



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

KAOUANE Mustapha

IBEGHOUCHE Rachid

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE:

ETUDE D'AEP DE LA COMMUNE IGHIL ALI, WILAYA DE BEJAIA ET DISTRIBUTION DU VILLAGE BELAYED.

Soutenu le.../.../2016 devant le jury composé de :

- Président : **BRAKENI A/R.**
- Promoteur (s) : **YAKOUBI M.**
- Examineur (s) : **MERAH F.**

Remerciements

Arrivé au terme de ce travail en premier lieu, nous remercions le bon dieu pour avoir donné le courage, la volonté, l'obstination et surtout la patience pour mener ce travail à son terme.

*Au début, notre reconnaissance va plus particulièrement à notre promoteur **Mr YAKOUBI. M** pour son aide, conseil, orientation et le temps qu'il nous a accordés.*

*Nos vifs remerciements vont à **Mr DEHDOUH.N** pour nous avoir accueillis au sein de son bureau d'études, ainsi que son équipe, **Mr DEHDOUH. A** et **BENAHMED.K** pour leur aide, conseil et orientation.*

L'ensemble des enseignants qui nous ont suivis durant notre cursus.

Nos respects aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Nos vifs remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidées de près ou de loin.

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

- *A la mémoire de mon père que dieu l'accueil en son vaste paradis.*
- *A ma très chère mère qui ne cesse jamais de me donner du soutien.*
- *Mes beaux frères et mes belles sœurs.*
- *Mes nièces et mes neveux.*
- *Tous mes amis(es).*

En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

DEDICACE

A qui puis je dédier cet humble travail si ce n'est pas à mes très chers parents de leur soutien, leur aide et le sacrifice qu'ils ont fait pour moi, sans eux je ne serai pas ce que je suis aujourd'hui;

Je dédie ce modeste travail également à :

Mon frère: Abd Elmalek

Ma soeur: Amel

Tous mes amis: Kafia, Saadi, Mustapha, Mahfoud, Tarik, Nadir, Amar, Said, Nordine... et à tous les autres.

Tous mes camarades de Bejaia Gaya, Howas, Tarik, Mahmoud, Samir, Nilmou, Ghilas...et à tous les autres.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Rachid

Le Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation du site

I.1. Introduction.....	2
I.2. La commune d'Ighil Ali	2
I.2.1. Situation géographique.....	2
I.2.2. Situation topographique	3
I.2.3. Situation climatique	3
I.2.4. Situation hydraulique	3
I.2.4.1 La pénurie en eau	3
I.2.4.2. Ressources en eau.....	3
I.2.4.3 Systèmes d'alimentation en eau potable.....	4
I.2.4.4 Ouvrage de stockage.....	4
I.3. Conclusion	4

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction	5
II.2. Estimation des besoins en eaux:	5
II.2.1. Situation démographique	5
II.2.2. Choix du taux d'accroissement.....	6
II.2.3. Estimation de la population future à différents horizons	6
II.2.4. Estimation des besoins en eau des différents usagers :	7
II.2.4.1. Besoins domestique	7
II.2.4.2 Besoins scolaires :.....	9
II.2.4.3 Besoins culturel	10
II.2.4.4. Besoins des lieux de culte	10
II.2.4.5 Besoins sanitaires.....	11
II.2.4.6 Besoins industriel	12
II.2.5. Les différents besoins en eau à différents horizons	12
II.2.6. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	13
II.2.7. Détermination de la consommation maximale et minimale journalière	14
II.2.8. Variation du débit horaire	16
II.2.9. Bilan des ressources	18
II.3. Conclusion	18

Chapitre III : Réservoirs

III.1. Introduction	19
III.2. Définition	19
III.3. Classification des réservoirs	19
III.4. Les exigences principales à satisfaire par les réservoirs [5] :.....	20
III.4.1. La durabilité.....	20
III.4.2. Etanchéité	20
III.4.3. Résistance	20
III.4.4. Entretien de l'ouvrage	20
III.5. Caractéristique des réservoirs des différents villages	20
III.5.1. L'implantation	20
III.5.2. Equipements des réservoirs	20
III.6. Détermination de la capacité d'un réservoir	21
II.6.1.Méthode analytique :.....	21
II.6.1.1.Détermination de la valeur de « P% » :.....	21
II.6.2 Méthode graphique :	22
II.6.3.Calcul du volume total de réservoir :	22
III.7. Dimensionnement des réservoirs	22
III.7.1. Dimensionnement du réservoir de Takorabt	22
III.7.2. Dimensionnement du réservoir d'Huber	23
III.7.3. Dimensionnement du réservoir Azro.....	24
III.7.4. Dimensionnement du réservoir R1	25
III.7.5. Dimensionnement du réservoir du Zina :	26
III.7.6. Dimensionnement de réservoir de pompage (Tabaouanant)	27
III.7.7. Dimensionnement de réservoir du Tabaouanant :	28
III.7.8. Dimensionnement du réservoir Sadj :	29
III.7.9. Dimensionnement du réservoir Boni	30
III.7.10. Dimensionnement du réservoir du Tazla :	31
III.7.11. Dimensionnement du réservoir du Tiniri :	32
III.7.12. Dimensionnement du réservoir de Belayed.....	33
III.7.13. Dimensionnement du réservoir de Ouled Serradj.....	34
III.7.14. Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR1	35
III.7.15. Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR2	35
III.7.16. Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR3	36

III.7.17. Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR4	36
III.8. Conclusion.....	36

Chapitre IV : Adduction

IV.1. Introduction.	38
IV.2. Type d'adduction	38
IV.2.1. Adduction gravitaire.....	38
IV.2.2. Adduction par refoulement.....	38
IV.2.3. Adduction mixte	38
IV.3. Choix du tracé (condition technique).....	39
IV.3.1. Choix de type des conduites	39
IV.3.2. Description de tracé du projet	39
IV.4. Principe de calcul du réseau d'adduction	39
IV.5. Détermination du diamètre économique de la conduite.....	40
IV.5.1. Calcul du diamètre économique	40
IV.5.1.1. Pour les conduites de refoulement	40
IV.5.1.2. Pour les conduites gravitaires	40
IV.5.2. Calcul de la vitesse	40
IV.5.3. Calcul des pertes de charge	41
IV.5.3.1 Pertes de charge linéaires(H_L) :	41
IV.5.3.2. Les pertes de charges singulières (H_S).....	42
IV.5.3.3 Les pertes de charge totales(H_T).....	42
IV.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (Hmt)	42
IV.5.5. Puissance de pompage.....	42
IV.5.6. Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :	43
IV.5.7. Frais d'exploitation.....	43
IV.5.8. Frais d'amortissement :	43
IV.5.9. Bilan total	44
IV.5.10. Prix des conduites.....	44
IV.6. Equipements de réseau d'adduction	45
IV.7. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons	45
IV.7.1. Tronçon réservoir Takorabt-Hubert	45
IV.7.2. Tronçon réservoir Huber-SR 1	46
IV.7.3. Tronçon réservoir SR 1- Azro	47
IV.7.4. Tronçon réservoir Azro-SR 2	48
IV.7.5. Tronçon SR2-SR3	48

IV.7.6. Tronçon réservoir SR3-R1	49
IV.7.7. Tronçon réservoir R1-A	49
IV.7.8. Tronçon point de bifurcation A-réservoir Zina	50
IV.7.9. Tronçon point de bifurcation A - Station de pompage (Tabouanant)	50
IV.7.10. Tronçon Station de pompage (Tabouanant) - Réservoir Tabouanant	51
IV.7.11. Tronçon réservoir R1-B.....	52
IV.7.12. Tronçon B-C.....	52
IV.7.13. Tronçon C - Réservoir Tiniri.....	53
IV.7.14. Tronçon C-D.....	53
IV.7.15. Tronçon D - Réservoir Belayad.....	53
IV.7.16. Tronçon D-Ouled serradj.....	54
IV.7.17. Tronçon B-Sadji moka	54
IV.7.18. Tronçon réservoir Sadji moka- SR5	55
IV.7.19. Tronçon réservoir SR5- Boni	55
IV.7.20. Tronçon réservoir Boni - Tazla	56
IV.8. Récapitulatif des résultats	57
IV.9. Conclusion	57

Chapitre V : Pompes

V.1. Introduction	58
V.2. Classification des pompes	58
V.3. Courbe caractéristique d'une pompe	58
V.4. Choix de type de pompe	59
V.5. Couplage des pompes	59
V.5.1. Couplage en parallèle :	60
V.5.2. Couplage en série.....	60
V.6. Caractéristiques des pompes	60
V.6.1. Hauteur manométrique	60
V.6.2. La vitesse de rotation	60
V.6.3. La puissance.....	60
V.6.3.1. La puissance à fournir à la pompe	60
V.6.3.2. La puissance utile	61
V.6.4. Le rendement	61
V.6.5. Le point de fonctionnement	61
V.6.5.1. Caractéristique d'un réseau hydraulique.....	61
V.6.5.2. Point de fonctionnement d'une pompe débitant dans une conduite	61

V.7. Réalisation du point de fonctionnement	62
V.7.1. réduction ou augmentation de temps de pompage :	62
V.7.2. régulation par étouffement (le vannage)	62
V.7.3. Rognage de la roue de la pompe	62
V.7.4. variation de la vitesse de rotation	63
V.8. Le phénomène de la cavitation	64
V.9. Motorisation	65
V.10. Choix de type des pompes pour les différentes stations	65
V.10.1. Station de pompage Takorabt	65
V.10.2. Station de pompage Huber	66
V.10.3. Station de reprise SR1	68
V.10.4. Station de reprise SR2	71
V.10.5. Station de reprise SR3	72
V.10.6. Réservoir de pompage Tabaounant	73
V.10.7. Station de pompage sadji	74
V.10.8. Station de reprise SR4	75
V.11. Conclusion	76

Chapitre VI : Protection et pose des conduites

VI.1. Introduction	78
VI.2. Phénomène du coup de bélier	78
VI.2.1 Régime transitoire	78
VI.2.2. Définition du coup de bélier	78
VI.2.3. Causes fréquentes du coup de bélier	78
VI.2.4. Interprétation physique du coup de bélier :	79
VI.2.4.1. Première phase :	79
VI.2.4.2. Deuxième phase	79
VI.2.4.3. Troisième phase :	79
VI.2.4.4. Quatrième phase	79
VI.2.5. Moyens de protection contre le coup de bélier	79
VI.2.6. Etude du coup de bélier	80
VI.2.6.1. Détermination de la célérité de l'onde	80
VI.2.6.2. Détermination de la valeur de surpression et de dépression	80
VI.3. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons	81
VI.3.1. Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement	81
VI.3.2. Calcul du coup de bélier pour les tronçons gravitaires	83

VI.3.2.1. <i>System 1</i> : R1 - B (A) - B (A) - [R Zina , R Tabouanant]	83
VI.3.2.2. <i>Système 2</i> : R1 - B (B) - B (B) - [B (C) , R Sadji]	84
VI.3.2.3. <i>Système 3</i> : B (B) - B (C) - B (C) - [R Tiniri , B (D)]	84
VI.3.2.4. <i>Système 4</i> : B (C) - B (D) - B (D) - [R Belayad , R Ouled Serradj].....	85
VI.3.2.5. <i>Tronçon Réservoir</i> : Azro - Station de reprise 3	85
VI.3.2.6. <i>Tronçon</i> : R Boni - R Tazla.....	86
VI.4. Choix de moyens de protection des conduites de refoulement	86
VI.4.1. Le rôle d'une ventouse à 3 fonctions:	86
VI.4.1.1. <i>Localisation</i>	86
VI.4.1.2. <i>Diamètres et pressions disponibles</i>	87
VI.4.1.3. <i>Dimensionnement de la ventouse</i>	87
VI.5. Pose des conduites	87
VI.5.1. Exécution et aménagement de la tranchée	87
VI.5.2. Stabilisation des conduites	89
VI.5.3. Traversée de route	89
VI.6. Conclusion	89

Chapitre VII : Réseau de distribution

VII.1. Introduction.....	90
VII.2. Les types de réseaux	90
VII.2.1. Le réseau ramifié.....	90
VII.2.2. Le Réseau étage	90
VII.2.3. Le réseau maillé	90
VII.3. Choix du réseau à adopter.....	91
VII.3.1. Matériaux à utiliser	91
VII.3.2. Conception d'un réseau	91
VII.4. Calcul hydraulique du réseau de distribution	91
VII.4.1. Déterminer les débits du réseau	91
VII.4.1.1. <i>Débit de pointe</i> :.....	91
VII.4.1.2. <i>Débit spécifique</i>	92
VII.4.1.3. <i>Débits en route</i>	92
VII.4.1.4. <i>Débits aux nœuds</i>	92
VII.4.2. Calcul des pertes de charge :.....	92
VII.4.2.1. <i>perdes de charge linéaire</i> :	93
VII.4.2.2 : <i>perdes de charges singulières</i> :	93
VII.4.3. Calcul des pressions de service du réseau(au sol) :	93

VII.5. Dimensionnement du réseau	94
VII.5.1. Débits en route	95
VII.5.2. Débits aux nœuds	95
VII.6. Calcul du réseau par logiciel EPANET	97
VII.6.1. Les Etapes de l'utilisation d'EPANET:	97
VII.6.2. Les résultats de la simulation	98
VII.7. Conclusion	102
Conclusion générale	103

La Liste Des Tableaux

TABLEAU(I.1) : Ressources en eau disponibles.....	3
TABLEAU (I.2) : Ouvrage de stockage d'Ighil Ali.....	4
Tableau (II.1) : population de la commune selon RGPH 2008.....	5
Tableau (II.2) : Estimation de la population future.....	7
Tableau (II.3) : dotation prise en compte pour l'étude.....	7
Tableau (II.4) : taux de branchement et population branchée (RGPH, 2008).....	8
Tableau(II.5) : détermination des besoins domestiques.....	8
Tableau (II.6) : détermination des besoins scolaire.....	9
Tableau (II.7) : détermination des besoins culturels.....	10
Tableau (II.8) : détermination des besoins de mosquées.....	10
Tableau (II.9) : détermination des besoins sanitaires.....	11
Tableau (II.10) : détermination des besoins industriels.....	12
Tableau (II.11) : Récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons.....	12
Tableau (II.12) : récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée (m ³ /j).....	14
Tableau (II.13) : besoin en eau totale.....	14
Tableau (II.14) : consommation moy, max, min journalière pour les différents horizons (m ³ /j).....	16
Tableau (II.15) les valeurs de β max.....	17
Tableau (II.16) Valeurs de Bmax et Kmax.h.....	18
Tableau (II.17) consommation moy, max, min horaire pour les différents horizons (m ³ /h).....	18
Tableau (II.18) Bilan des ressources pour l'horizons (m ³ /h).....	19
Tableaux (III.1) : dimensionnement du réservoir Huber.....	24
Tableau (III.2) : dimensionnement du réservoir Azro.....	25
Tableau (III.3) : dimensionnement du réservoir R1.....	26
Tableau (III.4) : dimensionnement du réservoir Zina.....	27
Tableau (III.5) : dimensionnement du réservoir de pompage (Tabouant).....	28
Tableau (III.6) : dimensionnement du réservoir Tabouanant.....	29
Tableau (III.7) : Dimensionnement du réservoir Sadji.....	30
Tableau (III.8) : Dimensionnement du réservoir Boni.....	31
Tableau (III.9) : Dimensionnement du réservoir Tazla.....	32
Tableau (III.10) : dimensionnement du réservoir Tiniri.....	33
Tableau (III.11) : dimensionnement du réservoir belayad.....	34
Tableau (III.12) : dimensionnement du réservoir Ouled Serradj.....	35
Tableau (IV.1) : Prix de revient des conduites en fonte ductile.....	44
Tableau (IV.2) : Variation des HMT en fonction du diamètre.....	45
Tableau(IV.3) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.....	45
Tableau (IV.4) Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	45
Tableau(IV.5) : Bilan des coûts (Exploitation-Investissement).....	46

