	31	60.68	1.32	160

VI.6.3. Interprétation des résultats :

Les résultats de calcul des valeurs du coup de bélier montrent que les tronçons : (Noeud-SR01), (SR01-SR02), (SR03-SR04), (Rf-B), (B-R07) et (B-R08) ne dépassent pas la pression maximale de service en surpression, avec la valeur de dépression trouvée positive, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti bélier.

Cependant, les tronçons (SR02-SR03), (SR04-Rf), et (Rf-R06), dépassent la pression de service dans la valeur du coup de bélier en suppression. Quant aux tronçons : (F01-Nœud), (f02-Nœud) et (PP-SR01), les valeurs de dépression trouvées sont négatives. Par conséquent, on doit

adopter un moyen de protection. Dans notre cas, on opte pour un réservoir d'air pour les avantages en termes d'économie et d'efficacité.

Remarque :

Si la valeur de la dépression est inférieure en sa valeur absolue à 1 bar il y aura un risque de cavitation, c'est à dire formation d'une poche d'air, qui peut engendrer des conséquences fatales.

Ce n'est pas le cas dans notre étude, la dépression en valeur absolue est bien supérieure à 1 bar.

VI.6.4. Méthode de calcul du réservoir d'air

Le calcul du réservoir d'air consiste à déterminer les valeurs de la surpression et la dépression maximale dans la conduite par approximations successives en utilisant la méthode graphique de Louis BERGERON.

VI.6.4.1. Principe de calcule de réservoir d'air

Les étapes à suivre pour le dimensionnement du réservoir d'air sont les suivantes :

a. Le temps se suivent selon les valeurs de Tf

$$Tf = \frac{2 \times L}{a} \qquad \textbf{(IV.9)}$$

b. Variation du volume d'air

$$\Delta U = S \times Vm \times \theta \qquad \textbf{(VI.10)}$$

Avec :

- **ΔU** : Variation du volume d'air (m^3) ;
- **S** : Section de la conduite (m^2) ;
- **V_m** : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie ;
- **θ** : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite

c. Le volume d'air comprimé

$$Ui = Ui - 1 \pm \Delta Ui \qquad \textbf{(VI.11)}$$

Avec :

- + ΔU i : lorsque le réservoir d'air se vide ;
- -ΔU i : lorsque le réservoir d'air se remplit.

d. *La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de Poisson*

$$(Z_0 + S_0) \times {U_0}^{1.4} = Z \times U^{1.4} \qquad \textbf{(VI.12)}$$

Avec :

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

- Z_0 : Pression absolue ;
- U_0 : Volume d'air initial ;
- V : Volume nouveau de l'air ;
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

e. La vitesse dans la tubulure

❖ **Cas de la montée de l'eau :**

A la montée de l'eau. On a un coefficient de débit de 0,92

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = K \qquad \textbf{(VI.13)}$$

Avec :

- $V\,1$: Vitesse dans la tuyère ;
- Vf : Vitesse finale choisie ;
- D : Diamètre de la conduite ;
- d' : Diamètre de la veine contractée.

D'où :

$$d' = 0,92 \times d \qquad \textbf{(V.14)}$$

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

❖ ***Cas de la descente de l'eau :***

La tuyère agit comme un ajutage BORDA avec un coefficient de 0,5 à la descente de l'eau.

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \times \frac{D^2}{d^2} \qquad \textbf{(V.15)}$$

Avec :

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

f. Calcul des pertes de charge

❖ Cas de la montée de l'eau :

$$\Delta h_1 = C \times \frac{V^2}{2 \times g} \qquad \textbf{(VI.16)}$$

$C = f(m')$

Avec :

$$m' = \frac{(0.92 \times d)^2}{\emptyset^2} \qquad \textbf{(VI.17)}$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (**Annexe (VI.1)**).

b) Cas de la descente de l'eau :

$$\Delta h_2 = C' \times \frac{V^2}{2 \times g} \qquad \textbf{(VI.18)}$$

$C' = f(m'')$

Avec:

$$m'' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{\emptyset^2} \quad \textbf{(VI.19)}$$

La valeur de (C') est lue sur l'abaque (**Annexe (VI.1)**).

VI.6.4.2. Application du calcul pour le tronçon (SR02- SR03) :

On dispose d'une tuyère de diamètre d = 90 mm qui est incorporée dans une tubulure de diamètre ϕ = 180 mm.
Les caractéristiques de la tuyère sont :

- Montée de l'eau :

$$K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0.92 \times d)^2} = \frac{0.35^2}{(0.92 \times 0.09)^2} \Rightarrow V_1 = 17.87Vf$$

Donc : k=18. Compris entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

Par ailleurs, $m' = \frac{(0.92 \times d)^2}{\emptyset^2} = \frac{(0.92 \times 0.09)^2}{0.180^2} = 0.212$

A partir de l'annexe (16), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge «c» dans la tuyère. Ce qui nous donne c = 0,63.
D'où la perte de charge correspondant au cas de la montée de l'eau est :

$$\Delta h_1 = 0.63 \times \frac{V^2}{(2 \times g)} = 0.63 \times \frac{V^2}{2 \times g} = 10.25Vf^2$$

- Descente de l'eau :

$$K' = \frac{V_2}{Vf} = \frac{2 \times D^2}{d^2} = \frac{2 \times 0.35^2}{0.09^2} = 30.25$$

Ce que donne :

$$V_2 = K' \times Vf = 30.25 \times Vf$$

Par ailleurs,

$$m'' = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{\emptyset^2} = \frac{1}{2} \times \frac{0.09^2}{0.180^2} = 0.125$$

A partir de l'annexe (16), on aura la valeur du coefficient de perte de charge C' = 0,78 d'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est **:**

$$C' = 0.78$$

$$\Delta h_2 = C' \times \frac{V^2}{2 \times g} = 0.78 \times \frac{V^2}{2 \times g} = 36.38Vf^2$$

✦ Variation du volume d'air :

$$\Delta U = S \times Vm \times \emptyset$$

$$\emptyset = \frac{2 \times L}{a} = \frac{2 \times 2712}{1060.24} = 5.12s$$

$$S = \tau \times r^2 = 3.14 \times 0.175^2 = 0.096m^2$$

$$\Delta U = S \times \emptyset \times V_m = 0.096 \times 5.12 \times V_m$$

❖ **Résultats de calcul** du **réservoir d'air**

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR2-SR3 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (VI.16) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VI.10).

Tableau VI. 16 : *Calcul du réservoir d'air de tronçon (SR02-SR03).*

Simulation | Epure de BERGERON | Oscillogramme | Profil des pressions | Quitter

Données de l'Adduction

Diametre	0,35	m
Débit	0,12	m3/s
H géomet	350	m
Long. Cond.	2712	m
coef. K	0,5	
Epaisseur e	0,0045	m
C Haz Will	116,12	

Résultats

Vitesse	1,24788769	m/s
Section	0,0961625	m²
Célérité a	1060,24107	m/s
B	134,868683	m
Hmax	484,868683	m
Hmin	215,131317	m
periode θ	5,11581767	s
H0	360	m
PDC δ	14,210097	m
a/g	108,077581	s

Données du Réservoir d'air

Volume U0	0,8	m3
K PDC entr	10,25	Vf ²
K PDC sort	36,38	Vf ²
Exposant	1,2	

Pression de l'air

pres. air Z	286,301409	/U^

Résultats des variations du volume d'air

Umax	1,14552698	m3
Umin	0,63614537	m3

Résultats des pressions

Surpression	132,680265	m
Dépression	117,66489	m

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,8	374,210097	0	374,210097	14,210097	360	1,24788769	0	0	
5,11581767	0,34552698	1,14552698	243,229977	0,89486739	242,33511	0,30510526	242,030005	0,15635701	0,70236225	0,15683681	-0,0004798
10,2316353	-0,23145151	0,91407547	318,893027	12,352773	331,2458	11,2078834	342,453683	-1,09752294	-0,47047789	-1,09779259	0,00026965
15,347453	-0,2779301	0,63614537	492,66969	0,01057474	492,680265	0,01618168	492,696447	-0,03208339	-0,5649562	-0,03211981	3,6425E-05
20,4632707	0,19989717	0,83604253	354,935501	25,9634926	328,972008	6,8995601	322,072448	0,84477649	0,4063365	0,84479281	-1,6316E-05
25,5790884	0,16356612	0,99960865	286,43592	0,33144373	286,767363	0,39305126	287,160415	-0,18010893	0,33248537	-0,17982206	-0,00028687
30,694906	-0,20115793	0,79845072	375,081588	4,17189395	379,253482	4,1018362	383,355318	-0,63796769	-0,40889929	-0,63797652	8,8326E-06
35,8107237	-0,09436581	0,70408491	436,187724	2,35331614	433,834408	0,74695957	433,087448	0,25437988	-0,19181998	0,25433656	4,3319E-05
40,9265414	0,18954016	0,89362507	327,670294	9,69504885	317,975245	2,77119101	315,204054	0,51615019	0,38528353	0,51623049	-8,0301E-05
46,0423591	0,04301467	0,93663975	309,696563	1,19437195	310,890935	1,28819314	312,179128	-0,34079736	0,08743712	-0,34135626	0,0005589
51,1581767	-0,1792569	0,75738285	399,617892	1,53834421	401,156236	1,62840069	402,784637	-0,38739569	-0,36438045	-0,38740465	8,9545E-06
56,2739944	-0,00691129	0,75047156	404,038176	4,69671566	399,34146	1,41645458	397,925005	0,35937937	-0,01404878	0,35930709	7,2278E-05
61,3898121	0,16170849	0,91218004	319,688347	3,23310841	316,455238	1,00237339	315,452865	0,29810737	0,32870931	0,29811154	-4,1716E-06
66,5056297	-0,01996046	0,89221959	328,289794	1,4743401	329,764134	1,56556522	331,3297	-0,37934521	-0,04057417	-0,37925988	-8,5326E-05
71,6214474	-0,14484404	0,74737555	406,047482	0,45029206	406,497774	0,52201794	407,019792	-0,20956447	-0,29442848	-0,20959707	3,26E-05

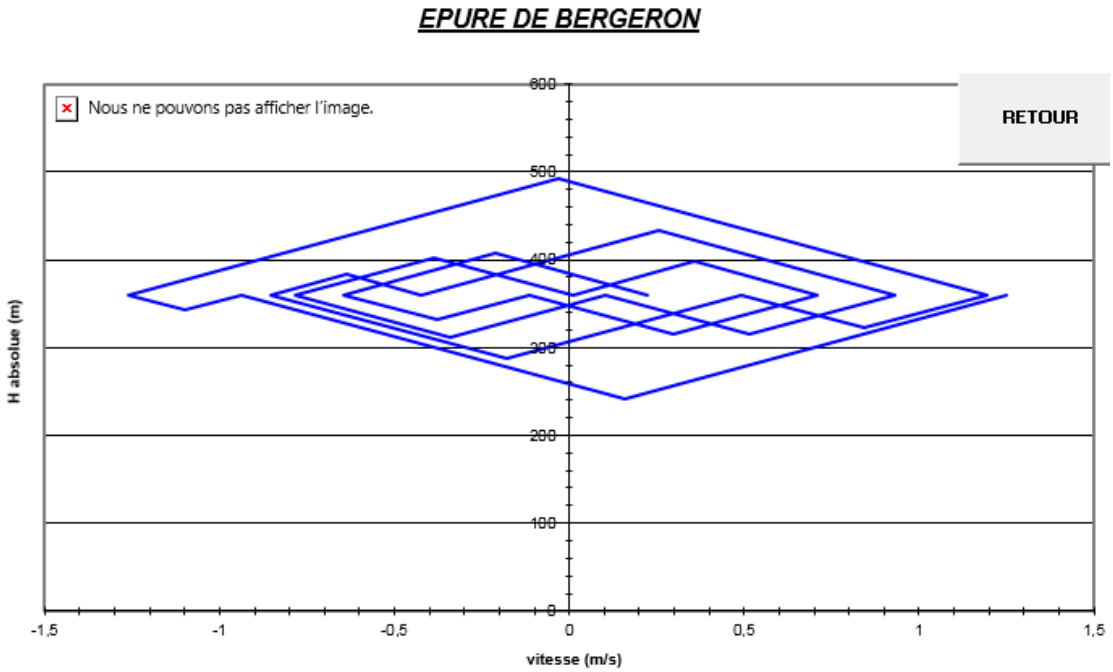


Figure VI. 10 : *Épure de BERGERON pour le tronçon (SR02-SR03)*

❖ Interprétation des résultats

On remarque que :

Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de 117,6649 m.

- ✦ Le volume d'air à la fin de cette dépression est 1.1455 m^3.
- ✦ La surpression est de 132.6803 m, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de 0.6361 m^3.

Par ailleurs, la figure (VI.11) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

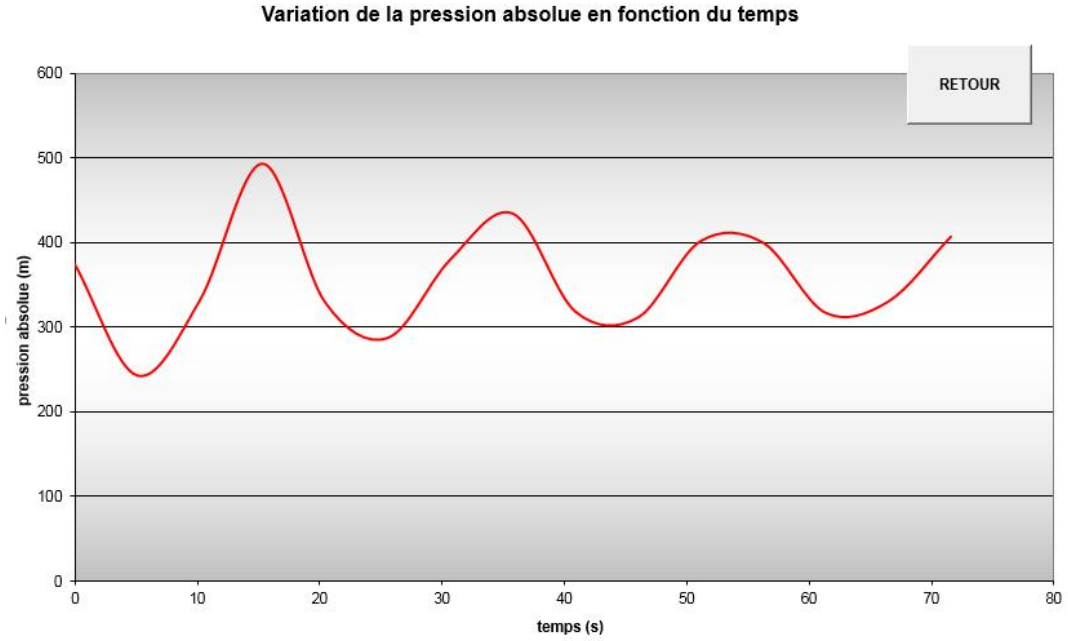


Figure VI. 11 : *Variation de pression absolue pour le tronçon (SR02-SR03)*

➢ **Dimensionnement du réservoir d'air**

À partir du tableau (VI.2), on a le volume maximal d'air est d'ordre 1.1455 m^3 Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon (SR2- SR3), tel que :

$V_t = 1.2 \times U_{max} = 1.2 \times 1.1455 = 1.375\ m^3$

Par conséquent, On optera pour un réservoir de volume normalisé de (1400 l).

Le profil de pression est illustré sur la figure (VI.12) suivante :

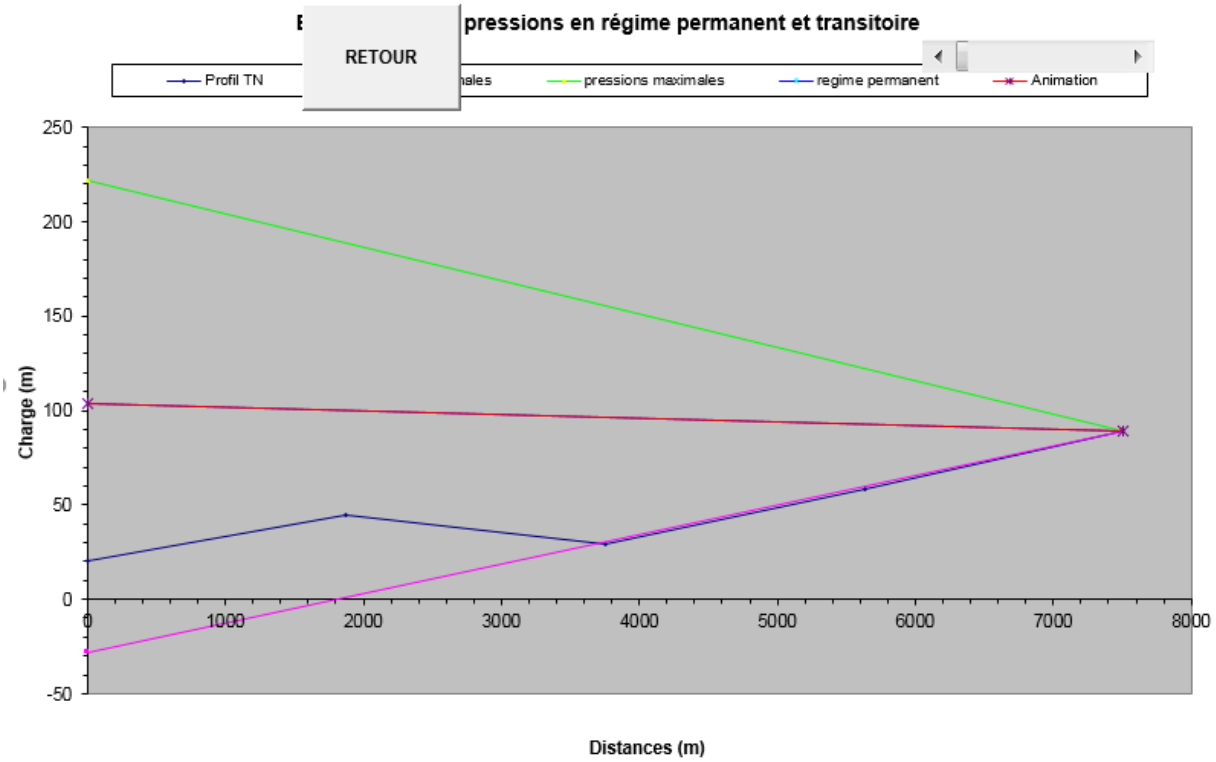


Figure VI. 12 : *profil de pressions pour le tronçon (SR02-SR03)*

VI.6.4.3. Application du calcul pour le tronçon (SR04-Rf)

On dispose d'une tuyère de diamètre d = 90 mm qui est incorporée dans une tubulure de diamètre ϕ = 180 mm.

Les caractéristiques de la tuyère sont :

✦ Montée de l'eau :

K=17.87

V_1=17.87×Vf

m'=0.212

C=0.63

Δh_1=10.25×Vf^2

- Descente de l'eau :

K'=30.25
V_2=30.25×Vf
m''=0.125
C'=0.78
Δh_2 =36.38×Vf ^{2}

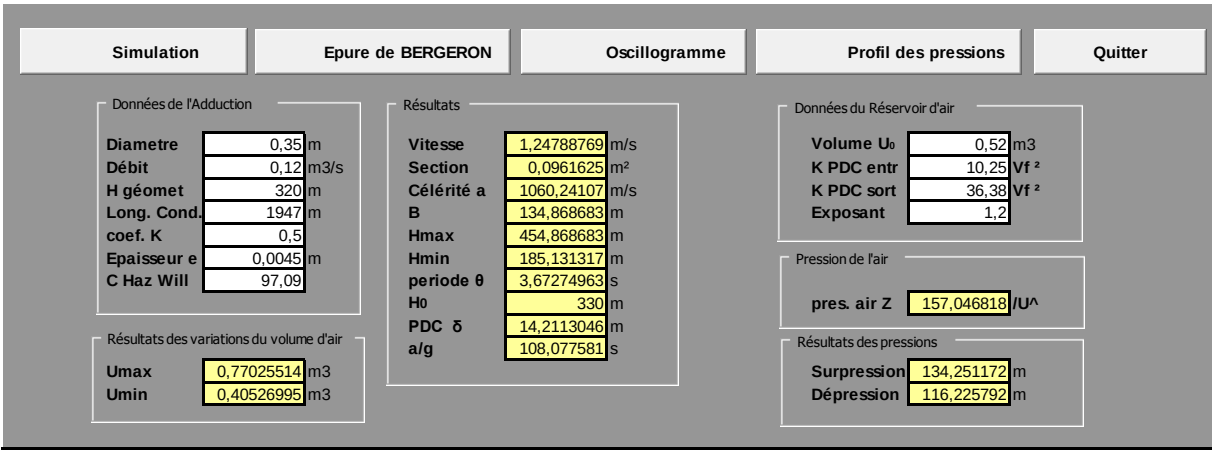
- Variation du volume d'air :

θ =3.67s ;
S = 0.096 m^2
ΔU = 0.35 × Vm

- **Résultats de calcul du réservoir d'air**

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR04-Rf en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (VI.17) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VI.13).