Tableau(IV.6):Variation des HMT en fonction du diamètre	46
Tableau(IV.7):Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	46
Tableau (IV.8) : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	46
Tableau (IV.9) Bilan des coûts (Exploitation - Investissement).....	46
Tableau(IV.10) : Variation des HMT en fonction du diamètre	47
Tableau (IV.11) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	47
Tableau (IV.12) : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	47
Tableau (IV.13) Bilan des coûts (Exploitation - Investissement).....	47
Tableau (IV.14) calcul des pertes de charge totales dans la conduite.....	48
Tableau (IV.15) : Variation des HMT en fonction du diamètre.....	48
Tableau (IV.16) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	48
Tableau (IV.17) Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	49
Tableau(IV.18) Bilan des coûts (Exploitation - Investissement).....	49
Tableau(IV.19) Variation des HMT en fonction du diamètre	49
Tableau (IV .20) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre ...	49
Tableau (IV.21) : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	49
Tableau (IV.22) : Bilan des coûts (Exploitation - Investissement).....	49
Tableau (IV.23) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite.....	50
Tableau (IV.24) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite.....	50
Tableau (IV.25) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite.....	51
Tableau (IV.26) : Variation des HMT en fonction du diamètre	51
Tableau (IV.27) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre ...	51
Tableau (IV.28) : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	52
Tableau (IV.29) : Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)	52
Tableau (IV.30) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite.....	52
Tableau (IV.31) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite.....	53
Tableau (IV.34) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite.....	53
Tableau (IV.35) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite.....	54
Tableau (IV.36) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite.....	54
Tableau (IV.37) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite.....	54
Tableau (IV.38) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite.....	55
Tableau (IV.39) : Variation des HMT en fonction du diamètre	55
Tableau (IV.40) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	55
Tableau (IV.41) : Variation des d'investissement en fonction frais du diamètre	56
Tableau (IV.42) : Bilan des coûts (Exploitation - Investissement).....	56
Tableau (IV.43) : Variation des HMT en fonction du diamètre	56
Tableau (IV.44) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	56
Tableau (IV.45) : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.....	56
Tableau (IV.46) : Bilan des coûts (Exploitation - Investissement).....	56
Tableau (IV.47) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite.....	57
Tableau (IV.48) : Tableau récapitulatif	57
Tableau (V.1) : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température.....	64
Tableaux (V.2) : Bilan des frais d'exploitation.	70

Tableau (V.3) : récapitulatif des caractéristiques des stations de pompage.....	77
Tableau (VI.1) : valeurs du coup de bélier dans les conduites de refoulement.....	82
Tableau (VI-2) : calcul de coup de bélier dans le système 1.....	84
Tableau (VI-3) : calcul de coup de bélier dans le système 1 après le temps de fermeture	84
Tableau (VI-4) : calcul de coup de bélier dans le système 2.....	85
Tableau (VI-5) : calcul de coup de bélier dans le système 2.....	85
Tableau (VI-6) : calcul de coup de bélier dans le système 3.....	85
Tableau (VI-7) : calcul de coup de bélier dans le système 3.....	85
Tableau (VI-8) : calcul de coup de bélier dans le système 4.....	86
Tableau (VI-9) : calcul de coup de bélier dans le système 4.....	86
Tableau (VI-10) : calcul de coup de bélier dans le tronçon	86
Tableau (VI-12) : calcul de coup de bélier dans le tronçon	87
Tableau (VI-13) : Les diamètres des ventouses en fonction des diamètres des tuyaux.	88
Tableau (VI-14) : le choix des ventouses en fonction des diamètres	88
Tableau (VI.15) : Les différents matériaux	89
Tableau (VII-1) : les débits de route pour le cas « de point ».	95
Tableau (VII-2) : les débits aux nœuds	96
Tableau(VII-3) :Récapitulation des résultats pour chaque tronçon.....	98
Tableau(VII-4) :Récapitulation des résultats au niveau du chaque nœud.....	100

Liste des figures

Figure (I.1) : Découpage administratif de la wilaya de Bejaia	2
Figure (II.1) : La présentation graphique de la population de la commune Ighil Ali	7
Figure(III.1) : Réservoir cylindrique semi-enterré.....	20
Figure (IV.1):Schéma explicatif d'une adduction	39
Figure (IV.1):Schéma explicatif d'une adduction	39
Figure (IV.2):Schéma explicatif d'une adduction	40
Figure (IV.3):Schéma explicatif d'une adduction	58
Figure (V.1): Courbe caractéristiques d'une pompe	59
Figure (V-2) : Courbes des NPSH.....	64
Figure (V.3) : Courbe caractéristiques de la pompe de la station de pompage takorabt.....	66
Figure (V.4) : Courbe caractéristiques de la pompe de la station de pompage Hubert.....	67
Figure (V.5) : Courbe caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR1.....	68
Figure (V.6) : Courbe caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR1 après changement du temps de pompage.....	71
Figure (V.7) : Courbe caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR2.....	72
Figure (V.8) : Courbe caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR3.....	73
Figure (V.9) : Courbe caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR4.....	74
Figure (V.10) : Courbe caractéristiques de la pompe de la station de pompage Sadji moka.....	75
Figure (V.11) : Courbe caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR5.....	76
Figure (VI-1) : La ventouse à 3 fonction.....	87
Figure (VI-2) :Pose de la conduite en tranchée.....	89
Figure (VII.1) : Pressions des nœuds du réseau du village Belayed	101

Liste des symboles

Symbole	Signification	Unité
A :	Amortissement annuel (Annuité)	Da
a :	Célérité de l'onde	m/s
B :	Valeur du coup de bélier	m
B_G :	Bilan général	Da
CTN :	Côte Terrain Naturel	m
Ca :	Cote du plan d'aspiration	m
Cp	Cote de l'axe de la pompe	m
D :	Diamètre du tuyau	m
D_N :	Diamètre normalisé	m
E :	Energie consommée par la pompe	Kwh
e' :	Epaisseur de la conduite	mm
e :	Prix unitaire d'un Kwh.	Da
F_{amo} :	Frais d'amortissement	Da
F_{exp} :	Frais d'exploitation	Da
g :	Accélération de la pesanteur en m/s ² .	
H₀ :	Pression absolue de la conduite.	
ha :	Hauteur d'aspiration	m
H_d :	Charge disponible	m
Hg :	Hauteur géométrique	m
Hmt :	La hauteur manométrique totale	m
Hr :	Hauteur de refoulement	m
Ht :	Pertes de charge totale	m/ml
i :	Taux d'annuité.	
Jasp :	Perte de charge à l'aspiration	m
H_L :	Pertes de charge linéaires	m/ml
K :	Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.	
K₀ :	Rugosité absolue des tuyaux neufs.	
K_{max,h} :	Coefficient de variation de consommation maximum horaire.	
K_{max,j} :	Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.	
K_{min,h} :	Coefficient de variation de consommation minimum horaire.	
K_{min,j} :	Coefficient d'irrégularité minimal.	
L :	Longueur de la conduite	m
m :	Coefficient de rognage.	
n :	Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement.	
N :	Vitesse de rotation de la pompe	tr/min
N :	Nombre de consommateurs	hab
NPSH_d :	Charge nette minimale disponible à l'aspiration.	
NPSH_r :	Charge nette minimale requise à l'aspiration.	
P :	Puissance de pompage	Kwh
P% :	Résidu maximal dans le réservoir	%
P₀ :	Pression absolue.	
Pa :	Puissance absorbée par la pompe	Kw
Pu	Puissance utile	Kw
PNS :	Pression nominale de service	Bar
P_U :	Prix unitaire de la conduite	Da/ml

q:	Dotation moyenne journalière des consommateurs	l/j/hab.
Q :	Débit dans la conduite	m ³ /s
Q_{max,h} :	Débit entrant dans la station	m ³ /h
Q_{max,j} :	Consommation maximale journalière	m ³ /j
Q_{max,j} :	Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.	
Q_{min,j} :	Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.	
Q_{moy,j} :	Consommation moyenne journalière des consommateurs	m ³ /s.
qn :	débit en nœud	l/s
q_p :	Débit de pointe	l/s
qr :	débit en route	l/s
q_s :	Débit spécifique	l/s
q_t :	débit transite	l/s
r :	Pourcentage de rognage.	
Re :	Nombre de Reynolds.	
S :	Section de la conduite	m ²
t :	Nombre d'heures de pompage	h
T:	Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.	
Tv:	Pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.	
V :	Vitesse d'écoulement	m/s
V_{tot} :	Volume total du réservoir	m ³
Z₀ :	Pression absolue.	
α :	Coefficient de vieillissement déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT.	
α' :	coefficient qui dépend de la répartition de la consommation de débit en route (0.5, α', 0.58).	
α_{max} :	Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.	
β_{max} :	Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.	
Θ :	l'angle d'ouverture de la vanne	(°)
η :	Rendement de la pompe	(%)
v :	Viscosité cinématique de l'eau	m ² /s
ξ :	Coefficient singularité de la vanne.	
λ :	Coefficient de pertes de charge.	
ρ :	Masse volumique de l'eau	Kg/m ³

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La situation en eau potable dans la commune d'Ighil Ali, à l'extrême sud de la wilaya de Bejaia, est en crise, malgré les ressources hydriques existantes qui sont essentiellement composées de puits, sources et forages. Néanmoins, le problème du grand manque d'eau potable dû essentiellement à :

- un ancien système de distribution dans la commune qui remonte à l'année 1980,
- la rareté et faible débit des puits et sources disponibles et leur étroite dépendance avec les précipitations,
- les points d'eau sont insignifiants et presque à sec durant les périodes estivales.

En plus, la région est confrontée à l'accroissement démographique important et à l'extension que connaît cette dernière, l'incapacité des ressources à fournir la demande en eau des agglomérations, la détérioration des vieux réseaux et stations de pompages et de reprises sont dans un état chancelant et parfois nécessite une réhabilitation.

Face à cette situation, la nécessité de projeter un nouveau réseau à partir d'une source fiable et durable est indispensable. De ce fait, notre projet vise à étudier un réseau d'adduction de la commune sur un horizon de 34 ans (le projet en question n'a pas encore été exécuté), qui débutera d'un grand réservoir de 4000 m³ situé au village Takorabt qui lui même est alimenté à partir du barrage Tichy-Haff.

Le sujet que nous aborderons dans ce présent projet consiste à élaborer une chaîne d'adduction en eau potable vers des réservoirs secondaires des différents villages de la commune et la distribution du village Belayed. Pour cela cette étude sera menée comme suit :

En premier lieu, nous commencerons notre travail par une présentation de la zone d'étude, ce qui constituera le premier chapitre.

Au deuxième chapitre, nous évaluerons les besoins en eau de la ville par le recensement général de toutes les catégories consommatrices.

Tandis qu'au troisième chapitre, on passera au calcul des volumes des ouvrages de stockage et de transit, des stations de reprise et des bâches à eau.

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

Par ailleurs, le cinquième chapitre portera sur le choix des pompes adéquates au refoulement à partir des différentes stations de pompage.

Cependant, la protection de notre chaîne d'adduction contre le phénomène du coup de bélier, et les techniques de pose de la conduite seront réalisées dans le chapitre six.

On terminera avec l'étude du réseau de distribution type ramifié d'un petit village Belayed et une conclusion générale.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU SITE

I.1. Introduction

Il s'agit à travers ce premier chapitre de bien faire une description de notre zone d'étude en cernant ses limites géographiques, ses caractéristiques topographiques, hydrauliques et climatiques, mais aussi la description du système d'alimentation en eau potable existant bien auparavant dans cette région.

I.2. La commune d'Ighil Ali

Ighil Ali est une commune algérienne de la wilaya de Béjaïa. Elle est située dans les Monts Bibans, avec une superficie de 195,37 km², Ighil Ali est la commune la plus étendue de toute la région kabyle [1].

Actuellement la commune d'Ighil-Ali est principalement composée des agglomérations de chef-lieu, Takorabt, Azro, Zina, Tabouanant, Moka, Bouni, Tazla, Tiniri, Belayad, Ouled Serradj [1].

I.2.1. Situation géographique

Située dans le Nord-Est de l'Algérie et le Sud-Ouest de la Wilaya de Béjaïa, la commune d'Ighil-Ali est limitée au Nord-Est par celle d'Aït R'zine, à l'Ouest et au Nord-Ouest par celle de boudjellil, à l'Est et au Sud par la Wilaya de Bordj-Bou-Arréridj. Elle s'étend sur le versant sud de la vallée de la Soummam, jusqu'aux hauteurs de la chaîne de montagnes des Bibans.

D'une altitude moyenne de 800 mètres et d'un relief accidenté, elle compte 14 villages, soit une des communes les plus étendues de toute la Kabylie [1].

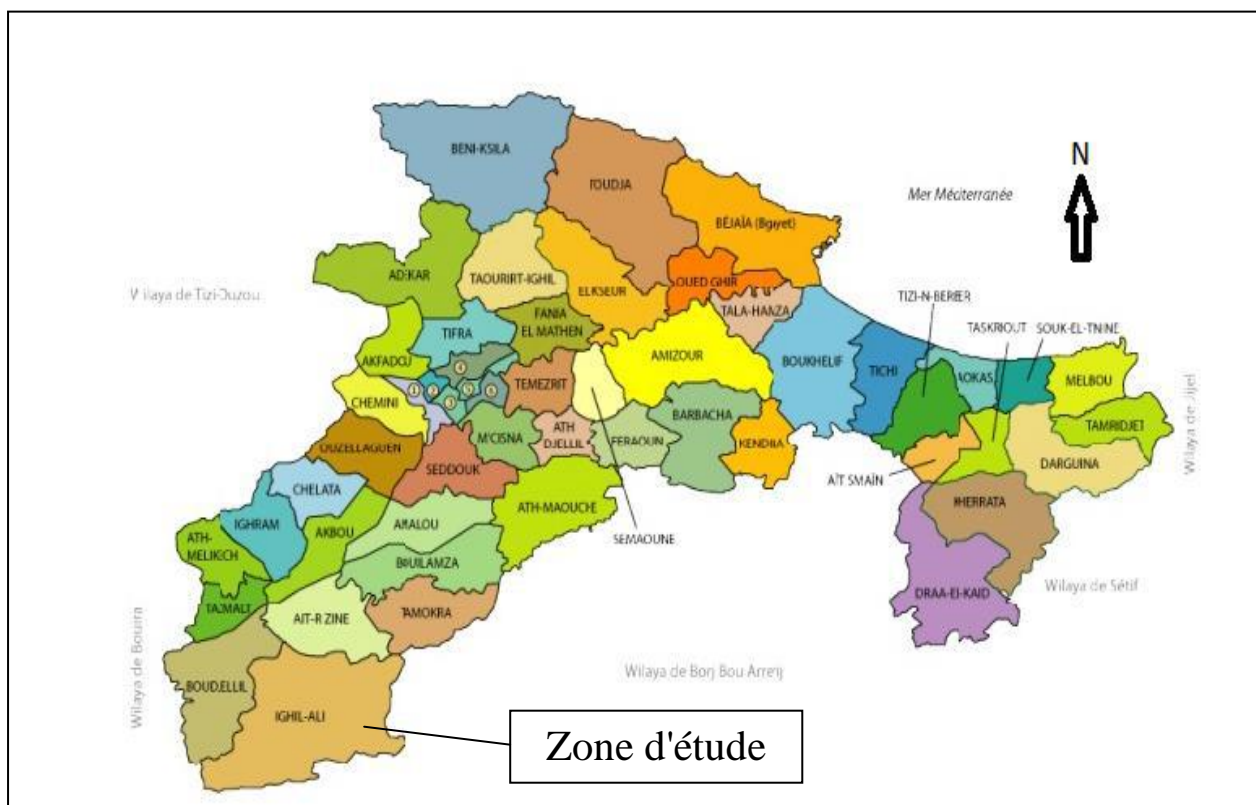


Figure (I.1): Découpage administratif de la wilaya de Bejaia

I.2.2. Situation topographique

Ighil ali est située à l'extrême sud de la wilaya de Bejaia, à la frontière de la wilaya de bordj Bou Arreridj et s'étend sur une surface de 195 ,37 Km² avec une densité de 49 hab / km² elle est bâtie sur une altitude de 934 m, son relief est de type montagneux caractérisé par de forte pente, elle dispose de cours d'eau intermittents [1].

II.2.3. Situation climatique

Le climat de la région est méditerranéen tempéré avec un hiver doux et humide et un été chaud et sec. Il règne une température moyenne de 28°C. Notre région d'étude bénéficie d'une pluviométrie moyenne de l'ordre de 700 mm/an.

Les vents sont généralement de direction ouest-nord-ouest, leur vitesse peut atteindre des pointes de 80 Km/h [2].

I.2.4. Situation hydraulique

I.2.4.1. La pénurie en eau

L'alimentation en eau potable à Ighil Ali connaît des fortunes diverses, si le chef-lieu communal d'Ighil Ali est alimenté, le reste des agglomérations souffrent d'une pénurie chronique.