Tableau VI. 17 : *Calcul du réservoir d'air de tronçon (SR04-Rf).*



temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z -+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,52	344,211305	0	344,211305	14,2113046	330	1,24788769	0	0	
3,67274963	0,25025514	0,77025514	214,816489	1,04228168	213,774208	0,35140851	213,422799	0,169244	0,70857518	0,16926268	-1,8677E-05
7,34549927	-0,1638132	0,60644195	286,208194	12,3328661	298,54106	11,1921082	309,733168	-1,09692084	-0,4638225	-1,09690768	-1,316E-05
11,0182489	-0,20117199	0,40526995	464,232837	0,01833464	464,251172	0,02693871	464,278111	-0,04201863	-0,56960062	-0,04229356	0,00027493
14,6909985	0,14143275	0,5467027	324,136304	25,8658078	298,270496	6,87610316	291,394393	0,84320199	0,40045427	0,84320209	-1,0078E-07
18,3637482	0,11662308	0,66332578	257,014063	0,34246112	257,356524	0,40516942	257,761693	-0,18239382	0,33020788	-0,18278633	0,00039251
22,0364978	-0,14444368	0,51888211	345,101389	4,13530248	349,236691	4,06885641	353,305548	-0,63514968	-0,40897943	-0,63517253	2,2848E-05
25,7092474	-0,06632138	0,45256073	406,646373	2,45184686	404,194526	0,77594135	403,418585	0,25980125	-0,18778309	0,25960636	0,0001949
29,3819971	0,136538	0,58909873	296,348982	9,59590098	286,753081	2,74517146	284,007909	0,51356798	0,38659521	0,51358405	-1,6072E-05
33,0547467	0,02868123	0,61777996	279,916542	1,26401476	281,180557	1,35771653	282,538274	-0,35112399	0,08120835	-0,35116736	4,3366E-05
36,7274963	-0,1294127	0,48836725	371,136184	1,49316733	372,629351	1,58420388	374,213555	-0,38117806	-0,36642056	-0,38167376	0,0004957
40,400246	-0,00231987	0,48604738	373,262889	4,94110684	368,321782	1,48470207	366,83708	0,36875207	-0,00656852	0,36853673	0,00021534
44,0729956	0,11620916	0,60225654	288,596665	3,04975641	285,546909	0,94970253	284,597206	0,28949684	0,32903592	0,28953511	-3,8266E-05
47,7457452	-0,01747791	0,58477863	298,978078	1,54713047	300,525209	1,63715035	302,162359	-0,38816854	-0,04948715	-0,3885094	0,00034086
51,4184949	-0,10347644	0,48130219	377,683258	0,39964925	378,082908	0,46745669	378,550364	-0,19652174	-0,29298435	-0,19745929	0,00093755

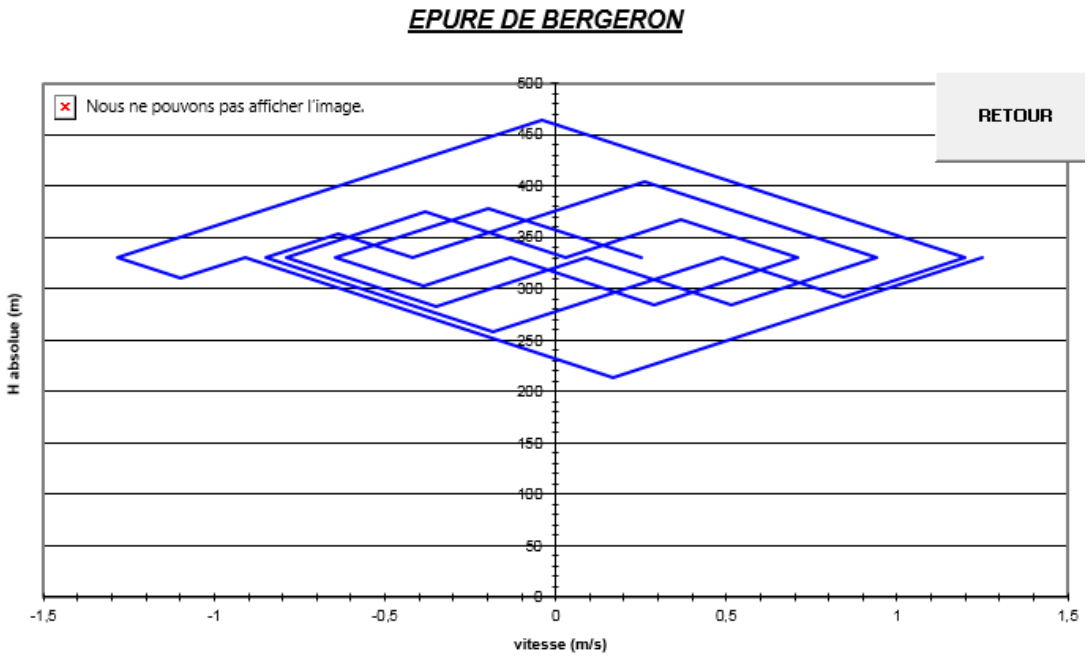


Figure VI. 13 : *Épure de BERGERON pour le tronçon (SR04-Rf)*

- **Interprétation des résultats**

On remarque que :

Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de 116.2258m.

- Le volume d'air à la fin de cette dépression est 0.7702 m^3.
- La surpression est de 134,2512 m, Le volume d'air à la fin de cette surpression est de 0.4053 m^3.

Par ailleurs, la figure (VI.14) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

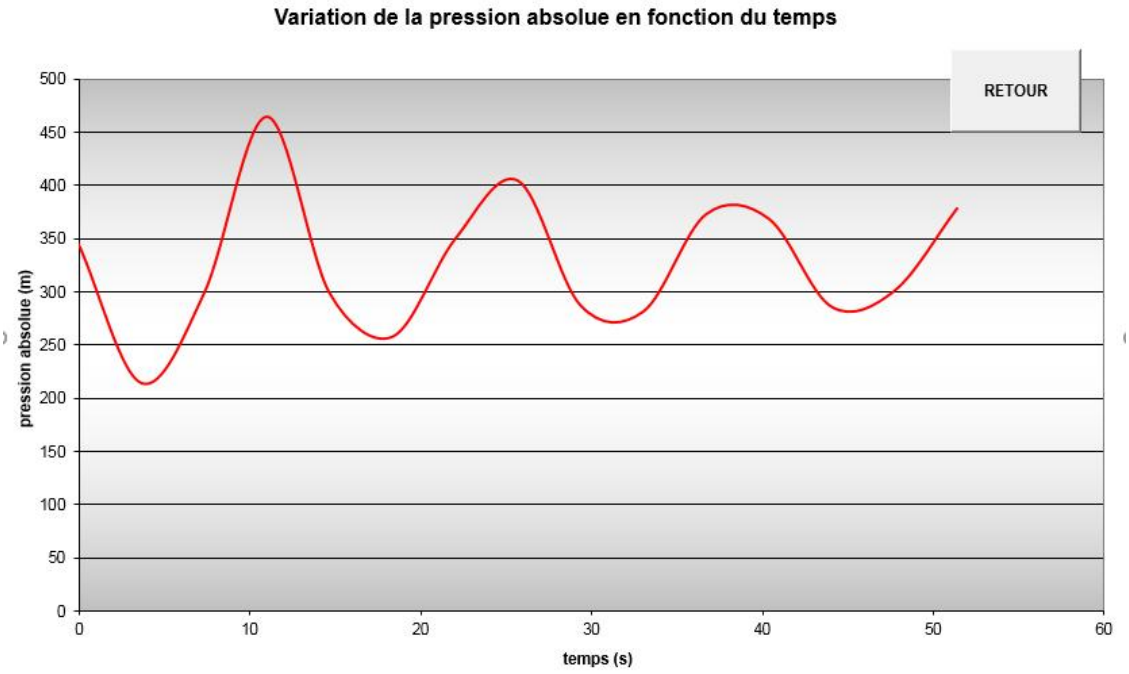


Figure VI. 14 : *Variation de pression absolue pour le tronçon (SR04-Rf)*

- **Dimensionnement du réservoir d'air**

À partir du tableau (VI.17), on a le volume maximal d'air est d'ordre 0.7702 m^3 Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon (SR04- Rf), tel que :

$$V_t = 1.2 \times U_{max} = 1.2 \times 0.7702 = 0.924\ m^3$$

Par conséquent, On optera pour un réservoir de volume normalisé de (1000 l)

Le profil de pression est illustré sur la figure (VI.15) suivante :

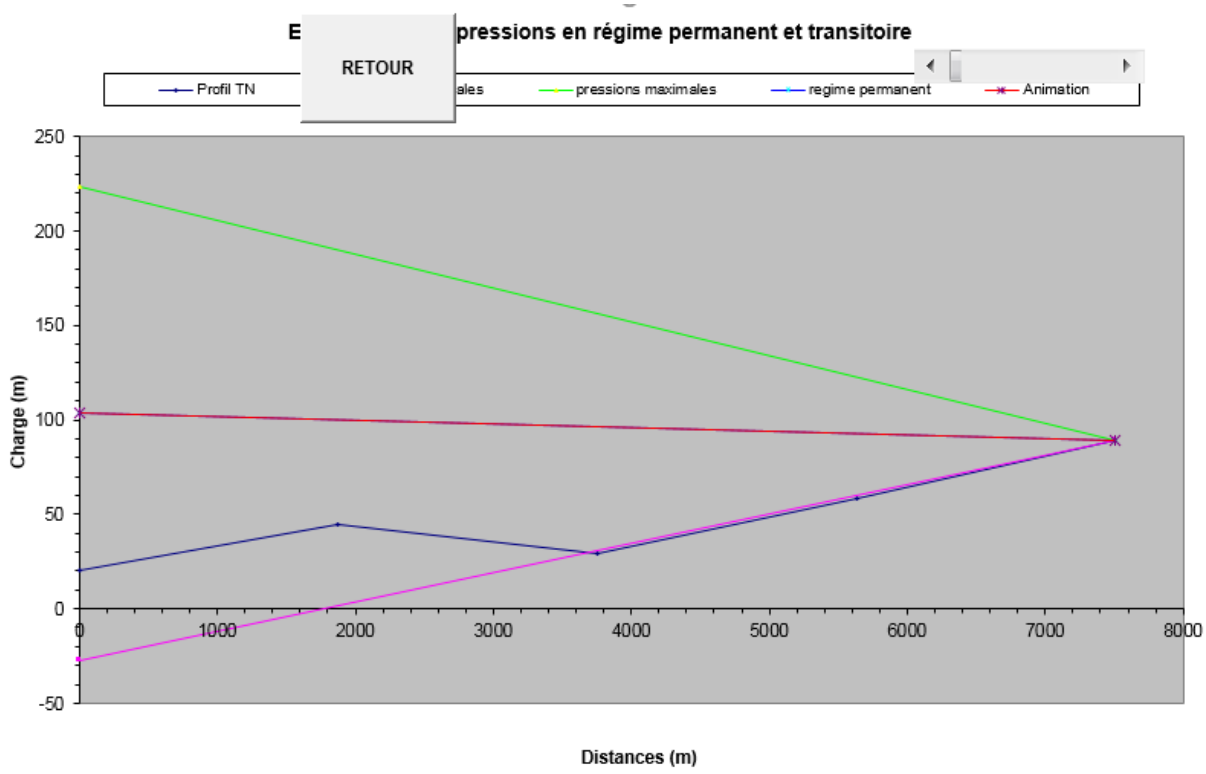


Figure VI. 15 : *profil de pressions pour le tronçon (SR04-Rf)*

Remarque :

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

VI.6.5. Tronçons gravitaires :

La valeur de coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD (VI.9), si la fermeture est supposée linéaire pendant une durée supérieure à un aller et retour d'onde $2 \times \frac{L}{a}$.