Ce déficit en eau potable touche, en premier lieu, les village nichés sur les flancs des montagnes qui surplombent la commune, à l'image des village Ath Seradj, Bouni et Tabaouanant, où l'eau ne coule qu'un jour par semaine dans les robinets. Peu de villages sont alimentés à partir de quelques sources d'eau captées, mais celles-ci connaissant une fluctuation inquiétante de leur débit d'eau. Durant l'été, ce problème se corse davantage, et les habitants ne savent plus vraiment comment y faire face. En tout cas, à l'APC de la commune, l'on ne voit pas meilleure solution que le raccordement du réseau de l'AEP de la commune au barrage de Tichi Haf. Sur un autre registre, la gestion de l'eau de l'AEP dans cette municipalité est toujours problématique, ou, comble de l'incurie, il n'y a pas la moindre ombre d'une subdivision de l'hydraulique ou de l'ADE (algérienne des eaux). C'est peut-être la seule daïra au niveau de la wilaya de Bejaia qui ne possède pas une subdivision de l'hydraulique. A cet effet, nous avons appris de service de l'APC que le choix de terrain a été fait, et ce afin de permettre à l'ADE d'asseoir son siège, dans l'optique de prendre en charge la gestion de l'AEP dans cette daïra déshéritée (notre enquête).

I.2.4.2. Ressources en eau

Les différentes sources d'approvisionnement en eau dont disposent la commune étudiée sont données dans le tableau (I.1) suivant [3]:

TABLEAU(I.1) : Ressources en eau disponibles

Ighil-Ali	Source	Forage
	Nombre	2
	Qtotale (l/s)	26

I.2.4.3 Systèmes d'alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable de la commune d'Ighil Ali se fait principalement par une chaîne de refoulement depuis deux forages de faibles débits implantés en rive gauche de la vallée de l'oued sahel, nécessitant ainsi une traversée de l'oued le long du pont d'Allaghane [3].

I.2.4.4 Ouvrage de stockage

Ighil Ali dispose des réservoirs cités dans le tableau (I.2) ci-dessous [3] :

TABLEAU (I.2) : Ouvrages de stockage d'Ighil Ali

Nom	Lieu	Capacité (m ³)	Observation
Takorabt	Takorabt	150	Semi-enterré
Ighil ali, chef lieu	Huber	500	Semi-enterré
Azro	Azro	100	Semi-enterré
Tabouanant	Tabouanant	100	Semi-enterré
Zina	Zina	50	Semi-enterré
Tiniri	Tiniri	50	Semi-enterré
Belayed	Belayel	100	Semi-enterré
Boni	Boni	50	Semi enterré
Oueld sarradj	Oueld sarradj	100	Semi-enterré
Tazla	Tazla	50	Semi-enterré
	Total	2500	

I.3. Conclusion

Notre zone d'étude est située au Sud-Ouest de la Wilaya de Bejaia présente un relief très accidenté et un climat de type méditerranéen. L'alimentation en eau potable de cette zone repose sur des sources, puits et forages étant donné leurs vulnérabilités quantitatives et qualitatives.

CHAPITRE II :

**ESTIMATION DES
BESOINS EN EAU**

II.1. Introduction

Pour la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, une estimation des différents besoins en eau à long terme est nécessaire, cette estimation sert à calculer le déficit d'eau des villages et du chef lieu de la commune.

II.2. Estimation des besoins en eaux

La mise en service d'un réseau d'alimentation en eau potable obéit à certaine lois de croissances démographique et d'extension urbaine.

Nous entendons par croissance démographique, l'évolution de la population dans une projection déterminée (34 ans) qui représente l'âge d'une conduite bien entretenue. pour ce qui est de l'extension urbaine, il s'agit d'infrastructures projetées ou en réalisation qui doivent faire l'objet d'une attention particulière.

Les débits d'eaux de consommation varient considérablement selon des conditions locales à savoir la population, entreprise, commerce et utilisation publique, le niveau de vie,...etc. à l'aide de facteurs de pointes, on estime la consommation, l'évaluation des débits maximums et minimums.

II.2.1. Situation démographique

Avec une population qui avoisine les 10.000 âmes avec un densité de 49 hab/km² en 2008, Ighil-Ali est une zone rurale et semi-rurale, situé sur la route nationale reliant la Wilaya de Béjaïa et son important port commercial à celle de Bordj-Bou-Arreridj, sur les Hauts-Plateaux.

Selon les renseignements recueillis auprès de services d'APC de la commune d'Ighil Ali, selon le RGPH réalisé en 2008, la population est présentée dans le tableau (II.1) suivant [3] :

Tableau (II.1) : Population de la commune selon RGPH 2008

Nom de village	Nombre d'habitants 2008
Chef lieu	3206
Boni	378
Tazla	214
Ouled serradj	573
Belayed	1749
Tiniri	758
Moka	530
Zina	296
Tabouanant	117
Ouled Saci	1973
Takorabt	2186
Azro	1554
Total	13806

II.2.2. Choix du taux d'accroissement

Le choix du taux d'accroissement se fait sur la base du développement du tissu urbain ainsi que l'horizon d'étude [1].

- Le court terme (2008-2015) : $t= 1.4\%$
- Le moyen terme (2016-2030) : $t=1.2\%$
- Le long terme (2031-2050) : $t=1.1\%$

II.2.3. Estimation de la population future à différents horizons

En 2008 la population de la commune à été estimée à 13806 habitants La présente étude consiste à répondre aux besoins en eaux potable et industrielle de la région d'étude jusqu'à 2050, il y a lieu de tenir compte de:

- L'accroissement démographique
- L'amélioration du niveau de vie
- L'extension des agglomérations

Nous allons appliquer la relation des intérêts composés, elle tient compte des naissances, du taux de mortalité et de l'immigration, ainsi le différent déplacement de la population. la relation est donnée par:

$$P_u = P_0 * (1 + t)^n \quad (\text{II.1})$$

Avec

- P_u : Population de l'horizon considéré
- P_0 : population de l'année de référence
- t : taux d'accroissement de la population
- n : nombre d'années séparant P et P_0

Sur la base de la loi précédente (II.1), l'évaluation de la population future des villages de la commune d'Ighil Ali et donnée dans le tableau (II.2) ci-dessous :

Tableau (II.2) : Estimation de la population future

Village	Année			
	2008	2016	2030	2050
Chef lieu	3206	3583	4234	5270
Boni	650	726	858	1068
Tazla	214	239	283	352
Ouled serradj	573	640	757	942
Belayed	1749	1955	2310	2875
Tiniri	758	847	1001	1246
Zina	296	331	391	487
Moka	530	592	700	871
Tabouanant	117	131	155	193
Ouled saci	1973	2205	2606	3243
Takorabt	2186	2443	2887	3593
Azro	1554	1737	2052	2554
Total	13806	15430	18235	22695

La figure (I.1) suivante représente l'interprétation graphique des répartitions de la population

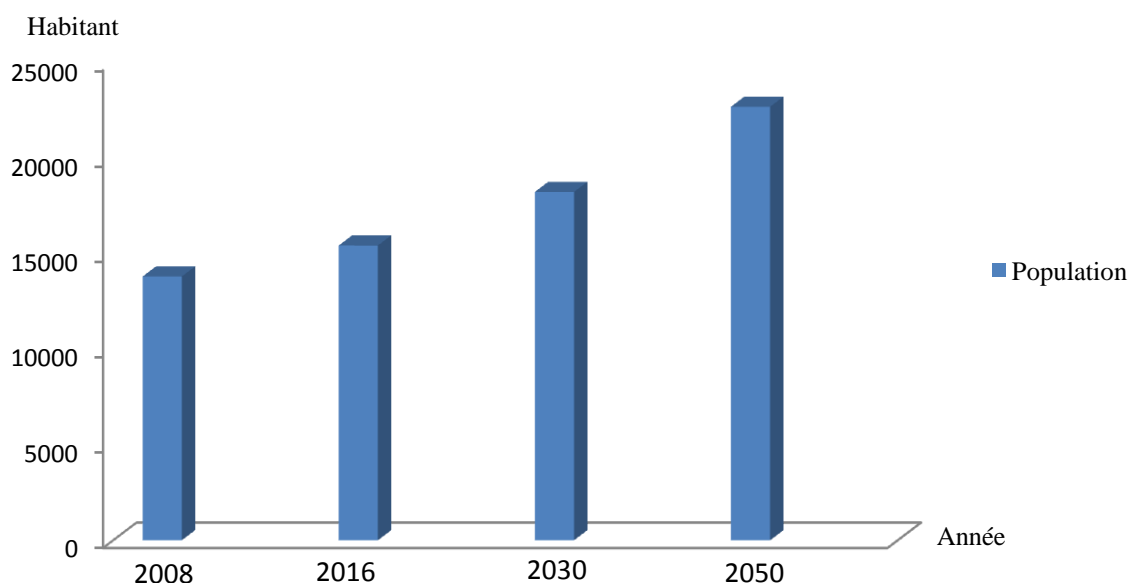


Figure (I.1) : La présentation graphique de la population de la commune Ighil Ali

II.2.4. Estimation des besoins en eau des différents usagers :

II.2.4.1. Besoins domestique

L'eau fournie par les stations de traitement sert à la consommation domestique et les différents usages tels que l'approvisionnement des commerces et des entreprises, le nettoyage des rues et la lutte contre les incendies.

La dotation est définie comme étant la quantité d'eau moyenne consommée par un habitant par jour, pour notre aire d'étude, on peut distinguer : Boissons, Cuisine, Lavabo, Douche, Arrosage, et Divers.

A. Norme de consommation domestique

Pour les différents villages et en tenant compte du nombre et du niveau de vie, on prend la dotation donnée dans le tableau (II.3) suivant [3] :

Tableau (II.3) : dotation prise en compte pour l'étude

Année	2016	2030	2050
Dotation q (l/j/hab)	150	180	200

B. Taux de branchement

Le taux de branchement est le ratio entre la population branchée au réseau d'alimentation en eau potable et la population totale.

Le tableau (II.4) suivant montre qu'en 2008, la représentation moyenne est de 80% [3].

Tableau (II.4) : taux de branchement et population branchée (RGPH, 2008)

Commune	Population total	Population branchée	Taux de branchement
Ighil-Ali	13806	11500	83.3%

C. Le rendement du réseau

Le rendement du réseau se résume dans le rapport entre le volume facturé (Vc) sur le volume produit (Vp).

Dans la majeure partie, le réseau de distribution des agglomérations de la zone d'étude est vétuste et présente des malfaçons, se qui donne des rendements très faibles. le rendement moyen actuel est estimé à 42%, l'objectif est qu'il atteigne les 100% après sa rénovation [3].

D. Détermination de la consommation moyenne journalière de la population

La consommation pour une agglomération est donnée par la multiplication de nombre d'habitants par la dotation de chaque zone. Elle est donnée par la formule ci après:

$$Q_{moy} = \sum (q * N * T / 1000) \quad (II.2)$$

Avec

- Q_{moy} : consommation moyenne journalière (m³/j)
- q : dotation moyenne journalière (l/j/hab)
- N : nombre de consommateurs (hab)
- T : le taux de branchements (%)

Les besoins en eau pour les différents villages sont donnés en (m³/j) dans le tableau (II.5) suivant :

Tableau(II.5) : Détermination des besoins domestiques

Village	Agglomération		
	2016	2030	2050
Chef lieu	447,72	762,12	1053,91
Boni	90,77	154,44	213,57
Tazla	29,89	50,94	70,44
Ouled serradj	80,02	136,26	188,43
Belayed	244,25	415,8	575
Tiniri	105,85	180,18	249,17
Zina	41,36	70,38	97,4
Moka	73,99	126	174,2
Tabouanant	16,34	27,9	38,57
Ouled saci	275,53	469,08	648,68
Takorabt	305,27	519,66	718,62
Azro	217,02	369,36	510,78
Total	1928	3282,3	4539

II.2.4.2 Besoins scolaires

La commune d'Ighil Ali contient dans le secteur d'éducation 14 écoles primaires, 2 CEM et 1 lycée. Les besoins scolaire des déférents villages sont présentés dans le tableau (II.6) suivant :

Tableau (II.6) : Détermination des besoins scolaire

Villages	Type d'équipement	Année	Nombre d'effectifs	Dotation (l/j.eff)	Consommation (m ³ /j)
Chef lieu	2 écoles primaire	2016	552	10	5,52
		2030	552	10	5,52
		2050	552	10	5,52
	2 CEM	2016	758	10	7,58
		2030	758	10	7,58
		2050	758	10	7,58
	1 lycée	2016	500	10	5
		2030	500	10	5
		2050	500	10	5
Boni	école primaire	2016	21	10	0,21
		2030	21	10	0,21
		2050	21	10	0,21
Oued Serradj	école primaire	2016	46	10	0,46
		2030	46	10	0,46
		2050	46	10	0,46
Belayed	école primaire	2016	121	10	1,21
		2030	121	10	1,21
		2050	121	10	1,21
Tiniri	école primaire	2016	23	10	0,23
		2030	23	10	0,23
		2050	23	10	0,23
Moka	école primaire	2016	33	10	0,33
		2030	33	10	0,33
		2050	33	10	0,33
Oued Saci	école primaire	2016	136	10	1,36
		2030	136	10	1,36
		2050	136	10	1,36
Takorabt	école primaire	2016	126	10	1,26
		2030	126	10	1,26
		2050	126	10	1,26
Azro	école primaire	2016	6	10	0,06
		2030	6	10	0,06
		2050	6	10	0,06
				TOTAL	23,22

II.2.4.3 Besoins culturels

Les besoins culturels sont présentés dans le tableau (II.7) suivant

Tableau (II.7) : détermination des besoins culturels

Villages	Type d'équipement	Année	Nombre d'effectif	Dotation (l/ef.j)	Consommation (m ³ /j)
Chef lieu	Maison de jeune	2016	80	5	0,4
		2030	80	5	0,4
		2050	80	5	0,4
	Bibliothèque	2016	30	3	0,09
		2030	30	3	0,09
		2050	30	3	0,09
Tazla	Centre culturel	2016	35	5	0,175
		2030	35	5	0,175
		2050	35	5	0,175
Belayed	Foyer de jeune	2016	35	5	0,175
		2030	35	5	0,175
		2050	35	5	0,175
Tabouanant	foyer de jeune	2016	35	5	0,175
		2030	35	5	0,175
		2050	35	5	0,175
Takorabt	Foyer de jeune	2016	35	5	0,175
		2030	35	5	0,175
		2050	35	5	0,175
				TOTAL	1,19

II.2.4.4. Besoins des lieux de culte

Les besoins des mosquées des différents villages de la commune est données dans le tableau (II.8) suivant :

Tableau (II.8) : Détermination des besoins de mosquées

Villages	nombre de mosquées	Année	Nombre d'usagers	Dotation (l/usa.j)	Consommation (m ³ /j)
Chef lieu	03 mosquées	2016	350	15	5,25
		2030	350	15	5,25
		2050	350	15	5,25
Boni	03 mosquées	2016	100	15	1,5
		2030	100	15	1,5
		2050	100	15	1,5
Tazla	01 mosquée	2016	120	15	1,8
		2030	120	15	1,8
		2050	120	15	1,8
Ouled Serradj	01 mosquée	2016	130	15	1,95
		2030	130	15	1,95
		2050	130	15	1,95

Villages	Nombre de mosquées	Année	Nombre d'usagers	Dotation (l/usa.j)	Consommation (m ³ /j)
Belayed	01 mosquée	2016	180	15	2,7
		2030	180	15	2,7
		2050	180	15	2,7
Tiniri	01 mosquée	2016	130	15	1,95
		2030	130	15	1,95
		2050	130	15	1,95
Zina	01 mosquée	2016	70	15	1,05
		2030	70	15	1,05
		2050	70	15	1,05
Moka	02 mosquées	2016	190	15	2,85
		2030	190	15	2,85
		2050	190	15	2,85
Tabounant	01 mosquée	2016	50	15	0,75
		2030	50	15	0,75
		2050	50	15	0,75
Ouled Saci	01 mosquée	2016	150	15	2,25
		2030	150	15	2,25
		2050	150	15	2,25
Takorabt	01 mosquée	2016	200	15	3
		2030	200	15	3
		2050	200	15	3
Azro	01 mosquée	2016	170	15	2,55
		2030	170	15	2,55
		2050	170	15	2,55
TOTAL					27,6

II.2.4.5 Besoins sanitaires

Les besoins sanitaires sont présentés dans le tableau (II.9) suivant

Tableau (II.9) : détermination des besoins sanitaires

Villages	Type d'équipement	Année	Nombre de malades	Dotation (l/j.el)	Consommation (m ³ /j)
Chef lieu	Polyclinique	2016	12	15	0,18
		2030	12	15	0,18
		2050	12	15	0,18
Boni	Salle de soins	2016	6	15	0,09
		2030	6	15	0,09
		2050	6	15	0,09
Belayed	Salle de soins	2016	6	15	0,09
		2030	6	15	0,09
		2050	6	15	0,09
Takourabt	Salle de soins	2016	6	15	0,09
		2030	6	15	0,09
		2050	6	15	0,09
TOTAL					0,45

II.2.4.6 Besoins industriels

L'industrie à Ighil-Ali est composée d'une seule usine de fabrication des cornets. Ses besoins en eau sont présentés dans le tableau (II.10) suivant :

Tableau (II.10) : Détermination des besoins industriels

Village	Industrie	Usage	Effectifs	nombre	Consommation (m ³ /j)
Ighil Ali	Fabrique des cornets	domestique	dotation (l/ouv.j)	25	1,125
			nombre d'ouvriers	45	
		technologie	débit horaire (l/s)	10	288
			durée du travail (h)	8	
		douches	norme (l/j)	40	1,8
			nombre d'ouvriers	45	
TOTAL					290,925

II.2.5. Les différents besoins en eau à différents horizons

Tableau (II.11): Récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons.