Mais dans la pratique, la fermeture de la vanne ne peut pas faire varier la section de passage du fluide linéairement, puisque dans la fin de fermeture, les pertes de charges sont plus importantes.

Dans ce cas, on utilisera des vannes pour limiter et minimiser la dépression et les surpressions. Nous avons étudié un seul tronçon le cas le plus défavorable dont la surpression est maximale.

VI.6.5.1 Tronçon (Rf-R06) :

La Valeur du temps de retour de l'onde de déformation ce représentée dans le tableau suivant **(VI.18)** :

Tableau VI. 18 : *Valeur du temps de retour de l'onde de déformation*

Tronçon (Rf-R06)	L(m)	a(m/s)	Tr
	2040	**350.81**	**11.63**

La valeur du coup de bélier sera vérifiée en surpression et en dépression, si le temps de fermeture de la vanne se fait dans **12 secondes**.

VI.7. Conclusion :

La protection des installations hydraulique contre le phénomène du coup de bélier est d'une importance considérable. Dans ce présent chapitre, après l'avoir étudié, nous constatons que la valeur de surpression et de dépression des tronçons (Noeud-SR01), (SR01-SR02), (SR03-SR04), (Rf-B), (B-R07) et (B-R08) vérifient la pression nominale de service, ce qui ne nécessite pas un dispositif de protection.

Par contre la valeur de la surpression est importante pour les tronçons (SR02-SR03) et (SR04- Rf) par conséquent on a opté pour le dimensionnement d'un réservoir d'air comme moyen de protection d'un volume de (1400 l) pour le tronçon (SR02-SR03). Le tronçon (SR04-Rf) est également protégé par un réservoir d'air de volume d'un volume de (1000 l). Pour l'adduction gravitaire on propose des robinets vanne à fermeture lente.

Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet de renforcement en alimentation en eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir :

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population ;
- La répartition rationnelle de l'eau et son acheminement vers les localités concernées.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite dans le but d'atteindre une satisfaction en eau de la population pour l'horizon 2050.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, nécessite de prévoir un transfert de 6048 m^3/j des eaux du barrage TICHY-HAF et 4320 m^3/j des deux forages d'OUZELLAGUENE.

La grande différence d'altitude qui est de 1123 m entre la station de reprise et le réservoir finale de 5000 m^3 a exigé l'implantation de quatre stations de pompages pour élever les eaux jusqu'à ce dernier. L'emplacement du réservoir de 5000 m^3 est choisi de telle sort à assurer une alimentation gravitaire des zone 1,2,3 et 4. En plus du réservoir existant AIT IKHLEF dont le volume a été vérifié, nous avons projetée deux nouveaux réservoirs.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables. Dans le cas de l'adduction gravitaire et afin d'augmenter les pertes de charge, nous avons utilisé des vannes papillons.

Afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au réservoir, nous avons pu déterminer les caractéristiques des pompes qui correspondent à notre projet, pour chaque station de pompage. A cet effet, et parmi les produits disponibles sur le marché, nous avons opté pour deux pompes immergée semi-axiale et quatre pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de marque CAPRARI.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite, on a constaté que deux tronçons d'adduction par refoulement sont menacés par ce phénomène. De ce fait nous avons dimensionné des réservoirs d'air ayant les capacités 1400 l et 1000 l pour les tronçons (SR02-SR03), (SR04-Rf) respectivement. Quant aux tronçons d'adduction gravitaire, on a proposé l'utilisation des vannes à fermeture lente.

En fin, nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant-projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

Références bibliographiques

[1] : PDAU de la commune de BOUZEGUENE, Octobre 2018

[2] : Références Web

- Google Maps

[4] : Données recueillies au niveau de la Direction des Ressources en Eau de Tizi Ouzou.

[5] DUPONT, A. : Hydraulique urbaine. Tome II, Ouvrages de transport Élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 1979.

[6] VALIRON F., «Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement Tome 1,» Edition technique et documentation Lavoisier, 1994.

[7] : Jacques bovin « hydraulique urbaine édition école d'ingénieries Canton de Vaud. Version 2005

[8] : Bonnin, J. : « Hydraulique urbaine », Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977

[9] : BOURAINE, L. et YAICI, F. :'' Renforcement en AEP de la commune de MAATKAS à partir des deux forages sis Boughni et Bougdoura''. Mémoire de fin d'étude, Université de BEJAIA, 2017.

[10] PERNES P., Hydraulique unidimensionnelle partie 2, Edition Cemagref, Massy 2004.

[11] : AUMAR, N. et AIT ARAB, M. :''Renforcement de l'alimentation en eau potable de la commune de Bouzeguene, wilaya de Tizi-Ouzou, a partir de l'oued Boubhir''. Mémoire de fin d'étude, Université de BEJAIA, 2018.

[12] : BENDAHMANE,I. et OUBLGHA,N.," Renforcement de l'AEP de Ouadhias et Taguemounte El Djedid à partir de takhoukht (wilaya de Tizi Ouzou) ", mémoire de fin d'étude, ingéniorat, Université Abderahmane Mira de Bejaia, 129 pages, 2007

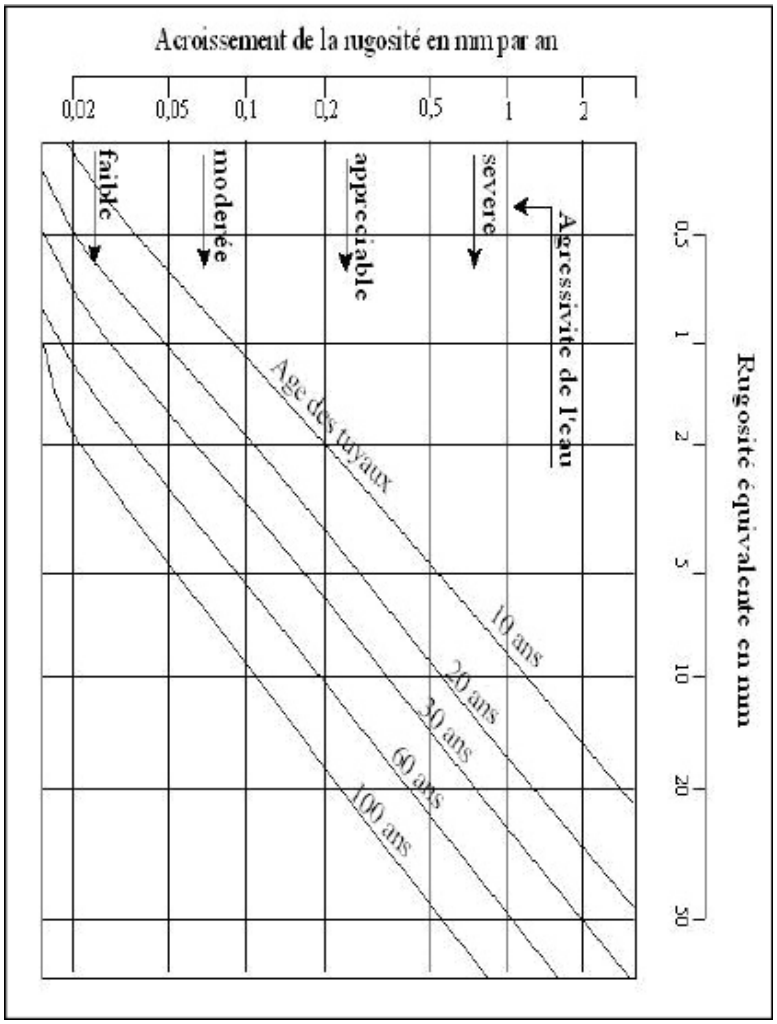
[13] : BOUMERIDJA. M, DJEDAOUN. F, Etude d'alimentation en eau potable des villages Ighzer Oubhlouth, Ait Boujalla et Ait khetal, commune de Beni Mauche, Wilaya de Bejaia, Promotion 2010.

[14] B.SALAH « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140.

Annexe.III.1 : régime de consommation des agglomérations.