Village	Année	Besoins domestique	Besoins scolaires	Besoins culturels	Besoins des lieux de culte	Besoins sanitaires	Besoins industrie	Total
Chef lieu	2016	447,72	18,1	0,5	5,25	0,18	290,93	762,7
	2030	762,12	18,1	0,5	5,25	0,18	290,93	1077,1
	2050	1053,91	18,1	0,5	5,25	0,18	290,93	1368,9
Boni	2016	90,77	0,21	0,0	1,5	0,09	0,00	92,6
	2030	154,44	0,21	0,0	1,5	0,09	0,00	156,2
	2050	213,57	0,21	0,0	1,5	0,09	0,00	215,4
Tazla	2016	29,89	0	0,2	1,8	0	0,00	31,9
	2030	50,94	0	0,2	1,8	0	0,00	52,9
	2050	70,44	0	0,2	1,8	0	0,00	72,4
Ouled serradj	2016	80,02	0,46	0,0	1,95	0	0,00	82,4
	2030	136,26	0,46	0,0	1,95	0	0,00	138,7
	2050	188,43	0,46	0,0	1,95	0	0,00	190,8
Belayed	2016	244,25	1,21	0,2	2,7	0,09	0,00	248,4
	2030	415,8	1,21	0,2	2,7	0,09	0,00	420,0
	2050	575	1,21	0,2	2,7	0,09	0,00	579,2

Village	Année	Besoins domestiques	Besoins scolaires	Besoins culturelles	Besoins des lieux de culte	Besoins sanitaires	Besoins industrie	Total
Tiniri	2016	105,85	0,23	0,0	1,95	0	0	108,0
	2030	180,18	0,23	0,0	1,95	0	0	182,4
	2050	249,17	0,23	0,0	1,95	0	0	251,4
Zina	2016	41,36	0	0,0	1,05	0	0	42,4
	2030	70,38	0	0,0	1,05	0	0	71,4
	2050	97,4	0	0,0	1,05	0	0	98,5
Moka	2016	73,99	0,33	0,0	2,85	0	0	77,2
	2030	126	0,33	0,0	2,85	0	0	129,2
	2050	174,17	0,33	0,0	2,85	0	0	177,4
Tabouanant	2016	16,34	0	0,2	0,75	0	0	17,3
	2030	27,9	0	0,2	0,75	0	0	28,8
	2050	28,57	0	0,2	0,75	0	0	29,5
Ouled saci	2016	275,53	1,36	0,0	2,25	0	0	279,1
	2030	469,08	1,36	0,0	2,25	0	0	472,7
	2050	648,68	1,36	0,0	2,25	0	0	652,3
Takorabt	2016	305,27	1,26	0,2	3	0,09	0	309,8
	2030	519,66	1,26	0,2	3	0,09	0	524,2
	2050	718,62	1,26	0,2	3	0,09	0	723,1
Azro	2016	217,02	0,06	0,0	2,65	0	0,00	219,7
	2030	369,36	0,06	0,0	2,65	0	0,00	372,1
	2050	510,78	0,06	0,0	2,65	0	0,00	513,5
Total	2016	1928	23,22	1,2	27,6	0,45	290,93	2271,4
	2030	3282,3	23,22	1,2	27,6	0,45	290,29	3625,1
	2050	4539	23,22	1,2	27,6	0,45	290,93	4882,4

II.2.6. Majoration de la consommation moyenne journalière

Afin d'éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins totale journalier, ceci pour compenser les fuites qui sont généralement dues à plusieurs facteurs tels que:

- type des conduites
- nature de terrain
- la qualité de réalisation
- l'entretien, etc.

Pour cela il ya lieu de majorer la consommation moyenne journalier.

La consommation moyenne journalière est représentée dans le tableau (II.12) suivant :

Tableau (II.12): Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée (m³/j)

Village	Année								
	2016			2030			2050		
	Besoins total (m ³ /j)	Pertes (m ³ /j)	Qmoy majoré (m ³ /j)	Besoins total (m ³ /j)	Pertes (m ³ /j)	Qmoy majoré (m ³ /j)	Besoins total (m ³ /j)	Pertes (m ³ /j)	Qmoy majoré (m ³ /j)
Chef lieu	762,67	152,53	915,20	1077,07	215,41	1292,48	1368,9	273,77	1642,63
Boni	92,57	18,51	111,08	156,24	31,25	187,49	215,37	43,07	258,44
Tazla	31,87	6,37	38,24	52,92	10,58	63,50	72,42	14,48	86,90
Ouled serradj	82,43	16,49	98,92	138,67	27,73	166,40	190,84	38,17	229,01
Belayel	248,43	49,69	298,12	419,98	84,00	503,98	579,18	115,84	695,02
Tiniri	108,03	21,61	129,64	182,36	36,47	218,83	251,35	50,27	301,62
Zina	42,41	8,48	50,89	71,43	14,29	85,72	98,45	19,69	118,14
Moka	77,17	15,43	92,60	129,18	25,84	155,02	177,35	35,47	212,82
Tabouanant	17,27	3,45	20,72	28,83	5,77	34,60	29,5	5,90	35,40
Ouled saci	279,14	55,83	334,97	472,69	94,54	567,23	652,29	130,46	782,75
Takorabt	309,80	61,96	371,76	524,19	104,84	629,03	723,15	144,63	867,78
Azrou	219,73	43,95	263,68	372,07	74,41	446,48	513,49	102,70	616,19

Les besoins en eau de la commune Ighil Ali majorés pour les différents horizons sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau (II.13): Besoin en eau total

Localité	Année								
	2016			2030			2050		
	Besoins total (m ³ /j)	Pertes (m ³ /j)	Qmoy majoré (m ³ /j)	Besoins total (m ³ /j)	Pertes (m ³ /j)	Qmoy majoré (m ³ /j)	Besoins total (m ³ /j)	Pertes (m ³ /j)	Qmoy majoré (m ³ /j)
Commune Ighil Ali	2271,39	454,28	2725,67	3625,05	725	4350,06	4882,4	976,48	5858,87

A l'horizon 2050, la consommation moyenne journalière de la commune Ighil-Ali s'élèvera à **4882,39m³/j**, soit un débit de **56,51 l/s**.

II.2.7. Détermination de la consommation maximale et minimale journalière

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui est variable en fonction des habitudes de la population et de sa vocation.

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations hebdomadaires qui dépendent à la consommation industrielle ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week-end ;

- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population.

Elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités $K_{max.j}$ et $K_{min.j}$.

Le coefficient d'irrégularité maximale journalière est défini comme étant le rapport :

$$K_{max.j} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \quad \Longrightarrow \quad Q_{max.j} = K_{max.j} * Q_{moy.j} \quad (II.3)$$

Le coefficient d'irrégularité minimale journalière est défini comme étant le rapport

$$K_{min.j} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}} \quad \Longrightarrow \quad Q_{min.j} = K_{min.j} * Q_{moy.j} \quad (II.4)$$

Ou :

- $Q_{max.j}$: consommation maximale journalier qui correspond à la journée la plus chargée de l'année
- $Q_{moy.j}$: consommation moyenne journalière
- $Q_{min.j}$: consommation minimale journalier qui correspond a la journée la moins chargée de l'année
- $K_{max.j}$, $K_{min.j}$: coefficient d'irrégularité maximal et minimal qui dépend de l'importance de l'agglomération

Étant donné que la wilaya de Bejaia connait un nombre d'estivants important durant l'été, nous prendrons :

- $K_{max.j} = 1.2$ [3]
- $K_{min.j} = 0.9$ [3]

Les valeurs de la consommation maximale et minimale sont représentées dans le tableau (II.14) suivant :

Tableau (II.14) : Consommation moy, max, min journalière pour les différents horizons (m^3/j)

Village	2016			2030			2050		
	Q _{moy.j}	Q _{max.j}	Q _{min.j}	Q _{moy.j}	Q _{max.j}	Q _{min.j}	Q _{moy.j}	Q _{max.j}	Q _{min.j}
Chef lieu	915,2	1098,24	732,16	1292,48	1550,98	1033,98	1642,63	1971,16	1314,1
Boni	63,46	76,15	50,77	107,89	129,47	86,31	149,16	178,99	119,33
Tazla	38,24	45,89	30,59	63,5	76,2	50,8	86,9	104,28	69,52
Old serradj	98,92	118,7	79,14	166,4	199,68	133,12	229,01	274,81	183,21
Belayed	298,12	357,74	238,5	503,98	604,78	403,18	695,02	834,02	556,02
Tiniri	129,64	155,57	103,71	218,83	262,6	175,06	301,62	361,94	241,3
Zina	50,89	61,07	40,71	85,72	102,86	68,58	118,14	141,77	94,51
Moka	92,6	111,12	74,08	155,02	186,02	124,02	212,82	255,38	170,26
Tabouanant	20,72	24,86	16,58	34,6	41,52	27,68	35,4	42,48	28,32
Ouled aci	334,97	401,96	267,98	567,23	680,68	453,78	782,75	939,3	626,2
Takorabt	371,76	446,11	297,41	629,03	754,84	503,22	867,78	1041,34	694,22
Azro	263,68	316,42	210,94	446,48	535,78	357,18	616,19	739,43	492,95
Total	2725,7	3270,8	2180,54	4350,06	5220,07	3480,05	5858,87	7030,64	4687,1

II.2.8. Variation du débit horaire

Le débit journalier subit aussi de variations sur les 24 heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par le coefficient K_{max.h} et K_{min.h} dite respectivement, variation maximale horaire et variation minimale horaire. Elle nous permet ainsi de réduire la plus forte ou la plus faible charge du réseau afin de le dimensionner et de dépôts dans les conduites.

$$\text{Consommation moyenne horaire : } Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} \quad (\text{II.5})$$

$$\text{Consommation maximal horaire } Q_{max.h} = K_{max.h} * Q_{max.j} \quad (\text{II.6})$$

$$\text{Consommation minimal horaire } Q_{min.h} = K_{min.h} * Q_{min.j} \quad (\text{II.7})$$

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

$$K_{max.h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (II.8)$$

Avec

- α_{max} : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1.2- 1.4 ; Dans notre cas (zone rurale et semi-rurale) on prend $\alpha_{max} = 1,2$.
- β_{max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitant et sera déterminé par interpolation en utilisant les valeurs données dans le tableau (II.15) suivant :

Tableau (II.15) Les valeurs de β_{max}

Nombre d'habitant *(1000)	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>10 ³
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Le nombre d'habitant alimenté par le réseau est de 4539 à l'horizon de 2050, donc le résultat du calcul de β_{max} et de $K_{max.h}$ est établi dans le tableau (II.16) suivant :

Tableau (II.16) Valeurs de β_{max} et $K_{max.h}$

Village	2016			2030			2050		
	α_{max}	β_{max}	K max h	α_{max}	β_{max}	K max h	α_{max}	β_{max}	K max h
Chef lieu	1,2	1,52	1,82	1,2	1,49	1,79	1,2	1,44	1,73
Boni	1,2	2	2,40	1,2	2	2,40	1,2	2	2,40
Tazla	1,2	2	2,40	1,2	2	2,40	1,2	2	2,40
Ouled Seradj	1,2	2	2,40	1,2	2	2,40	1,2	2	2,40
Belayed	1,2	1,71	2,05	1,2	1,34	1,61	1,2	1,58	1,90
Tiniri	1,2	2	2,40	1,2	2	2,40	1,2	1,9	2,28
Zina	1,2	2	2,40	1,2	2	2,40	1,2	2	2,40
Moka	1,2	2	2,40	1,2	1,02	1,22	1,2	1,86	2,23
Tabouanant	1,2	2	2,40	1,2	2	2,40	1,2	2	2,40
Ouled saci	1,2	1,36	1,63	1,2	1,65	1,98	1,2	1,48	1,78
Takorabt	1,2	1,31	1,57	1,2	1,45	1,74	1,2	1,53	1,84
Azro	1,2	1,45	1,74	1,2	1,68	2,02	1,2	1,6	1,90
Total	1,2	1,25	1,50	1,2	1,22	1,46	1,2	1,19	1,43

Tableau (II.17) Consommation moy, max, min horaire pour les différents horizons (m^3/h)

Village	2016			2030			2050		
	Qmoy.h	Qmax.h	Qmin.h	Qmoy.h	Qmax.h	Qmin.h	Qmoy.h	Qmax.h	Qmin.h
Chef lieu	38,13	69,40		53,85	96,39		68,44	118,40	
Boni	4,62	11,09		7,82	15,64		10,77	25,85	
Tazla	1,59	3,82		2,65	5,30		3,62	8,69	
Ouled Serradj	4,12	9,89		6,93	13,86		9,54	22,90	
Belayed	12,42	25,46		21,00	33,81		28,96	55,02	
Tiniri	5,4	12,96		9,12	21,89		12,57	28,66	
Zina moka	5,98	14,35		13,05	15,92		13,79	30,75	
Tabouanant	0,86	2,06		1,44	3,46		1,48	3,55	
Ouled saci	13,96	22,75		23,63	42,06		32,61	58,05	
Takorabt	15,49	24,32		26,21	45,61		36,16	66,53	
Azro	10,99	19,12		18,60	37,57		25,67	49,29	
Total	113,57	170,35		181,25	264,63		244,12	349,09	

II.2.9. Bilan des ressources

Le bilan de consommation de la zone d'étude est présenté dans le tableau (II.18) ci-dessous :

Tableau (II.18) Bilan des ressources pour l'horizons (m^3/h)

Localité	Ressources mobilisées (m^3/j)	2016		2030		2050	
		Besoins (m^3/j)	Bilan (m^3/j)	Besoins (m^3/j)	Bilan (m^3/j)	Besoins (m^3/j)	Bilan (m^3/j)
Commune Ighil Ali	2313,6	3270,8	-957,2	5220,07	-2906,47	7030,64	-4717,04

II.3. Conclusion

A travers ce chapitre nous avons pu estimer les besoins en eau à 7030,64 m^3/j avec un volume mobilisé de 2313,6 m^3/j , qui nous donne un déficit de 4717,04 m^3/j .

Afin de satisfaire les besoins en eau de cette commune, il y a nécessité de mobiliser une nouvelle source qui est le réservoir de Takorabt, ce dernier est alimenté à partir du barrage Tichy-Haff.

CHAPITRE III :

RESERVOIRS

III.1. Introduction

Dans l'antiquité, les réservoirs n'avaient comme rôle que le stockage de l'eau de la saison humide pour la saison sèche. Graduellement, les systèmes d'alimentation en eau potable se diversifient, ce qui donne une multitude de fonctions aux réservoirs.

Dans ce chapitre à partir des résultats obtenus du chapitre estimation des besoins en eau, nous vérifierons si la capacité des réservoirs existants est suffisante ou si nous devons projeter d'autres réservoirs.

III.2. Définition

Le réservoir est un ouvrage destiné à entreposer l'eau, et joue un rôle tampon entre le débit demandé par les abonnés et celui fourni par l'adduction. Il permet également de faire face aux demandes exceptionnelles en cas d'incendie. Il est placé en général sur un sommet géographique pour permettre la distribution sous pression. Il constitue un organe régulateur de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.

Le réservoir permet également de :

- assurer une pression suffisante et régulière dans le réseau,
- maintenir l'eau à l'abri de la pollution et des variations de la température,
- profiter de la réduction de consommation d'électricité pendant la nuit,
- ne pas interrompre la distribution suite aux incendies, arrêt de pompage ou incendie sur la conduite de refoulement.

III.3. Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon différents critères, tels que [5] :

a. Le matériel utilisé:

- Réservoir métallique.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir en béton.

b. La disposition:

- Réservoir au sol.
- Réservoir surélevé (châteaux d'eau).
- Réservoir semi enterré.
- Réservoir enterré.

c. L'usage:

- Réservoir d'accumulation.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir de traitement.

d. La forme:

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire.
- Réservoir sphérique.

III.4. Les exigences principales à satisfaire par les réservoirs [5]

III.4.1. La durabilité

Ils doivent être construits en matériaux adéquats, les surfaces en contact avec l'eau ne doivent pas se désagréger ou communiquer des saveurs et odeurs désagréables.

III.4.2. Etanchéité

Paramètre essentielle d'un réservoir, afin d'éviter les fuites et fissurations, garder l'eau à l'abri des infiltrations de pluie, poussière, ou autres contaminations extérieures.

III.4.3. Résistance

Le réservoir doit être dimensionné de manière à résister aux efforts internes et externes qu'il subit.

III.4.4. Entretien de l'ouvrage

Les réservoirs doivent être visitables afin de prévoir d'éventuels nettoyages et travaux de maintenance.

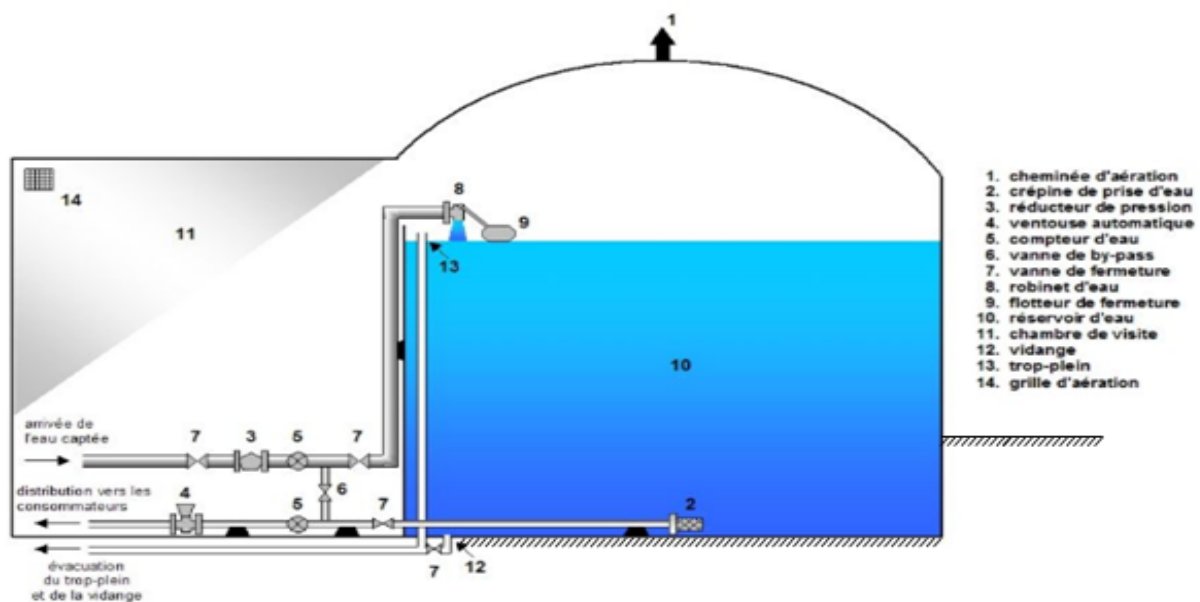
III.5. Caractéristique des réservoirs des différents villages

III.5.1. L'implantation

On doit tenir compte des conditions suivantes :

- possibilités d'alimentation gravitaire de l'agglomération,
- facilité de réalisation de l'étanchéité,
- frais de terrassement faible.

III.5.2. Equipements des réservoirs



Figure(III.1) : Réservoir cylindrique semi-enterré

III.6. Détermination de la capacité d'un réservoir

Le volume maximal de stockage du réservoir à prévoir peut être déterminé par deux méthodes [6] :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

II.6.1.Méthode analytique

Le régime de consommation de chaque localité ($K_{\max h}$) sera défini d'après les résultats expérimentaux présentés sous forme de tableau (voir annexe I : Régime de consommation des agglomérations).

Le volume maximal de stockage du réservoir pour la consommation est déterminé par la formule suivante [5] :

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

Avec :

- V_{\max} : Volume maximal de stockage pour la consommation en m^3
- $Q_{\max.j}$: Consommation maximale journalière (m^3/j)
- $P\%$: Résidu maximal dans le réservoir en (%)

II.6.1.1.Détermination de la valeur de « P% »

- Connaissant la valeur de ($K_{\max-h}$), on répartit la consommation maximale journalière sur 24h ;
- On répartit ensuite, le débit de pompage qui se fait sur 20heures tout au long de la journée.
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, nous donne soit un surplus soit un déficit.
- On détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, ce qui nous donne la valeur maximal de P%, qui sera calculée par la formule suivante :[6]

$$P\% = |P_{\max} (\%)| + |-P_{\min} (\%)| \quad (\text{II.2})$$

Avec

- P_{\max} : les résidus maximaux trouvés dans la journée.
- P_{\min} : les résidus minimaux trouvés dans la journée.

II.6.2 Méthode graphique

Elle représente les courbes d'apport et de la consommation journalière. Le volume sera en valeur absolue, la somme des écarts des deux extrêmes par rapport à la courbe d'apport qui correspond à [6] :

$$V_{max} = |V_{max+}| + |V_{min-}| \quad (III.3)$$

II.6.3. Calcul du volume total de réservoir [7]

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \quad (III.4)$$

Avec

- V_{inc} : Volume d'incendie est égale à 120 m^3

III.7. Dimensionnement des réservoirs

III.7.1. La capacité du réservoir de Takorabt [3]

Le réservoir de Takorabt assure l'alimentation des réservoirs de tous les villages de la commune par refoulement ainsi que les agglomérations du village Takorabt par gravitation.

La capacité de ce réservoir est de 4000 m^3 , le débit qu'il reçoit est de $7030,64 \text{ m}^3/\text{j}$,

soit un débit réparti sur:

$$\begin{aligned} Q (\text{takorabt}) &= 1041,34 \text{ m}^3/\text{j} \\ Q (\text{refoulé}) &= 5989,3 \text{ m}^3/\text{j} \end{aligned}$$

III.7.2. Dimensionnement du réservoir Hubert

Ce réservoir reçoit un débit de 5989,3 m³/j, il assure l'alimentation du chef lieu de la commune, du village Ouled Saci et le refoulement vers le réservoir Azro,

soit un débit réparti sur: Q (chef lieu) = 2910,46 m³/j Q (refoulé) = 3078,84 m³/j

avec $K_{\max.h} = 1,8$

Le tableau (III.2) ci après donne le calcul de la capacité du réservoir du Hubert.

Tableaux (III.1) : Dimensionnement du réservoir Hubert

Heure	Apports		Distribution		Refoulement		sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h				
0 1	5	299,46	0,437	121,27	2,5703	153,94	3,008	1,992		1,992
1 2	5	299,46	0,437	121,27	2,5703	153,94	3,008	1,992		3,985
2 3	5	299,46	0,437	121,27	2,5703	153,94	3,008	1,992		5,977
3 4	5	299,46	0,486	121,27	2,5703	153,94	3,056	1,944		7,921
4 5	5	299,46	0,656	121,27	2,5703	153,94	3,226	1,774		9,694
5 6	5	299,46	1,871	121,27	2,5703	153,94	4,441	0,559		10,253
6 7	5	299,46	2,527	121,27	2,5703	153,94	5,097		-0,097	10,156
7 8	5	299,46	3,013	121,27	2,5703	153,94	5,583		-0,583	9,573
8 9	5	299,46	2,673	121,27	2,5703	153,94	5,243		-0,243	9,330
9 10	5	299,46	2,843	121,27	2,5703	153,94	5,413		-0,413	8,917
10 11	5	299,46	2,430	121,27	2,5703	153,94	5,000		0,000	8,917
11 12	5	299,46	3,159	121,27	2,5703	153,94	5,729		-0,729	8,188
12 13	5	299,46	3,645	121,27	2,5703	153,94	6,215		-1,215	6,973
13 14	5	299,46	3,256	121,27	2,5703	153,94	5,826		-0,826	6,147
14 15	5	299,46	2,600	121,27	2,5703	153,94	5,170		-0,170	5,977
15 16	5	299,46	2,260	121,27	2,5703	153,94	4,830	0,170		6,147
16 17	5	299,46	2,187	121,27	2,5703	153,94	4,757	0,243		6,390
17 18	5	299,46	2,673	121,27	2,5703	153,94	5,243		-0,243	6,147
18 19	0	0	3,061	121,27	0	0	3,061		-3,061	3,085
19 20	0	0	2,600	121,27	0	0	2,600		-2,600	0,486
20 21	0	0	2,430	121,27	0	0	2,430		-2,430	-1,944
21 22	0	0	1,458	121,27	0	0	1,458		-1,458	-3,402
22 23	5	299,46	0,972	121,27	2,5703	153,94	3,542	1,458		-1,944
23 24	5	299,46	0,486	121,27	2,5703	153,94	3,056	1,944		0
TOTAL	100	5989,3	48,594	2910,46	51,406	3078,8	100	14,07	-14,07	

Nous avons donc: $P\% = |P_{\max}(\%)| + |P_{\min}(\%)| = 10,255 + 3,396 = 13,651$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{\max.j}}{100} = 13,651 * \frac{5989.3}{100} = 817,6 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 817,6 + 120 = 937,6 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir Hubert est de **1000m³**, (500m³+500m³)

Le réservoir existant: $V = 500 \text{ m}^3$

Le réservoir à projeter: $V = 500 \text{ m}^3$

Calcul du diamètre du réservoir à projeter:

$$\text{On fixe la hauteur du réservoir à } 4 \text{ m} : D = \sqrt{\frac{4 \cdot 500}{\pi \cdot 4}} = 12,62 \text{ m}$$

III.7.3. Dimensionnement du réservoir Azro

Ce réservoir assure la continuité de la conduite d'adduction vers d'autres villages de la commune ainsi que l'alimentation du village Azro gravitairement.

Ce réservoir reçoit un débit de $5989,3 \text{ m}^3/\text{j}$ réparti sur :

$$Q(\text{Azro}) = 2910,46 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{et} \quad Q(\text{transit}) = 2339,41 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{avec} \quad K_{\text{max,h}} = 1,9$$

Le tableau (III.3) ci après donne le calcul de la capacité du réservoir d'Azro.

Tableau (III.2) : Dimensionnement du réservoir Azro

Heure	Apports		Distribution		Transit		sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h				
0 1	5	153,94	0,204	30,81	3,166	97,48	3,37	1,63		1,63
1 2	5	153,94	0,204	30,81	3,166	97,48	3,37	1,63		3,26
2 3	5	153,94	0,204	30,81	3,166	97,48	3,37	1,63		4,89
3 4	5	153,94	0,24	30,81	3,166	97,48	3,41	1,59		6,48
4 5	5	153,94	0,648	30,81	3,166	97,48	3,81	1,19		7,67
5 6	5	153,94	1,129	30,81	3,166	97,48	4,29	0,71		8,38
6 7	5	153,94	1,285	30,81	3,166	97,48	4,45	0,55		8,92
7 8	5	153,94	1,405	30,81	3,166	97,48	4,57	0,43		9,35
8 9	5	153,94	1,081	30,81	3,166	97,48	4,25	0,75		10,11
9 10	5	153,94	1,009	30,81	3,166	97,48	4,17	0,83		10,93
10 11	5	153,94	1,321	30,81	3,166	97,48	4,49	0,51		11,45
11 12	5	153,94	1,801	30,81	3,166	97,48	4,97	0,03		11,48
12 13	5	153,94	1,897	30,81	3,166	97,48	5,06		-0,06	11,42
13 14	5	153,94	1,525	30,81	3,166	97,48	4,69	0,31		11,72
14 15	5	153,94	1,249	30,81	3,166	97,48	4,41	0,59		12,31
15 16	5	153,94	1,153	30,81	3,166	97,48	4,32	0,68		12,99
16 17	5	153,94	0,961	30,81	3,166	97,48	4,13	0,87		13,86
17 18	5	153,94	1,081	30,81	3,166	97,48	4,25	0,75		14,62
18 19	0	0	1,489	30,81	3,166	97,48	4,65		-4,65	9,96
19 20	0	0	1,369	30,81	3,166	97,48	4,53		-4,53	5,43
20 21	0	0	1,321	30,81	3,166	97,48	4,49		-4,49	0,94
21 22	0	0	0,72	30,81	3,166	97,48	3,89		-3,89	-2,94
22 23	5	153,94	0,48	30,81	3,166	97,48	3,65	1,35		-1,59
23 24	5	153,94	0,24	30,81	3,166	97,48	3,41	1,59		0
TOTAL	100	3078,84	24,02	739,43	75,98	2339,41	100	17,63	-17,63	

Nous avons donc: $P\% = |P_{\text{max}}(\%)| + |P_{\text{min}}(\%)| = 14,62 + 2,94 = 17,56$

$$V_{\text{res}} = P\% \cdot \frac{Q_{\text{max,j}}}{100} = 17,56 \cdot \frac{3078,84}{100} = 540,64 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 540,64 + 120 = 700 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir Azro est de 700 m³.

Le réservoir existant: V = 100 m³

Le réservoir à projeter: V = 600 m³

Calcul du diamètre du réservoir:

On fixe la hauteur de réservoir à 4 m,

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 600}{\pi \cdot 3}} = 15,96 \text{ m}$$

III.7.4. Dimensionnement du réservoir R1

Ce réservoir assure la continuité de la conduite d'adduction vers d'autres villages de la commune par gravitation.

Le tableau (III.4) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir R1.

Tableau (III.3): Dimensionnement du réservoir R1

Heure	Apports		Transit vers le point de bifurcation A		Transit vers le point de bifurcation B		sortie	surplus	déficit	résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h				
0 1	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		0,833
1 2	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		1,667
2 3	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		2,500
3 4	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		3,333
4 5	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		4,167
5 6	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		5,000
6 7	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		5,833
7 8	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		6,667
8 9	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		7,500
9 10	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		8,333
10 11	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		9,167
11 12	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		10,000
12 13	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		10,833
13 14	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		11,667
14 15	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		12,500
15 16	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		13,333
16 17	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		14,167
17 18	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		15,000
18 19	0	0	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167		-4,17	10,833
19 20	0	0	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167		-4,17	6,667
20 21	0	0	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167		-4,17	2,500
21 22	0	0	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167		-4,17	-1,667
22 23	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		-0,833
23 24	5	116,97	0,327	7,65	3,840	89,82	4,167	0,833		0
Total	100	2339,4	7,85	183,65	92,15	2155,8	100	16,67	16,67	

Nous avons donc: $P\% = |P_{max}(\%)| + |P_{min}(\%)| = 15 + 1,667 = 16,667$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max,j}}{100} = 16,667 * \frac{2339,4}{100} = 389,91 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 389,91 + 120 = 509,91 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir R1 est de 550 m³.

Calcul du diamètre du réservoir R1:

On fixe la hauteur de réservoir à 4 m
$$D = \sqrt{\frac{4*550}{\pi*4}} = 13,23 \text{ m}$$

III.7.5. Dimensionnement du réservoir du Zina

Ce réservoir assure l'alimentation de la localité de Zina par un picage dans la conduite d'adduction.

L'alimentation du village Zina est assurée par un débit de $Q = 141,17 \text{ m}^3/\text{j}$ avec $K_{max,h} = 2,5$. Le tableau (III.5) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir Zina.

Tableau (III.4): Dimensionnement du réservoir Zina.