HEURES	**COEFFICIENT DE VARIATION MAXIMALE HORAIRE DE LA CONSOMMATION ($K_{MAX\ H}$)**											
	1.2	**1.25**	**1.3**	**1.35**	**1.4**	**1.45**	**1.5**	**1.7**	**1.8**	**1.9**	**2**	**2.5**
00-01	3.5	3.35	3.2	3	2.5	2	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
01-02	3.45	3.25	3.25	3.2	2.65	2.1	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
02-03	3.45	3.3	2.9	2.5	2.2	1.85	1.5	1	0.9	0.85	1	1.2
03-04	3.4	3.2	2.9	2.6	2.25	1.9	1.5	1	1	1	1	1.2
04-05	3.4	3.25	3.35	3.5	3.2	2.85	2.5	2	1.35	2.7	3	3.5
05-06	3.55	3.4	3.75	4.1	3.9	3.7	3.5	3	3.85	4.7	5.5	3.5
06-07	4	3.85	4.15	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.2	5.35	5.5	4.5
07-08	4.4	4.45	4.65	4.9	5.1	5.3	5.5	6.5	6.2	5.85	5.5	10.2
08-09	5	5.2	5.05	4.9	5.35	5.8	6.25	6.5	5.5	4.5	3.5	8.8
09-10	4.8	5.05	5.4	5.6	5.85	6.05	6.25	5.5	5.85	4.2	3.5	6.5
10-11	4.7	4.85	4.85	4.9	5.35	5.8	6.25	4.5	5	5.5	6	4.1
11-12	4.55	4.6	4.6	4.7	5.25	5.7	6.25	5.5	6.5	7.5	8.5	4.1
12-13	4.55	4.6	4.5	4.4	4.6	4.8	5	7	7.5	7.9	8.5	3.5
13-14	4.45	4.55	4.3	4.1	4.4	4.7	5	7	6.7	6.35	6	3.5
14-15	4.6	4.75	4.4	4.1	4.6	5.05	5.5	5.5	5.35	5.2	5	4.7
15-16	4.6	4.7	4.55	4.4	4.6	5.3	6	4.5	4.65	4.8	5	6.2
16-17	4.6	4.65	4.5	4.3	4.9	5.45	6	5	4.5	4	3.5	10.4
17-18	4.3	4.35	4.25	4.1	4.6	5.05	5.5	6.5	5.5	4.5	3.5	9.4
18-19	4.35	4.4	4.45	4.5	4.7	4.85	5	6.5	6.3	6.2	6	7.3
19-20	4.25	4.3	4.4	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.35	5.7	6	1.6
20-21	4.25	4.3	4.4	4.5	4.4	4.2	4	4.5	5	5.5	6	1.6
21-22	4.15	4.2	4.5	4.8	4.2	3.6	3	3	3	3	3	1
22-23	3.9	3.75	4.2	4.6	3.7	2.85	2	2	2	2	2	0.6
23-24	3.8	3.7	3.5	3.3	2.7	2.1	1.5	1	1	1	1	0.6
Total	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Annexe.IV.1 : *Abaque de PETER LAMON*



Annexe.IV.2 : les prix du revient des conduites

Les prix du revient des conduites en PEHD PN16

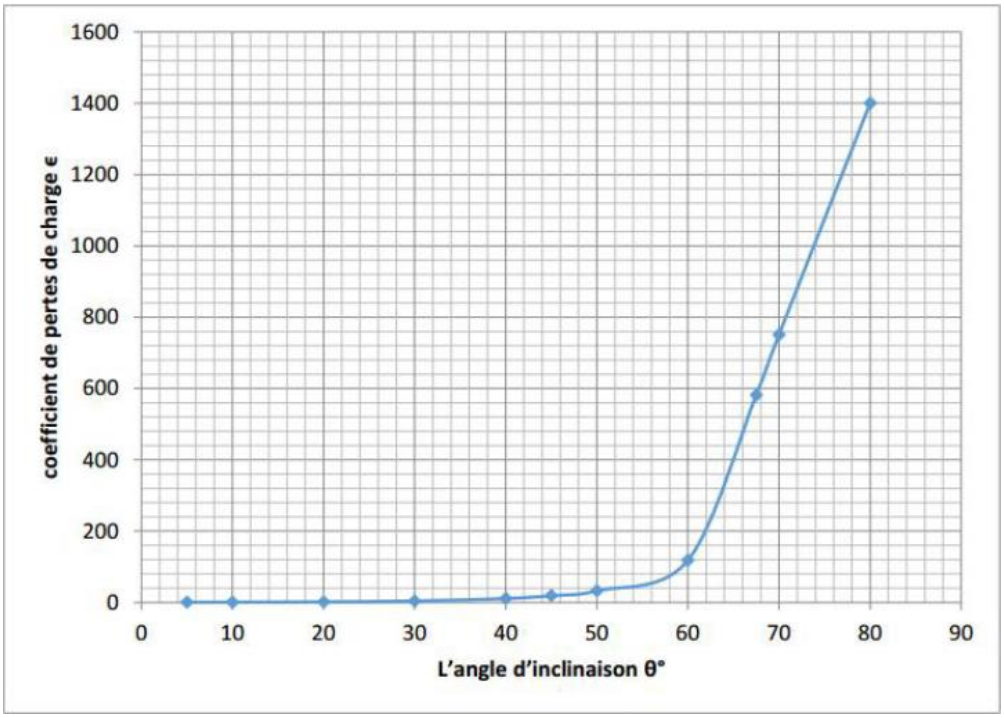
Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA/m)
90	1113
110	1572
125	2099
160	3349
200	5227
250	8143
315	12597

Les prix du revient des conduites en ACIER PN40

Diamètre (mm)	Prix unitaire (DA/m)
350	24000
400	28000
450	30000
500	38000

Annexe.IV.3 : Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

Angle d'inclinaison du papillon θ (º)	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
ξ	0.25	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400



Représentation graphique de l'évolution du coefficient de pertes de charge d'une vanne papillon en fonction de son degré de fermeture. Annexe.

Annexe.IV.4 : choix du tracé



Choix du tracé des conduites pour le tronçon piquage-SR1.



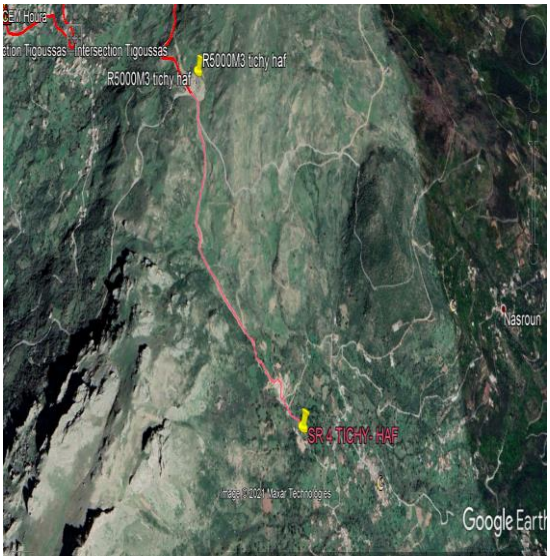
choix du tracé des conduites pour Le tronçon SR1-SR2.



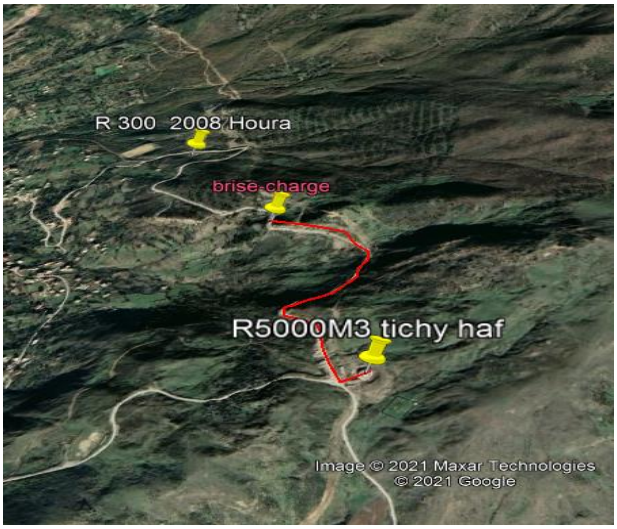
Choix du tracé des conduites pour le tronçon SR2-SR3.



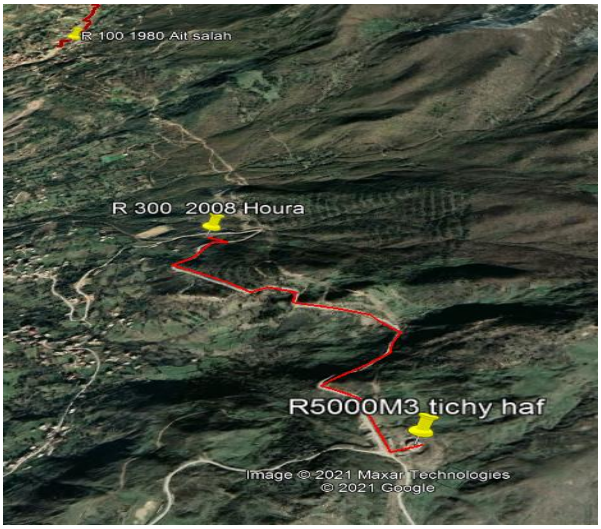
Choix du tracé des conduites pour le tronçon SR3-SR4.



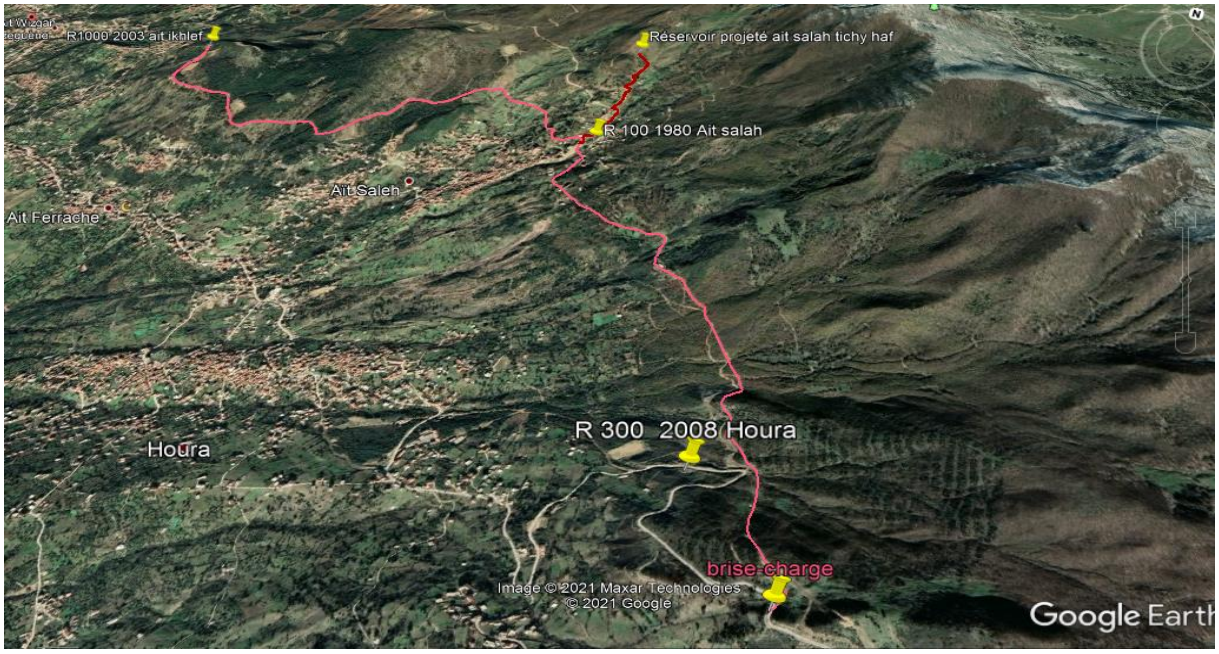
Choix du tracé des conduites pour le tronçon SR4-RF.



Choix du tracé des conduites pour le tronçon RF-Brise charge



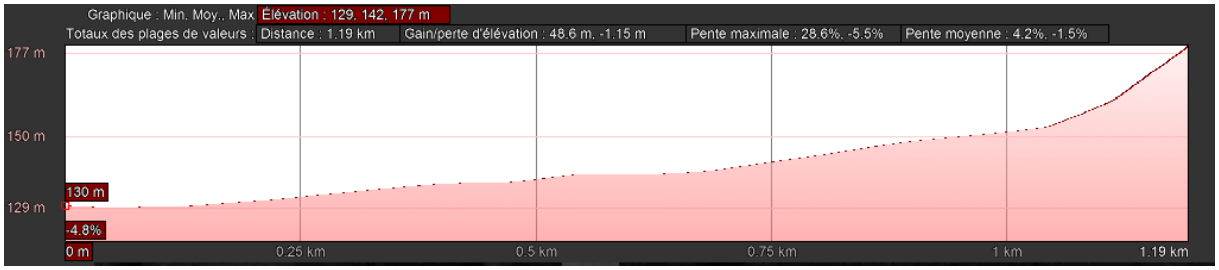
Choix du tracé des conduites pour le tronçon RF-Houra



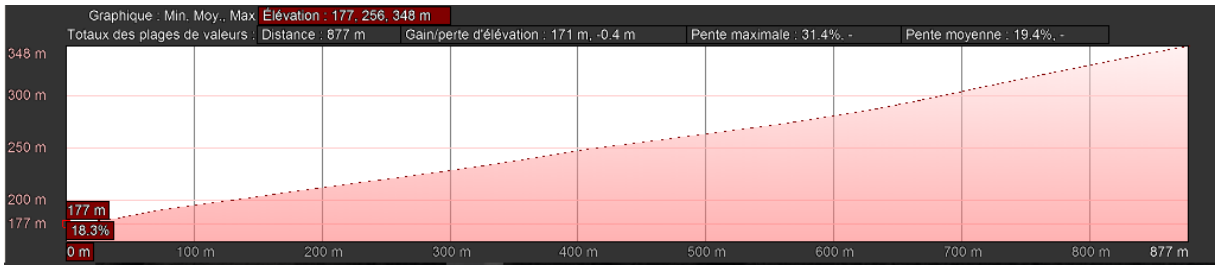
Choix du tracé des conduites pour le tronçon Houra-Ait Salah-Ait ikhlef.

Annexe.IV.5 : Profils en long des différents tronçons de l'adduction par refoulement

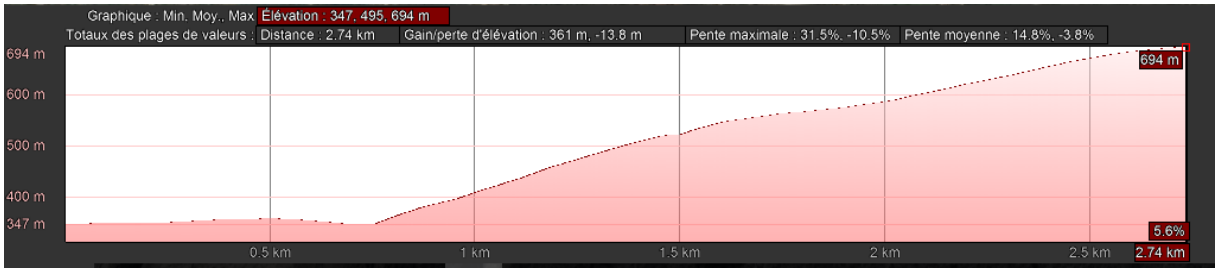
La conduite (point de piquage- SR01)



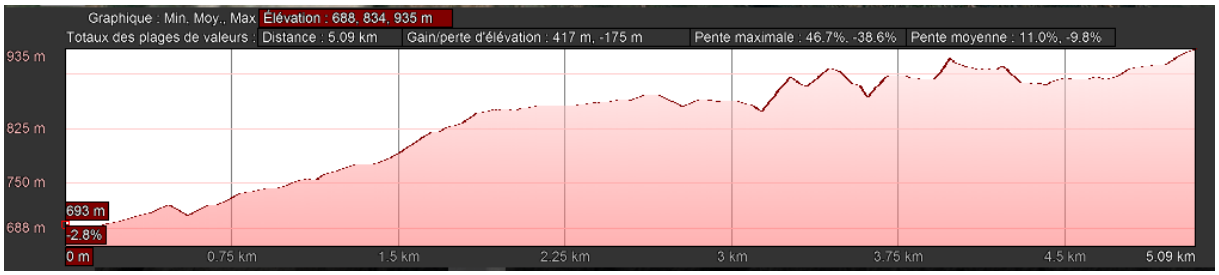
La conduite (SR1-SR2)



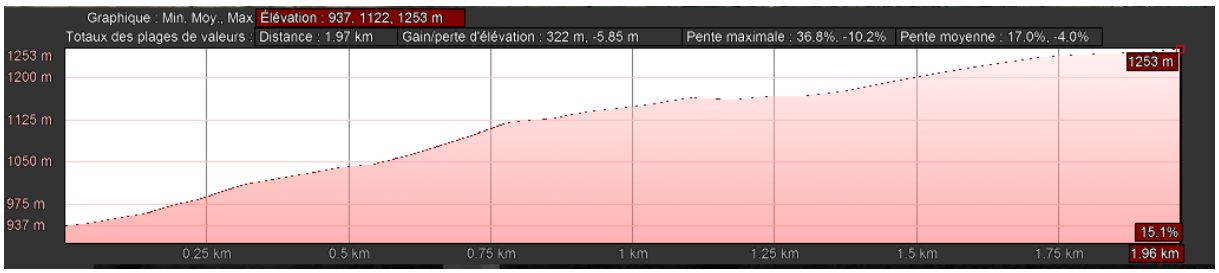
La conduite (SR2-SR3)



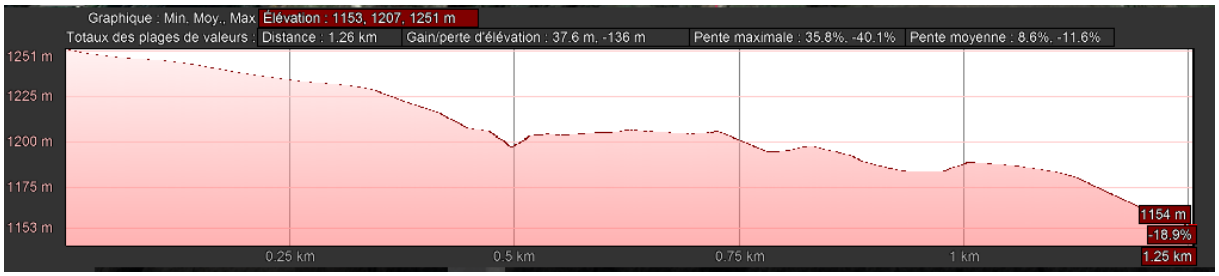
La conduite (SR3-SR4)



La conduite (SR4-RF)



La conduite (RF-Brise charge)



La conduite (Brise charge- Ait Salah)



La conduite (RF-Ait Ikhlef)



Annexe.V.1: courbes caractéristiques de la pompe (A) de F1.

caprari
pumping power

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

COMPANY WITH INTEGRATED MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

energy

E8P95/3DJ + MAC625A-8V

Caractéristiques requises

Débit	25 l/s
Hauteur de refoulement	53,3 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	25 l/s
Hauteur de refoulement	53,3 m
Puissance absorbée	16,8 kW
Rendement	77%
Hauteur manométrique H(Q=0)	71,4 m
Orif. de refoulement	G5"

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2840 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	18,5 kW
Intensité nominale	40,2 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

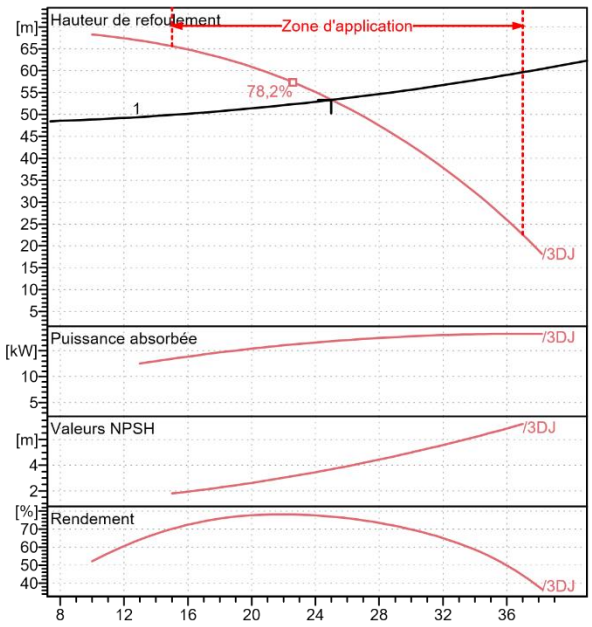
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	303 K
Teneur maximum en matières solides	100 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	114 kg

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	.
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Acier inox
Arbre	Acier inox
Element diffuseur	Fonte
Gouttière protection câbles	Acier inox
Roue	Fonte
Accouplement	Acier inox
Crépine	Acier inox
Corps aspiration	Fonte
Entretoise d'arbre	Acier-caoutchouc
Bague d'usure	Acier-caoutchouc
CONSTRUCTION MOTEUR	.
Arbre	Acier inox
Para-sable	Caoutchouc
Rotor	Feuille magnétique
Stator	Feuille magnétique
Chemise stator	Acier inox
Bobinage	HT wire
Bobinage MAC8	Cuivre isolé
Support inférieur	Fonte
Garniture mécanique HI-TEC	Graphite / alumine
Garniture mécan. HI-TEC Desert	Carb. silicium/Carb. Silicium
Diaphragme	Caoutchouc