Heure	Apports		Distribution		Surplus	Deficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h			
0 1	4,17	5,88	0,6	0,85	3,57		3,57
1 2	4,17	5,88	0,6	0,85	3,57		7,13
2 3	4,17	5,88	1,2	1,70	2,97		10,10
3 4	4,17	5,88	1,2	1,70	2,97		13,07
4 5	4,17	5,88	3,5	4,96	0,67		13,73
5 6	4,17	5,88	3,5	4,96	0,67		14,40
6 7	4,17	5,88	4,5	6,38		-0,33	14,07
7 8	4,17	5,88	10,2	14,45		-6,03	8,03
8 9	4,17	5,88	8,8	12,47		-4,63	3,40
9 10	4,17	5,88	6,5	9,21		-2,33	1,07
10 11	4,17	5,88	4,1	5,81	0,07		1,13
11 12	4,17	5,88	4,9	6,94	-0,73		0,40
12 13	4,17	5,88	3,5	4,96	0,67		1,07
13 14	4,17	5,88	3,5	4,96	0,67		1,73
14 15	4,17	5,88	4,7	6,66		-0,53	1,20
15 16	4,17	5,88	6,2	8,79		-2,03	-0,83
16 17	4,17	5,88	10,4	14,74		-6,23	-7,07
17 18	4,17	5,88	9,4	13,32		-5,23	-12,30
18 19	4,17	5,88	7,3	10,34		-3,13	-15,43
19 20	4,17	5,88	1,6	2,27	2,57		-12,87
20 21	4,17	5,88	1,6	2,27	2,57		-10,30
21 22	4,17	5,88	1	1,42	3,17		-7,13
22 23	4,17	5,88	0,6	0,85	3,57		-3,57
23 24	4,17	5,88	0,6	0,85	3,57		0
TOTAL	100	141,17	100	141,17	30,5	-30,5	

Nous avons donc: $P\% = |P_{max}(\%)| + |P_{min}(\%)| = 14,4 + 15,43 = 29,83$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max.j}}{100} = 29,83 * \frac{141,17}{100} = 42,11 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 42,11 + 120 = 162,11 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir Zina est de 200 m³

Le réservoir existant: V = 50 m³

Le réservoir à projeter: V = 150 m³

Calcul du diamètre du réservoir à projeter:

On fixe la hauteur de réservoir à 3 m, $D = \sqrt{\frac{4*150}{\pi*3}} = 8 \text{ m}$

III.7.6. Dimensionnement du réservoir de pompage (Tabaouanant)

Ce réservoir assure l'alimentation du réservoir Tabaouanant.

Le tableau (III.6) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir de pompage (Tabaouanant).

Tableau (III.5) : dimensionnement du réservoir de pompage (Tabounant).

Heure	Apports		Refolement		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h			
0 1	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-0,83
1 2	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-1,67
2 3	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-2,50
3 4	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-3,33
4 5	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-4,17
5 6	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-5,00
6 7	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-5,83
7 8	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-6,67
8 9	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-7,50
9 10	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-8,33
10 11	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-9,17
11 12	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-10,00
12 13	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-10,83
13 14	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-11,67
14 15	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-12,50
15 16	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-13,33
16 17	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-14,17
17 18	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	-15,00
18 19	4,167	1,77	0	0	4,17		-10,83
19 20	4,167	1,77	0	0	4,17		-6,67
20 21	4,167	1,77	0	0	4,17		-2,50
21 22	4,167	1,77	0	0	4,17		1,67
22 23	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	0,83
23 24	4,167	1,77	5	2,12		-0,83	0
Total	100	42,48	100	42,48	16,67	-16,67	

Nous avons donc: $P\% = |P_{max}(\%)| + |P_{min}(\%)| = 1,67 + 15 = 16,67$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max.j}}{100} = 16,67 * \frac{42,48}{100} = 7,08 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 7,08 + 120 = 127,08 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir Tabouanant est de 150 m³ (100+50).

Le réservoir existant: V = 100 m³

Le réservoir à projeter: V = 50 m³

Calcul du diamètre du réservoir à projeter:

On fixe la hauteur de réservoir à 3 m, $D = \sqrt{\frac{4*50}{\pi*3}} = 4,6 \text{ m}$

III.7.7. Dimensionnement du réservoir du Tabouanant

Ce réservoir assure l'alimentation de la localité de Tabouanant par un piquage dans la conduite d'adduction.

L'alimentation du village Tabouanant est assurée par un débit de Q = 42,48 m³/j

avec K_{max.h} = 1,8

Le tableau (III.7) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir Tabouanant.

Tableau (III.6) : Dimensionnement du réservoir Tabouanant.

Heure	Apports		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0 1	5	2,12	0,6	0,25	4,40		4,40
1 2	5	2,12	0,6	0,25	4,40		8,80
2 3	5	2,12	1,2	0,51	3,80		12,60
3 4	5	2,12	1,2	0,51	3,80		16,40
4 5	5	2,12	3,5	1,49	1,50		17,90
5 6	5	2,12	3,5	1,49	1,50		19,40
6 7	5	2,12	4,5	1,91	0,50		19,90
7 8	5	2,12	10,2	4,33		-5,20	14,70
8 9	5	2,12	8,8	3,74		-3,80	10,90
9 10	5	2,12	6,5	2,76		-1,50	9,40
10 11	5	2,12	4,1	1,74	0,90		10,30
11 12	5	2,12	4,9	2,08	0,10		10,40
12 13	5	2,12	3,5	1,49	1,50		11,90
13 14	5	2,12	3,5	1,49	1,50		13,40
14 15	5	2,12	4,7	2,00	0,30		13,70
15 16	5	2,12	6,2	2,63		-1,20	12,50
16 17	5	2,12	10,4	4,42		-5,40	7,10
17 18	5	2,12	9,4	3,99		-4,40	2,70
18 19	0	0	7,3	3,10		-7,30	-4,60
19 20	0	0	1,6	0,68		-1,60	-6,20
20 21	0	0	1,6	0,68		-1,60	-7,80
21 22	0	0	1	0,42		-1,00	-8,80
22 23	5	2,12	0,6	0,25	4,40		-4,40
23 24	5	2,12	0,6	0,25	4,40		0
TOTAL	100	42,48	100	42,48	33	-33	

Nous avons donc: $P\% = |P_{max} (\%)| + |P_{min} (\%)| = 19,9 + 8,8 = 28,7$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max,j}}{100} = 28,7 * \frac{42,48}{100} = 12,19 m^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 12,19 + 120 = 132,19 m^3$$

La capacité du réservoir Tabouanant est de 150 m³.

Le réservoir existant: V = 100 m³

Le réservoir à projeter: V = 50 m³

Calcul du diamètre du réservoir à projeter:

On fixe la hauteur de réservoir à 3 m

$$D = \sqrt{\frac{4*50}{\pi*3}} = 4,6 m$$

III.7.8. Dimensionnement du réservoir Sadji

Ce réservoir assure la continuité de la conduite d'adduction qui alimente les réservoir Boni et Tazla par refoulement et la distribution vers les deux localités Ait Ahemed Moka et Ait Said Moka.

Ce réservoir reçoit un débit de 669,79 m³ /j réparti sur:

Q = 255,38 m³ /j (distribution) Q = 414,41 m³ /j (refoulement) avec K_{max,h} = 1,8

Le tableau (III.8) ci après donne le calcul de la capacité du réservoir de Sadji.

Tableau (III.7) : Dimensionnement du réservoir Sadji.

Heure	Apports		Distribution		Refoulement		sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h				
0 1	4,167	27,91	0,23	10,64	3,09	20,72	3,32	0,84		0,84
1 2	4,167	27,91	0,23	10,64	3,09	20,72	3,32	0,84		1,69
2 3	4,167	27,91	0,46	10,64	3,09	20,72	3,55	0,62		2,30
3 4	4,167	27,91	0,46	10,64	3,09	20,72	3,55	0,62		2,92
4 5	4,167	27,91	1,33	10,64	3,09	20,72	4,43		-0,26	2,66
5 6	4,167	27,91	1,33	10,64	3,09	20,72	4,43		-0,26	2,40
6 7	4,167	27,91	1,72	10,64	3,09	20,72	4,81		-0,64	1,75
7 8	4,167	27,91	3,89	10,64	3,09	20,72	6,98		-2,82	-1,06
8 9	4,167	27,91	3,36	10,64	3,09	20,72	6,45		-2,28	-3,34
9 10	4,167	27,91	2,48	10,64	3,09	20,72	5,57		-1,41	-4,75
10 11	4,167	27,91	1,56	10,64	3,09	20,72	4,66		-0,49	-5,24
11 12	4,167	27,91	1,87	10,64	3,09	20,72	4,96		-0,80	-6,03
12 13	4,167	27,91	1,33	10,64	3,09	20,72	4,43		-0,26	-6,30
13 14	4,167	27,91	1,33	10,64	3,09	20,72	4,43		-0,26	-6,56
14 15	4,167	27,91	1,79	10,64	3,09	20,72	4,89		-0,72	-7,28
15 16	4,167	27,91	2,36	10,64	3,09	20,72	5,46		-1,29	-8,57
16 17	4,167	27,91	3,97	10,64	3,09	20,72	7,06		-2,89	-11,46
17 18	4,167	27,91	3,58	10,64	3,09	20,72	6,68		-2,51	-13,97
18 19	4,167	27,91	2,78	10,64	0	0	2,78	1,38		-12,59
19 20	4,167	27,91	0,61	10,64	0	0	0,61	3,56		-9,03
20 21	4,167	27,91	0,61	10,64	0	0	0,61	3,56		-5,47
21 22	4,167	27,91	0,38	10,64	0	0	0,38	3,79		-1,69
22 23	4,167	27,91	0,23	10,64	3,09	20,72	3,32	0,84		-0,85
23 24	4,167	27,91	0,23	10,64	3,09	20,72	3,32	0,84		0
TOTAL	100	669,79	38,13	255,38	61,87	414,41	100	16,89	-16,89	

Nous avons donc: $P\% = |P_{max} (\%)| + |P_{min} (\%)| = 2,92 + 13,97 = 16,89$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max,j}}{100} = 16,89 * \frac{669,79}{100} = 113,13 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 113,13 + 120 = 233,13 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir Sadji est de 250 m³.

Le réservoir existant: V = 100 m³

Le réservoir à projeter: V = 150 m³

Calcul du diamètre du réservoir à projeter:

On fixe la hauteur de réservoir à 4 m, $D = \sqrt{\frac{4*150}{\pi*3}} = 8 \text{ m}$

III.7.9. Dimensionnement du réservoir Boni

Ce réservoir reçoit un débit de 283,27m³ /j, il assure l'alimentation de la localité Boni et l'alimentation du réservoir Tazla par gravitation,

soit un débit réparti sur:

$$Q(\text{Boni}) = 178,99 \text{ m}^3 /j \quad Q(\text{transit}) = 104,28 \text{ m}^3 /j \quad \text{avec } K_{\text{max,h}} = 1,8$$

Le tableau (III.9) ci après donne le calcul de la capacité du réservoir de boni.

Tableau (III.8) : Dimensionnement du réservoir Boni.

Heure	Apports		Distribution		Transit		sortie	Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h				
0 1	5	20,72	0,45	12,72	1,05	4,35	1,50	3,50		3,50
1 2	5	20,72	0,45	12,72	1,05	4,35	1,50	3,50		7,01
2 3	5	20,72	0,90	12,72	1,05	4,35	1,95	3,05		10,06
3 4	5	20,72	0,90	12,72	1,05	4,35	1,95	3,05		13,11
4 5	5	20,72	2,62	12,72	1,05	4,35	3,67	1,33		14,44
5 6	5	20,72	2,62	12,72	1,05	4,35	3,67	1,33		15,78
6 7	5	20,72	3,37	12,72	1,05	4,35	4,42	0,58		16,36
7 8	5	20,72	7,63	12,72	1,05	4,35	8,68		-3,68	12,68
8 9	5	20,72	6,59	12,72	1,05	4,35	7,63		-2,63	10,05
9 10	5	20,72	4,86	12,72	1,05	4,35	5,91		-0,91	9,13
10 11	5	20,72	3,07	12,72	1,05	4,35	4,12	0,88		10,02
11 12	5	20,72	3,67	12,72	1,05	4,35	4,72	0,28		10,30
12 13	5	20,72	2,62	12,72	1,05	4,35	3,67	1,33		11,63
13 14	5	20,72	2,62	12,72	1,05	4,35	3,67	1,33		12,97
14 15	5	20,72	3,52	12,72	1,05	4,35	4,57	0,43		13,40
15 16	5	20,72	4,64	12,72	1,05	4,35	5,69		-0,69	12,71
16 17	5	20,72	7,78	12,72	1,05	4,35	8,83		-3,83	8,88
17 18	5	20,72	7,03	12,72	1,05	4,35	8,08		-3,08	5,80
18 19	0	0	5,46	12,72	1,05	4,35	6,51		-6,51	-0,71
19 20	0	0	1,20	12,72	1,05	4,35	2,25		-2,25	-2,96
20 21	0	0	1,20	12,72	1,05	4,35	2,25		-2,25	-5,21
21 22	0	0	0,75	12,72	1,05	4,35	1,80		-1,80	-7,00
22 23	5	20,72	0,45	12,72	1,05	4,35	1,50	3,50		-3,50
23 24	5	20,72	0,45	12,72	1,05	4,35	1,50	3,50		0
TOTAL	100	414,41	74,84	310,13	25,16	104,28	100,00	27,63	-27,63	

Nous avons donc: $P\% = |P_{max} (\%)| + |P_{min} (\%)| = 16,36 + 7 = 23,36$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max.j}}{100} = 23,36 * \frac{414,41}{100} = 96,81 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 87,77 + 120 = 216,81 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir Boni est de 250 m³ (50+200).

Le réservoir existant: V = 50 m³

Le réservoir à projeter: V = 200 m³

Calcul du diamètre du réservoir à projeter:

On fixe la hauteur de réservoir à 4 m ,

$$D = \sqrt{\frac{4*200}{\pi*3}} = 9,22 \text{ m}$$

III.7.10. Dimensionnement du réservoir Tazla

Ce réservoir assure l'alimentation de la localité de Tazla avec un débit de Q = 141,17 m³/j.

avec K_{max.h} = 1,8

Le tableau (III.10) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir Tazla.

Tableau (III.9) : Dimensionnement du réservoir Tazla.

Heure	Apports		Distribution		Surplus	Deficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0 1	4,17	4,35	0,6	0,63	3,57		3,57
1 2	4,17	4,35	0,6	0,63	3,57		7,13
2 3	4,17	4,35	1,2	1,25	2,97		10,10
3 4	4,17	4,35	1,2	1,25	2,97		13,07
4 5	4,17	4,35	3,5	3,65	0,67		13,73
5 6	4,17	4,35	3,5	3,65	0,67		14,40
6 7	4,17	4,35	4,5	4,69		-0,33	14,07
7 8	4,17	4,35	10,2	10,64		-6,03	8,03
8 9	4,17	4,35	8,8	9,18		-4,63	3,40
9 10	4,17	4,35	6,5	6,78		-2,33	1,07
10 11	4,17	4,35	4,1	4,28	0,07		1,13
11 12	4,17	4,35	4,9	5,11		-0,73	0,40
12 13	4,17	4,35	3,5	3,65	0,67		1,07
13 14	4,17	4,35	3,5	3,65	0,67		1,73
14 15	4,17	4,35	4,7	4,90		-0,53	1,20
15 16	4,17	4,35	6,2	6,47		-2,03	-0,83
16 17	4,17	4,35	10,4	10,85		-6,23	-7,07
17 18	4,17	4,35	9,4	9,80		-5,23	-12,30
18 19	4,17	4,35	7,3	7,61		-3,13	-15,43
19 20	4,17	4,35	1,6	1,67	2,57		-12,87
20 21	4,17	4,35	1,6	1,67	2,57		-10,30
21 22	4,17	4,35	1	1,04	3,17		-7,13
22 23	4,17	4,35	0,6	0,63	3,57		-3,57
23 24	4,17	4,35	0,6	0,63	3,57		0
TOTAL	100	104,28	100	104,28	31,23	-31,23	

Nous avons donc: $P\% = |P_{max} (\%)| + |P_{min} (\%)| = 14,4 + 15,43 = 29,83$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max.j}}{100} = 29,23 * \frac{104,28}{100} = 31,11 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 31,11 + 120 = 151,11 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir Tazla est de 200 m³.

Le réservoir existant: V = 50 m³ Le réservoir à projeter: V = 150 m³

Calcul du diamètre du réservoir à projeter:

On fixe la hauteur de réservoir à 3 m , $D = \sqrt{\frac{4*100}{\pi*3}} = 7,98 \text{ m}$

III.7.11. Dimensionnement du réservoir de Tiniri :

Ce réservoir assure l'alimentation de la localité de Tiniri avec un débit de

$$Q = 361,94 \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{avec } K_{max.h} = 2,5$$

Le tableau (III.11) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir Tiniri.