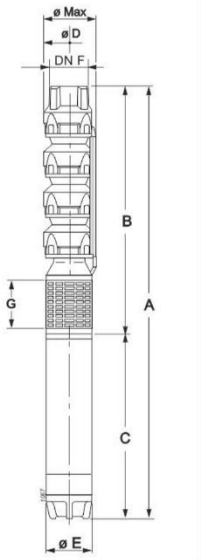


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 9906 GRADE 3B

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

A = 1455
B = 705
C = 750
D = 192
E = 143
F = G5"
G = 165,5
Ø Max = 203

Dimensions mm



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
21.03.2021	1		

Annexe.V.2: courbes caractéristiques de la pompe (B) de F2.

caprari pumping power — ENDURANCE +RESISTANCE +PERFORMANCE — CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

COMPANY WITH INTEGRATED MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV = ISO 9001:2000 = ISO 14001:2004

E8SX60/3K + MACX635A-8V

Caractéristiques requises

Débit	25 l/s
Hauteur de refoulement	59,2 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	30,2 l/s
Hauteur de refoulement	62,5 m
Puissance absorbée	23,3 kW
Rendement	79,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	78,9 m
Pertes de charge dans le clapet anti-retour	1,61 m
Orif. de refoulement	DN125

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2850 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	26 kW
Intensité nominale	55,6 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

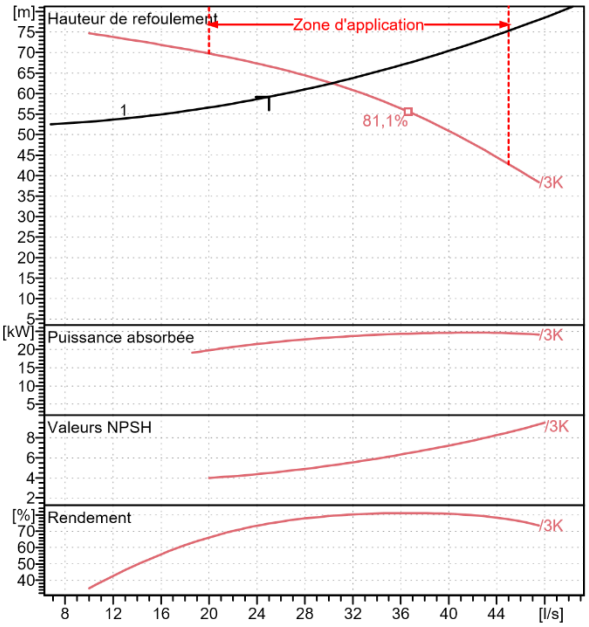
Démarrages / h max.	13
Température maxi. du liquide pompé	298 K
Teneur maximum en matières solides	150 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	123,1 kg

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	.
Corps du clapet	Acier inox
Clapet	Acier inox
Arbre	Acier inox
Roue	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Corps aspiration	Acier inox
Crépine	Acier inox
Douille arbre	Acier inox/Caoutchouc
Bearing bush (pump)	Bronze
Diffuseur	Acier inox
Bague d'usure	Acier inox/Caoutchouc
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	.
Arbre moteur	Acier inox
Para-sable	Caoutchouc
Para-sable MACX8	Caoutchouc
Support supérieur	Acier inox
Rotor	Tôle magnétique
Stator	Tôle magnétique
Chemise stator	Acier inox
Bobinage	HT wire
Bobinage MACX8	Cuivre isolé
Support inférieur	Acier inox

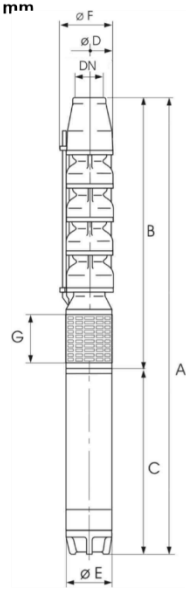


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 9906 GRADE 3B

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 1703
B = 828
C = 875
D = 190
DN = 125
E = 143
F = 203
G = 160



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
21.03.2021	1		

Annexe.V.3: courbes caractéristiques de la pompe (C) de STR1.

caprari
pumping power

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

COMPANY WITH INTEGRATED MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

PML 150H/ 2 B

Caractéristiques requises

Débit	120 l/s
Hauteur de refoulement	179 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	124 l/s
Hauteur de refoulement	179 m
Puissance absorbée	278 kW
Rendement	78,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	256 m
Orif. de refoulement	DN150 (UNI PN40)

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2980 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	315 kW
Intensité nominale	517 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

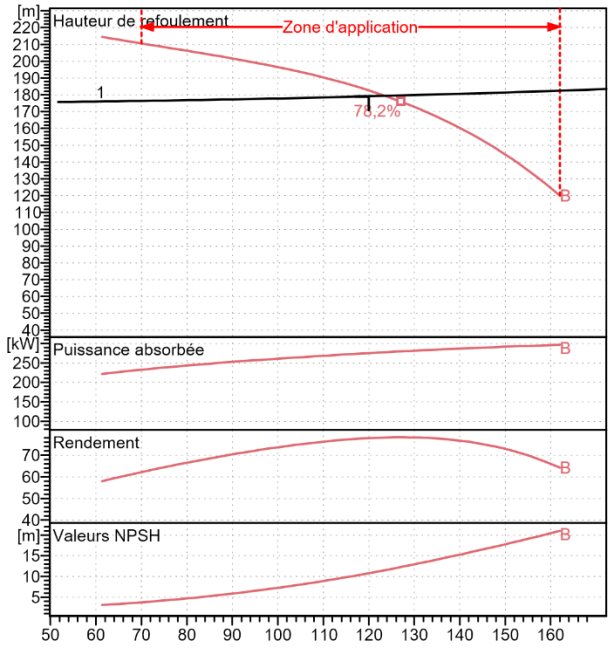
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	696 kW

Caractéristiques générales

Poids	2319 kg

Matériaux

Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Bronze
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'etancheit	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

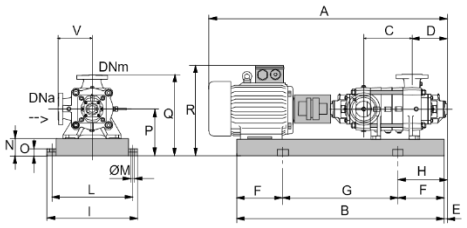


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2B

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2694
B = 1977
D = 351
DNa = 200/PN8-25
DNm = DN150 (UNI PN40)
E = 236
F = 350
G = 1277
H = 586
I = 900
L = 850
M = 20
N = 180
O = 50
P = 535
Q = 905
R = 1190
V = 370



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
17.03.2021	1		

Annexe.V.4: courbes caractéristiques de la pompe (D) de STR2.

caprari
pumping power

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

COMPANY WITH INTEGRATED MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

PMLS 150H/ 4 B

Caractéristiques requises

Débit	120 l/s
Hauteur de refoulement	363 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	121 l/s
Hauteur de refoulement	363 m
Puissance absorbée	552 kW
Rendement	78%
Hauteur manométrique H(Q=0)	512 m
Orif. de refoulement	DN150 (UNI PN64)

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	355 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

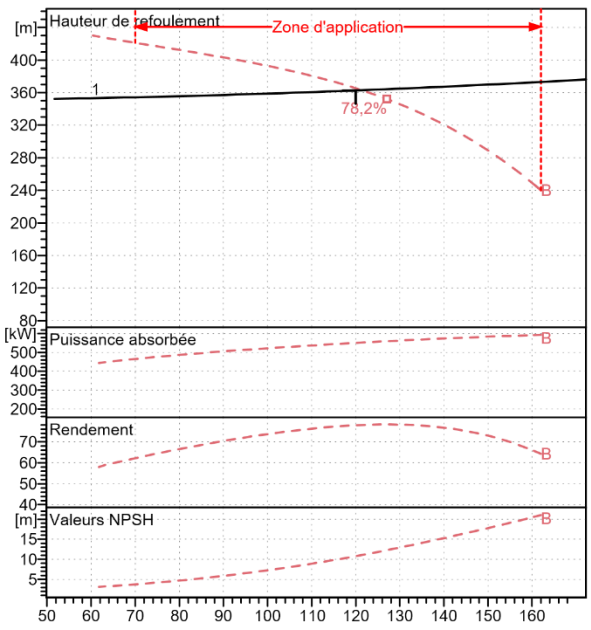
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	696 kW

Caractéristiques générales

Poids	2892 kg

Matériaux

Corps de refoulement (PMS)	Fonte sphéroidale
Corps aspiration	Fonte sphéroidale
Roue	Bronze
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte sphéroidale
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'etancheit	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

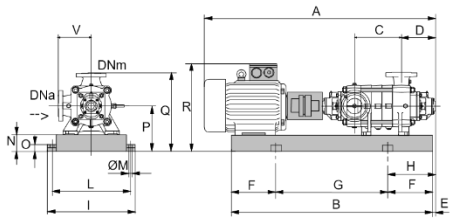


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2B

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2944
B = 2327
C = 610
D = 351
DNa = 200/PN8-25
DNm = DN150 (UNI PN64)
E = 236
F = 400
G = 1527
H = 636
I = 900
L = 850
M = 20
N = 180
O = 50
P = 535
Q = 905
R = 1190
V = 370



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
17/03/2021	1		

Annexe.V.5: courbes caractéristiques de la pompe (E) de STR3.

caprari
pumping power

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

COMPANY WITH INTEGRATED MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

PML 150H/ 3 B

Caractéristiques requises

Débit	120 l/s
Hauteur de refoulement	272 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	121 l/s
Hauteur de refoulement	272 m
Puissance absorbée	414 kW
Rendement	78%
Hauteur manométrique H(Q=0)	384 m
Orif. de refoulement	DN150 (UNI PN40)

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2980 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	315 kW
Intensité nominale	517 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

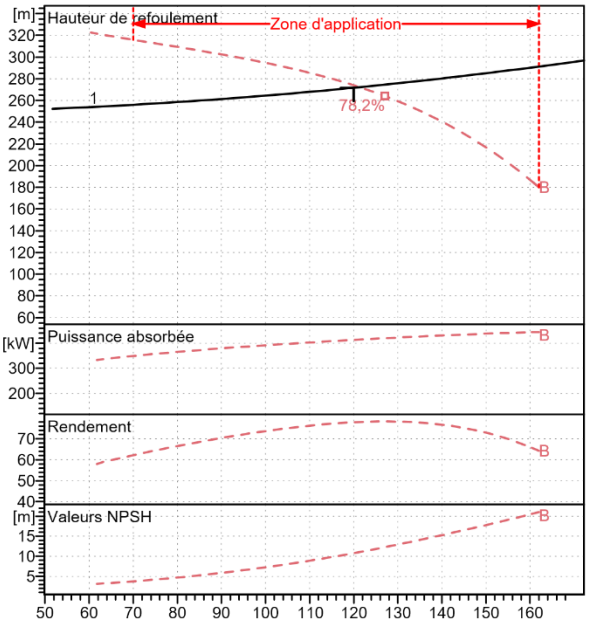
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	696 kW