Tableau (III.10) : Dimensionnement du réservoir Tiniri.

Heure	Apports		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h			
0 1	4,17	15,08	0,6	2,17	3,6		3,6
1 2	4,17	15,08	0,6	2,17	3,6		7,1
2 3	4,17	15,08	1,2	4,34	3,0		10,1
3 4	4,17	15,08	1,2	7,24	2,2		12,3
4 5	4,17	15,08	3,5	12,67	0,7		12,9
5 6	4,17	15,08	3,5	12,67	0,7		13,6
6 7	4,17	15,08	4,5	16,29		-0,3	13,3
7 8	4,17	15,08	10,2	36,92		-6,0	7,2
8 9	4,17	15,08	8,8	31,85		-4,6	2,6
9 10	4,17	15,08	6,5	23,53		-2,3	0,3
10 11	4,17	15,08	4,1	14,84	0,1		0,3
11 12	4,17	15,08	4,1	14,84	0,1		0,4
12 13	4,17	15,08	3,5	12,67	0,7		1,1
13 14	4,17	15,08	3,5	12,67	0,7		1,7
14 15	4,17	15,08	4,7	17,01		-0,5	1,2
15 16	4,17	15,08	6,2	22,44		-2,0	-0,8
16 17	4,17	15,08	10,4	37,64		-6,2	-7,1
17 18	4,17	15,08	9,4	34,02		-5,2	-12,3
18 19	4,17	15,08	7,30	26,42		-3,1	-15,4
19 20	4,17	15,08	1,6	5,79	2,6		-12,9
20 21	4,17	15,08	1,6	5,79	2,6		-10,3
21 22	4,17	15,08	1,0	3,62	3,2		-7,1
22 23	4,17	15,08	0,6	2,17	3,6		-3,6
23 24	4,17	15,08	0,6	2,17	3,6		0
Total	100	361,94	100	361,94	30,5	-30,5	

Nous avons donc: $P\% = |P_{max} (\%)| + |P_{min} (\%)| = 13,6 + 15,6 = 29,2$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max.j}}{100} = 29,2 * \frac{361,94}{100} = 105,69 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 105,69 + 120 = 225,69 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir Tiniri est de 250 m³. (50+200).

Le réservoir existant: V = 50 m³

Le réservoir à projeter: V = 200 m³

Calcul du diamètre du réservoir à projeter:

On fixe la hauteur de réservoir à 3 m , $D = \sqrt{\frac{4*200}{\pi*3}} = 9,22 \text{ m}$

III.7.12. Dimensionnement du réservoir de Belayed

Ce réservoir assure l'alimentation de la localité de Belayed avec un débit de Q = 834,02 m³ /j

avec K_{max.h} = 1,9

Le tableau (III.12) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir Belayed.

Tableau (III.11) : Dimensionnement du réservoir Belayed.

Heure	Apports		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%
0 1	4,17	34,75	0,85	7,09	3,32		3,32
1 2	4,17	34,75	0,85	7,09	3,32		6,63
2 3	4,17	34,75	0,85	7,09	3,32		9,95
3 4	4,17	34,75	1	8,34	3,17		13,12
4 5	4,17	34,75	2,7	22,52	1,47		14,58
5 6	4,17	34,75	4,7	39,20		-0,53	14,05
6 7	4,17	34,75	5,35	44,62		-1,18	12,87
7 8	4,17	34,75	5,85	48,79		-1,68	11,18
8 9	4,17	34,75	4,5	37,53		-0,33	10,85
9 10	4,17	34,75	4,2	35,03		-0,03	10,82
10 11	4,17	34,75	5,5	45,87		-1,33	9,48
11 12	4,17	34,75	7,5	62,55		-3,33	6,15
12 13	4,17	34,75	7,9	65,89		-3,73	2,42
13 14	4,17	34,75	6,35	52,96		-2,18	0,23
14 15	4,17	34,75	5,2	43,37		-1,03	-0,80
15 16	4,17	34,75	4,8	40,03		-0,63	-1,43
16 17	4,17	34,75	4	33,36	0,17		-1,27
17 18	4,17	34,75	4,5	37,53		-0,33	-1,60
18 19	4,17	34,75	6,2	51,71		-2,03	-3,63
19 20	4,17	34,75	5,7	47,54		-1,53	-5,17
20 21	4,17	34,75	5,5	45,87		-1,33	-6,50
21 22	4,17	34,75	3	25,02	1,17		-5,33
22 23	4,17	34,75	2	16,68	2,17		-3,17
23 24	4,17	34,75	1	8,34	3,17		0
Total	100	834,02	100	834,02	21,25	-21,25	

Nous avons donc: $P\% = |P_{max}(\%)| + |P_{min}(\%)| = 14,55 + 6,64 = 21,19$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max.j}}{100} = 21,19 * \frac{834,02}{100} = 176,73 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 176,73 + 120 = 296,73 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir Belayad est de 300 m³. (100+200).

Le réservoir existant: V = 100 m³

Le réservoir à projeter: V = 200 m³

Calcul du diamètre du réservoir à projeter:

On fixe la hauteur de réservoir à 3 m,

$$D = \sqrt{\frac{4*200}{\pi*3}} = 9,22 \text{ m}$$

III.7.13. Dimensionnement du réservoir d'Ouled Serradj

Ce réservoir assure l'alimentation de la localité de Ouled Serradj avec un débit de 834,02 m³ /j. avec $K_{max.h} = 2,5$

Le tableau (III.13) suivant montre le calcul de la capacité du réservoir Ouled Serradj.

Tableau (III.12) : dimensionnement du réservoir Ouled Serradj.

Heure	Apports		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /h	%	m ³ /h			
0 1	4,17	11,45	0,6	1,65	3,57		3,57
1 2	4,17	11,45	0,6	1,65	3,57		7,13
2 3	4,17	11,45	1,2	3,30	2,97		10,10
3 4	4,17	11,45	1,2	3,30	2,97		13,07
4 5	4,17	11,45	3,5	9,62	0,67		13,73
5 6	4,17	11,45	3,5	9,62	0,67		14,40
6 7	4,17	11,45	4,5	12,37		-0,33	14,07
7 8	4,17	11,45	10,2	28,03		-6,03	8,03
8 9	4,17	11,45	8,8	24,18		-4,63	3,40
9 10	4,17	11,45	6,5	17,86		-2,33	1,07
10 11	4,17	11,45	4,1	11,27	0,07		1,13
11 12	4,17	11,45	4,9	13,47		-0,73	0,40
12 13	4,17	11,45	3,5	9,62	0,67		1,07
13 14	4,17	11,45	3,5	9,62	0,67		1,73
14 15	4,17	11,45	4,7	12,92		-0,53	1,20
15 16	4,17	11,45	6,2	17,04		-2,03	-0,83
16 17	4,17	11,45	10,4	28,58		-6,23	-7,07
17 18	4,17	11,45	9,4	25,83		-5,23	-12,30
18 19	4,17	11,45	7,3	20,06		-3,13	-15,43
19 20	4,17	11,45	1,6	4,40	2,57		-12,87
20 21	4,17	11,45	1,6	4,40	2,57		-10,30
21 22	4,17	11,45	1	2,75	3,17		-7,13
22 23	4,17	11,45	0,6	1,65	3,57		-3,57
23 24	4,17	11,45	0,6	1,65	3,57		0
TOTAL	100	274,81	100	274,81	31,23	-31,23	

Nous avons donc: $P\% = |P_{max}(\%)| + |P_{min}(\%)| = 14,4 + 15,43 = 29,83$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max.j}}{100} = 29,83 * \frac{274,81}{100} = 81,98 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 81,98 + 120 = 201,98 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir Ouled Serradj est de 250 m³.

Le réservoir existant: $V = 100 \text{ m}^3$ Le réservoir à projeter: $V = 150 \text{ m}^3$

Calcul du diamètre du réservoir à projeter:

On fixe la hauteur de réservoir à 3 m, $D = \sqrt{\frac{4*150}{\pi*3}} = 7,98 \text{ m}$

III.7.14. Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR1

La station de reprise refoule vers le réservoir Azro un débit :

$$Q_{max.j} = 3078,84 \text{ m}^3/j$$

Les bâches sont dimensionnées pour un temps d'arrêt de 15 mn

$$V = Q_{max.j} * 0,25h = \frac{3078,84}{20} * 0,25 = 38,489 \text{ m}^3$$

La capacité de la bache à eau de la SR1 est de 50 m³.

Calcul du diamètre de la bache à eau:

On fixe la hauteur de réservoir à 3 m, $D = \sqrt{\frac{4*50}{\pi*3}} = 4,61 \text{ m}$

III.7.15. Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR2

La station de reprise SR2 refoule vers la station de reprise SR3 un débit :

$$Q_{max.j} = 2339,41 \text{ m}^3/j$$

On utilisant la méthode analytique du dimensionnement des réservoirs, on aura :

$$|P_{max}(\%)| + |P_{min}(\%)| = 1,67 + 15 = 16,67$$

$$V_{res} = P\% * \frac{Q_{max.j}}{100} = 16,67 * \frac{2339,41}{100} = 389 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{res} + V_{inc} = 389 + 120 = 509 \text{ m}^3$$

La capacité de la bache à eau de la SR2 est de 550 m³.

Calcul du diamètre de réservoir:

On fixe la hauteur de réservoir à 3 m, $D = \sqrt{\frac{4*400}{\pi*3}} = 13,03 \text{ m}$

III.7.16. Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR3

La station de reprise refoule vers le réservoir R1 un débit de :

$$Q_{max.j} = 2339,41 \text{ m}^3/j$$

$$V = Q_{max.j} * 0,25h = \frac{2339,41}{20} * 0,25 = 29,24 \text{ m}^3$$

La capacité de la bache à eau de la SR3 est de 30 m³.

Calcul du diamètre de réservoir:

On fixe la hauteur de réservoir à 3 m,
$$D = \sqrt{\frac{4*30}{\pi*3}} = 3,57 \text{ m}$$

III.7.17. Dimensionnement de la bache de la station de reprise SR4

La station de reprise refoule vers le réservoir Boni un débit de :

$$Q_{max.j} = 414,41 \text{ m}^3/j$$

$$V = Q_{max.j} * 0,25h = \frac{414,41}{20} * 0,25 = 5,18 \text{ m}^3$$

La capacité de la bache à eau de la SR5 est de 6 m³.

Calcul du diamètre de réservoir:

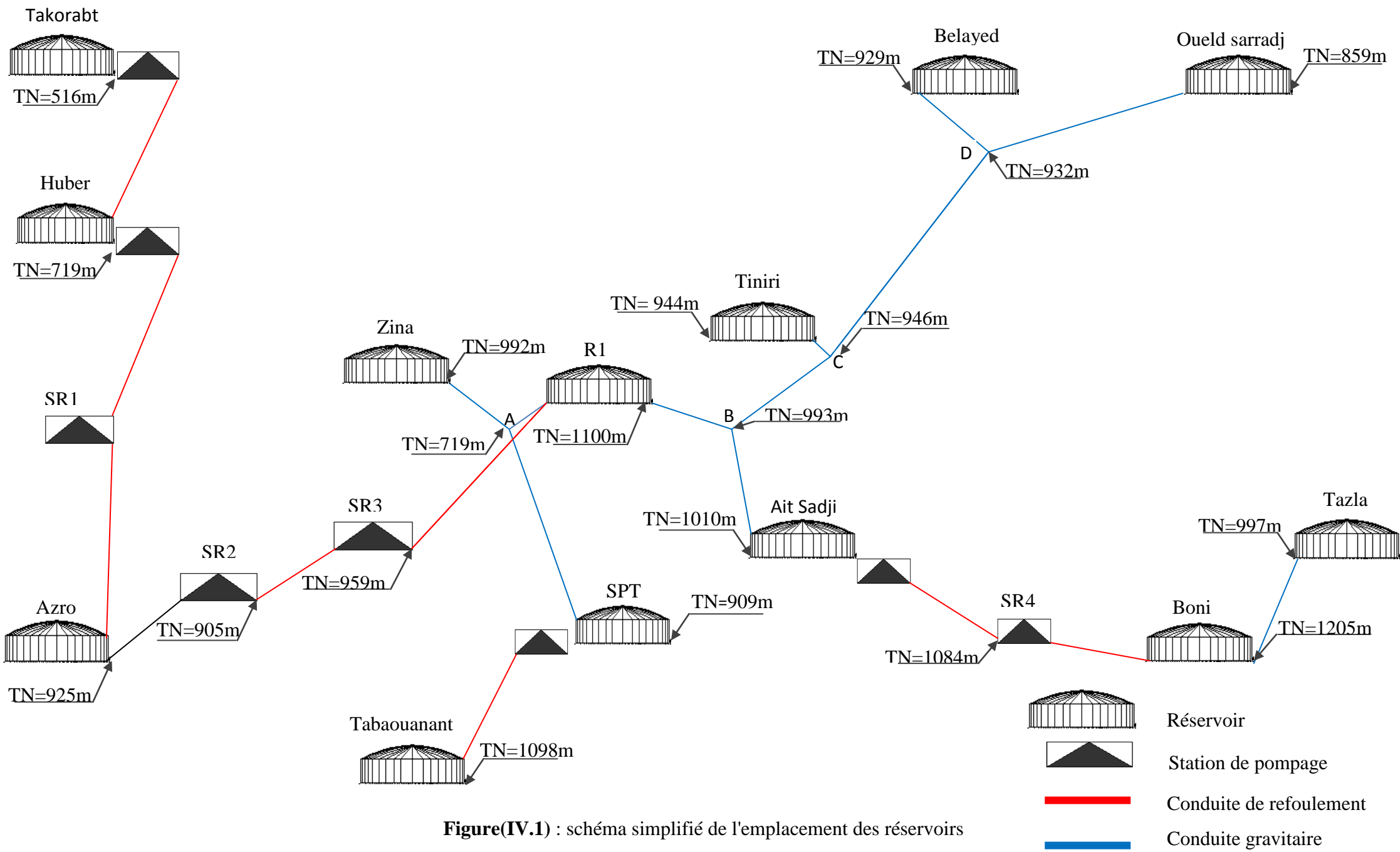
On fixe la hauteur de réservoir à 3 m,
$$D = \sqrt{\frac{4*6}{\pi*3}} = 1,60 \text{ m}$$

III.8. Conclusion

Le calcul des capacités des réservoirs montre la nécessité d'implanter de nouveaux réservoirs, à savoir :

- 13 réservoirs
- 3 baches de reprise.

Il paraît nécessaire de dimensionner les conduites véhiculant l'eau entre les réservoirs. Cette étude fera objet du chapitre suivant.



CHAPITRE IV :
ADDUCTION

IV.1. Introduction

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un système de conduites ou d'ouvrages architecturaux (Aqueduc) vers les réservoirs de stockage ou de distribution. Avec la définition de l'ensemble des ouvrages et équipements nécessaires pour faire transférer les eaux en utilisant les deux types d'adduction (gravitaire et par refoulement).

IV.2. Type d'adduction

IV.2.1. Adduction gravitaire

L'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydraulique : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation, et se déplace grâce à la force de gravitation, d'où son nom.

IV.2.2. Adduction par refoulement

Contrairement au premier type, l'adduction est dite par refoulement si le point de captage se situe à un niveau inférieur de celui du réservoir d'accueil. Dans ce cas, le transfert est assuré par des pompes jusqu'au réservoir.

IV.2.3. Adduction mixte

Lorsqu'un réservoir d'accumulation intermédiaire reçoit en premier temps une eau par refoulement et que dans un deuxième temps, cette eau est évacuée par gravité jusqu'à un réservoir situé plus bas, on parle ici d'adduction mixte.

Dans la présente étude, nous allons avoir une adduction mixte constituée de chaînes de refoulement et d'autres gravitaires. Nous essayerons de parvenir à une mise en place d'un système d'adduction techniquement performant et peu coûteux économiquement.

On distingue deux types différents : (Figure (IV.1))

- **Adduction refoulement-gravitaire**

La station de pompage refoule vers le réservoir tampon et l'écoulement se fait gravitairement vers le réservoir de distribution.

- **Adduction gravitaire-refoulement**

L'écoulement se fait gravitairement vers la station de pompage et par refoulement vers le réservoir de distribution.