Caractéristiques générales

Poids	2298 kg

Matériaux

Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Bronze
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'etancheit	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

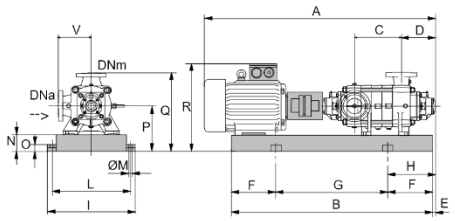


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2B

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

A = 2819
B = 2202
C = 485
D = 351
DNa = 200/PN8-25
DNm = DN150 (UNI PN40)
E = 236
F = 400
G = 1402
H = 636
I = 900
L = 850
M = 20
N = 180
O = 50
V = 370

Dimensions mm



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
17/03/2021	1		

Annexe.V.6: courbes caractéristiques de la pompe (F) de STR4.

caprari
pumping power

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

COMPANY WITH INTEGRATED MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

PMLS 150H/ 4 C

Caractéristiques requises

Débit	120 l/s
Hauteur de refoulement	329 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	117 l/s
Hauteur de refoulement	329 m
Puissance absorbée	491 kW
Rendement	77,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	467 m
Orif. de refoulement	DN150 (UNI PN64)

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	355 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

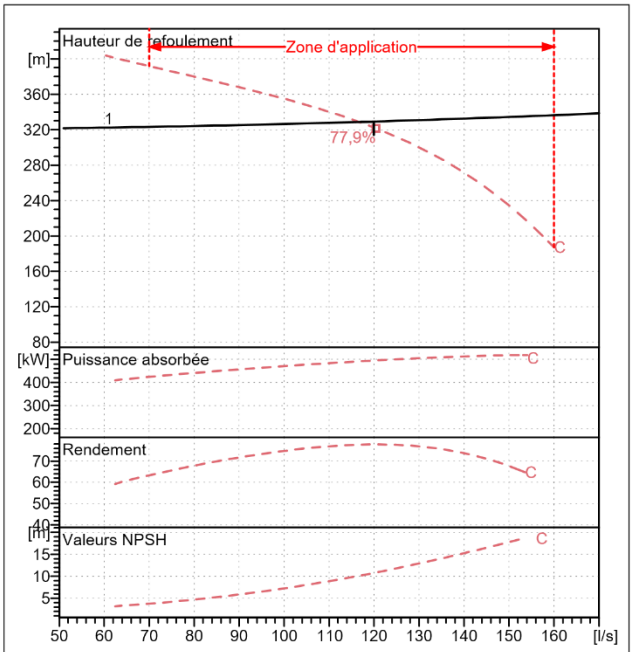
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	20 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
P2 maxi arbre pompe	696 kW

Caractéristiques générales

Poids	2892 kg

Matériaux

Corps de refoulement (PMS)	Fonte sphéroidale
Corps aspiration	Fonte sphéroidale
Roue	Bronze
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte sphéroidale
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'etancheit	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphitée

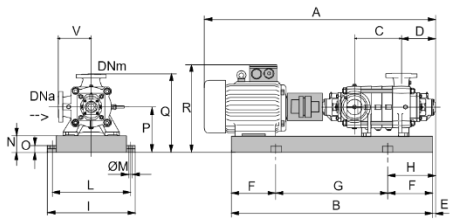


Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2B

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

A = 2944
B = 2327
C = 610
D = 351
DNa = 200/PN8-25
DNm = DN150 (UNI PN64)
E = 236
F = 400
G = 1527
H = 636
I = 900
L = 850
M = 20
N = 180
O = 50
P = 535
Q = 905
R = 1190
V = 370

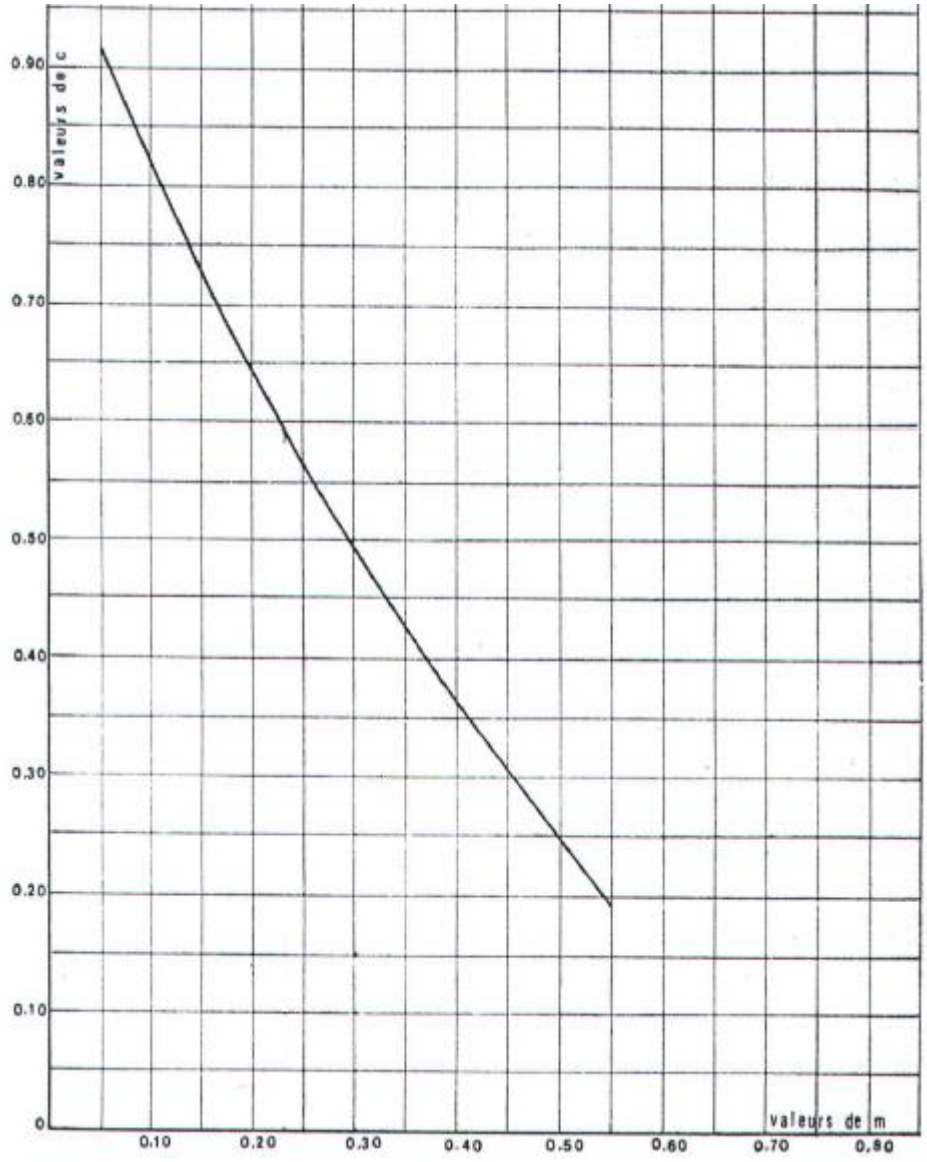
Dimensions mm



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
17/03/2021	1		

Annexe.VI.1. Coefficient de pertes de charge c dans une tuyère



Résumé

Dans notre projet de fin d'étude, nous avons établi les déférentes étapes nécessaires pour l'étude du renforcement en eau potable de la commune de *BOUZEGUENE* à partir du piquage au niveau de la conduite de barrage de *TICHY-HAF* wilaya du Bejaia et de deux forages situés à *OUZELLAGUENE* (dans la même wilaya). Ce projet va combler un déficit de 7240,3632 m^3/j.

Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé l'estimation des besoins en eau de déférentes catégories d'usages à l'horizon 2050. Ensuite, nous avons dimensionné et vérifié les réservoirs et stations de reprise. Une étude technico-économique a également été réalisée pour trouver le diamètre des conduites d'adduction. Nous avons traitée aussi la partie pompage, où nous avons techniquement choisi les pompes adéquates à chaque tronçon de refoulement. En fin, pour protéger le réseau contre les phénomènes oscillatoires, nous avons procédé a une vérification complète conte le coup de bélier.

Mots clés : renforcement ; adduction ; ouvrages de stockages ; brise charge ; conduite ; pompe; coup de bélier.

Abstract

In our end-of-study project, we established the various stages necessary for the study of the reinforcement of drinking water in the town of BOUZEGUENE from the tap at the level of the TICHY-HAF dam pipeline wilaya of Bejaia and two boreholes located in OUZELLAGUENE (in the same wilaya). This project will fill a deficit of 7,240.3632 m3 / d.

After presenting the project site, we began to estimate the water needs of the various categories of use by 2050. Then, we sized and checked the reservoirs and recovery stations. A technico-economic study was also carried out to find the diameter of the supply pipes. We also dealt with the pumping part, where we technically chose the appropriate pumps for each delivery section. Finally, to protect the network against oscillatory phenomena, we carried out a complete check against water hammer.

Keywords: reinforcement; adduction; storage structures; break load; driving; pump; water hammer.

ملخص.

في مشروع نهاية الدراسة الخاص بنا، أنشأنا المراحل المختلفة اللازمة لدراسة تعزيز مياه الشرب في مدينة بوزقا ن من الصنبور على مستوى خط أنابيب سد تيشي حاف بولاية بجاية وبئرين يقعان في أوزلاغن (في نفس الولاية). هذا المشروع سيسد عجزاً قدره 7.240.3632 متر مكعب / يوم.

بعد تقديم موقع المشروع، بدأنا في تقدير الاحتياجات المائية لمختلف فئات الاستخدام بحلول عام 2050. ثم قمنا بتحديد حجم الخزانات ومحطات الاسترداد وفحصناها. كما تم إجراء دراسة فنية اقتصادية لمعرفة قطر أنابيب الإمداد. كما تعاملنا مع جزء الضخ، حيث اخترنا فنياً المضخات المناسبة لكل قسم توصيل. أخيرًا، لحماية الشبكة من الظواهر المتذبذبة، قمنا بإجراء فحص كامل ضد المطرقة المائية.

الكلمات الرئيسية: التعزيز. التقريب. هياكل التخزين تحميل الكسر القيادة؛ مضخة؛ مطرقة الماء.