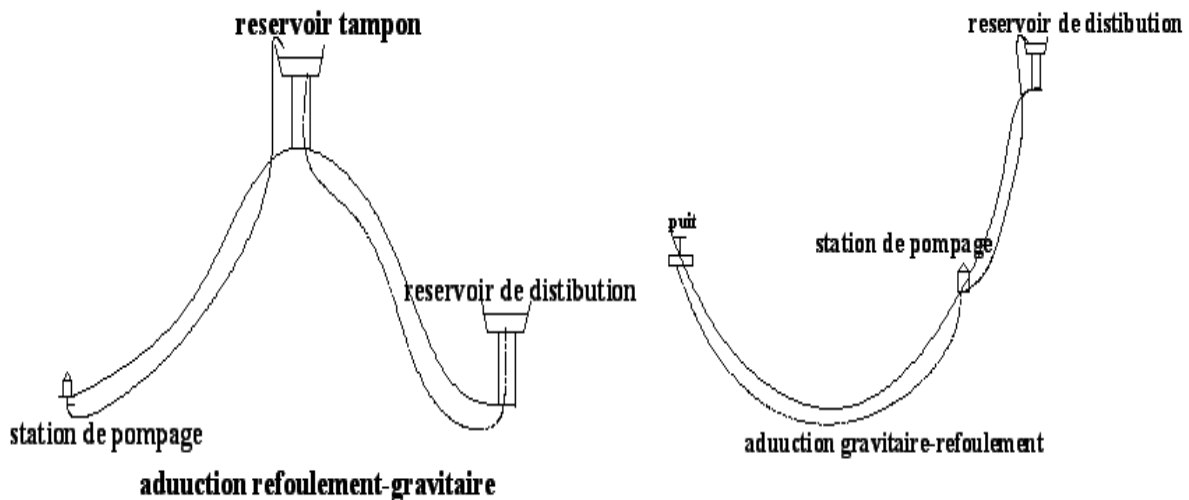


Figure (IV.1): schéma d'une adduction mixte

IV.3. Choix du tracé (condition technique)

Pour le choix du tracé de la conduite de refoulement, il sera tenu compte de certaines conditions que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter.

Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;

- Respecter des profils en long hydraulique.
- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibrations de la canalisation au cours de la phase de surpression.
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses.
- Éviter les zones d'habitations et les zones agricoles.
- Faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations.
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).

IV.3.1. Choix du type des conduites

Le choix est fondé sur des critères d'ordre techniques et économiques : le diamètre, la pression de service, la durée de vie, les conditions de poses et de transport, le prix et la disponibilité sur le marché.

Dans notre projet, la fonte répond aux objectifs recherchés, notamment :

- bonne résistance aux sollicitations du fluide ;
- bonne résistance aux chocs et aux charges compressibles ;
- Longueur des conduites variant de 6 à 16m, ce qui réduit le nombre de joints, par conséquent, une réduction des risques de fuites;
- facilité de pose.

IV.3.2. Description du tracé du projet

A partir du réservoir Takorabt l'eau sera acheminée par refoulement vers les réservoirs Hubert (715m) et Azro (782m), l'eau passe par deux stations de reprise (l'une à 905m et l'autre à 959m) pour atteindre le point le plus haut qui est à 1100,98m, afin d'alimenter les réservoirs de Zina, Tabouanant, Sadji et Tiniri. Une station de pompage à Sadji sera chargée de refouler vers le réservoir de Boni (1205m) (Figure (IV.2)).

IV.4. Principe de calcul du réseau d'adduction

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

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- le débit ;
- le diamètre ;
- la vitesse ;
- les pertes de charge.

IV.5. Détermination du diamètre économique de la conduite

Dans la pratique, le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesses à respecter ($0,5 \text{ m/s} < V < 1,5 \text{ m/s}$), la réduction des pertes de charge, ainsi que la réduction de la puissance de la pompe, ce qui conduit à choisir un grand diamètre.

IV.5.1. Calcul du diamètre économique

IV.5.1.1. Pour les conduites de refoulement

La formule de BONNIN [7] :

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

La formule de BRESS [8] :

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

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en mètre.
- Q : Débit véhiculé en m^3/s .

IV.5.1.2. Pour les conduites gravitaires

Nous choisirons les diamètres pour lesquels la vitesse d'écoulement est comprise entre V_{\min} et V_{\max} telle que [4]:

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

Et

$$D_{\max} = \frac{\sqrt{4 * Q}}{\pi * V_{\min}} \quad (\text{IV.4})$$

Avec

- V_{\min} : vitesse minimale de l'écoulement qui est de $0,5 \text{ m/s}$
- V_{\max} : vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s
- D_{\min} : diamètre minimal de la conduite en (m)
- D_{\max} : diamètre maximal de la conduite en (m)
- Q : débit qui doit transiter dans la conduite en (m^3/s)

IV.5.2. Calcul de la vitesse

La vitesse se calcule par la formule suivant [5] :

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

Avec

- V : vitesse moyenne d'écoulement dans la conduite (m /s) ;
- Q : débit véhiculé dans la conduite (m^3/s) ;
- D : diamètre de la conduite(m).

IV.5.3. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge présentent une portion d'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, ainsi que les différents organes d'adduction. On distingue deux types de pertes de charge, à savoir :

- perte de charge linéaires,
- perte de charge singulières.

IV.5.3.1 Pertes de charge linéaires (H_L)

Le gradient des pertes de charges unitaires est déterminé à partir de la formule de DARCY WEISBACH qui s'exprime par la formule [4] :

$$\Delta H_L = \frac{\lambda \cdot l}{D} * \frac{V^2}{2g} \quad (\text{IV.6})$$

$$\Delta H_L = J * L \quad (\text{IV.7})$$

Avec

- H_L : perte de charge linéaires (m) ;
- J : gradient de perte de charge en (m/ml) ;
- V : vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s) ;
- D : diamètre de la conduite(m) ;
- L : longueur de la conduite(m) ;
- λ : coefficient de frottements de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation;
- g : accélération de pesanteur ($g=9,81 \text{ m/s}^2$).
- **Calcul du coefficient de perte de charge λ**
- **Régime turbulent rugueux**

Nous utilisons la formule de NIKURADZE [4] : ($Re > 2000$)

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K}{D})^{-2} \quad (\text{IV.8})$$

- **Régime transitoire** ($Re = 2000$)

Nous utilisons la formule de COLEBROOK [4] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{K}{3,7} + \frac{251}{Re \sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{IV.9})$$

Avec

- K : rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau ;
- D : diamètre du tuyau (m) ;
- Re : nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

- **Calcul du nombre de REYNOLDS (Re)**

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \nu} \quad (IV.10)$$

Avec

- Q : débit véhiculé en (m³/s)
- ν : viscosité cinématique de l'eau à 20°C on a $\nu=10^{-6}$ (m²/s)
- K= 1 mm pour les conduites en fonte

IV.5.3.2. Les pertes de charges singulières (H_S)

Elles sont provoquées par les coudes, vannes, clapets...etc, Elles sont dues au changement de direction de la conduite et aux accessoires, leur formule se résume dans [4] :

$$\Delta H_S = \alpha * H_L \quad (IV.10)$$

Avec

- α : le coefficient de pertes de charge singulières.

Nous estimons ces pertes de charges singulières à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_S = 15\% * \Delta H_L \quad (IV.11)$$

IV.5.3.3 Les pertes de charge totales(H_T)

La perte de charge totale est donc :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad (IV.12)$$

Sa formule simplifiée est :

$$\Delta H_T = 1,15 * \Delta H_L \quad (IV.13)$$

IV.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (H_{mt})

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

$$H_{mt} = H_g + \Delta H_T \quad (IV.14)$$

Avec

- H_g : hauteur géométrique (m) ;
- ΔH_T : perte de charge totale (m).

IV.5.5. Puissance de pompage

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe [5] :

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

Avec

- P_a : puissance absorbée par la pompe (KW)
- Hmt : hauteur manométrique totale (m)
- Q : débit a transité (m^3/s)
- η : rendement de la pompe

IV.5.6. Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe

L'énergie consommée en une année est [5] :

$$E = P_a * t * 365 \quad (IV.16)$$

Avec

- E : énergie consommée par la pompe exprimée en (kwh)
- t : nombre d'heures de pompage (dans notre cas $T = 20h/24h$)
- P_a : puissance absorbée par la pompe en k w.

IV.5.7. Frais d'exploitation

Ils se calculent comme suit [5] :

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

Avec

- F_{exp} : frais d'exploitation en (DA) ;
- E : énergie de consommation Kwh / an ;
- e : prix du Kwh d'après « Sonelgaz » $e = 4$ Da/Kwh.

IV.5.8. Frais d'amortissement

Ils sont donnés par la formule suivante [6] :

$$F_{am} = P_u * L * A \quad (IV.18)$$

Avec

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

1. L'annuité

Nous supposons que le coût de la conduite de refoulement sera sur une période de 34 ans, ou taux d'actualisation de 8% c'est-à-dire [6] :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (IV.19)$$

Avec

- i : taux d'annuité (d'intérêt) = 8% (adopté en Algérie) ;
- n : nombre d'années d'amortissement ($n = 34$ ans).

D'où

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{34} - 1} + 0,08 \quad (\text{IV.20})$$

Donc : **A = 0,0863 DA**

2. Calcul des pertes de charge engendrées par une vanne [5]

$$Jv = Hg - (Ht + 10) \quad (\text{IV.21})$$

Jv : pertes de charge engendrée par la vanne (m)

Hg : hauteur géométrique (m)

Ht : pertes de charge totale (m)

Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ζ :

$$Jv = \zeta * \frac{V^2}{2 * g} \quad (\text{IV.22})$$

Avec

- vitesse dans la conduite (m/s).

IV.5.9. Bilan total

Le bilan total est la somme des frais d'amortissement et d'exploitations [5].

$$B = F_{am} + F_{exp} \quad (\text{IV.23})$$

IV.5.10. Prix des conduites

Le prix des conduites en fonte ductile est pris en tenant compte des frais de transport et de leur pose par mètre linéaire, il est mentionné dans le tableau (IV.1) ci-dessous [9] :

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

Diamètre de la conduite (mm)	Prix de revient (DA)	PN (bars)
40	1836,25	64
60	2130,9	64
80	2691,25	64
100	3458,3	64
125	4029,42	64
150	4428,24	60
200	5663,86	52
250	7461,72	46
300	8948,09	41
350	12318,19	38
400	14136,1	35
450	17614,03	32
500	19617,93	30

IV.6. Equipements du système d'adduction

Les équipements que peut contenir une adduction:

- robinets et vannes: isolement de la pompe pour l'entretien, amorçage de la pompe;
- clapet anti-retour: protection de la pompe en cas de retour de l'eau;
- ventouses: élimination de l'air dans la conduite;
- anti-bélier: protection de l'installation contre les régimes transitoires;
- compteur: évaluation des quantités d'eau refoulées.

IV.7. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons

IV.7.1. Tronçon réservoir Takorabt-Hubert

La station de pompage Takorabt refoule l'eau vers le réservoir Hubert (Figure(IV.3)).

Données:

- longueur : $L= 2300$ m,
- débit : $Q= 0,083$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g= 199$ m.

Les formules (IV.1) et (IV.2) illustrent que les diamètres normalisés sont : 300, 350, 400 et 450 mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.2), (IV.3), (IV.4) et (IV.5) ci-dessous :

Tableau (IV.2) : Variation des HMT en fonction du diamètre

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT
2300	0,3	1,175	352441,61	0,003	0,027	0,0064	16,971	215,971
2300	0,35	0,863	302092,81	0,003	0,026	0,0028	7,519	206,519
2300	0,4	0,661	264331,21	0,003	0,025	0,0014	3,717	202,717
2300	0,45	0,522	234961,08	0,002	0,024	0,0008	1,998	200,998

Tableau(IV.3) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

D (m)	P (K.W)	E(K.W.H)	Pe (DA/K.W.H)	Fexp
0,3	234,467	1711607,596	4,67	7993207,474
0,35	224,205	1636694,807	4,67	7643364,75
0,4	220,078	1606565,909	4,67	7502662,797
0,45	218,211	1592941,776	4,67	7439038,092

Tableau (IV.4) Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

D (m)	Pu (DA/ml)	L	Dep (DA)	A	Fam (DA)
0,3	8948,090	2300	20580607	0,0863	1776106,384
0,35	12318,190	2300	28331837	0,0863	2445037,533
0,4	14136,100	2300	32513030	0,0863	2805874,489
0,45	17614,030	2300	40512269	0,0863	3496208,815

Tableau(IV.5) : Bilan des coûts (Exploitation-Investissement)

D (m)	Fexp	Fam (DA)	Bilan
0,3	7993207,474	1776106,384	9769313,858
0,35	7643364,750	2445037,533	10088402,283
0,4	7502662,797	2805874,489	10308537,286
0,45	7439038,092	3496208,815	10935246,907

Les calculs effectués ci-dessus, nous donnent le diamètre technico-économique : **D= 300 mm.**

IV.7.2. Tronçon réservoir Hubert-SR 1

La station de pompage Hubert refoule l'eau vers la station de reprise SR4 (Figure(IV.3)).

Données:

- longueur : L= 2822 m,
- débit : Q= 0,043 m³/s,
- hauteur géométrique : Hg= 67 m.

Les formules (IV.1) et (IV.2) illustrent que les diamètres normalisés sont : 200mm, 250mm et 300mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.6), (IV.7), (IV.8) et (IV.9) ci-dessous :

Tableau(IV.6):Variation des HMT en fonction du diamètre

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT
2822	0,2	1,369	273885,35	0,005	0,031	0,0147	47,795	114,795
2822	0,25	0,876	219108,28	0,004	0,029	0,0045	14,657	81,657
2822	0,3	0,609	182590,23	0,003	0,027	0,0017	5,589	72,589

Tableau(IV.7):Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

D (m)	P (K.W)	E(K.W.H)	Pe (DA/K.W.H)	Fexp
0,2	64,565	471325,2089	4,67	2201088,725
0,25	45,927	335269,037	4,67	1565706,403
0,3	40,827	298035,9476	4,67	1391827,875

Tableau (IV.8) : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

D (m)	Pu (DA/ml)	L	Dep (DA)	A	Fam (DA)
0,2	5663,86	3235	18322587,1	0,0863	1581239,267
0,25	7461,72	3235	24138664,2	0,0863	2083166,72
0,3	8948,09	3235	28947071,15	0,0863	2498132,24

Tableau (IV.9) Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

D (m)	Fexp	Fam (DA)	Bilan
0,2	2201088,725	1581239,267	3782327,992
0,25	1565706,403	2083166,72	3648873,123
0,3	1391827,875	2498132,24	3889960,116

Les calculs effectués ci-dessus, nous donne le diamètre technico-économique : **D= 250 mm.**

IV.7.3. Tronçon réservoir SR 1- Azro

La station de reprise refoule vers le réservoir Azro (Figure(IV.3)).

Données:

- longueur : $L = 413$ m,
- débit : $Q = 0,043$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g = 143$ m.

Les formules (IV.1) et (IV.2) illustrent que les diamètres normalisés sont : 200mm, 250mm et 300mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.10), (IV.11), (IV.12) et (IV.13) ci-dessous :

Tableau(IV.10) : Variation des HMT en fonction du diamètre

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
413	0,2	1,369	273885,35	0,005	0,031	0,0147	6,995	149,99
413	0,25	0,876	219108,28	0,004	0,029	0,0045	2,145	145,15
413	0,3	0,609	182590,23	0,003	0,027	0,0017	0,818	143,82

Tableau (IV.11) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

D (m)	P (K.W)	E(K.W.H)	Pe (DA/K.W.H)	Fexp
0,2	84,363	615850,2469	4,67	2876020,653
0,25	81,635	595938,4117	4,67	2783032,383
0,3	80,889	590489,3451	4,67	2757585,242

Tableau (IV.12) : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

D (m)	Pu (DA/ml)	L	Dep (DA)	A	Fam (DA)
0,2	5663,860	3235	18322587,1	0,0863	1581239,267
0,25	7461,720	3235	24138664,2	0,0863	2083166,72
0,3	8948,090	3235	28947071,15	0,0863	2498132,24

Tableau (IV.13) Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

D (m)	Fexp	Fam (DA)	Bilan
0,2	2876020,653	1581239,267	4457259,920
0,25	2783032,383	2083166,72	4866199,103
0,3	2757585,242	2498132,24	5255717,482

Les calculs effectués ci-dessus, nous donnent le diamètre technico-économique : **D= 200 mm.**

IV.7.4. Tronçon réservoir Azro-SR 2

L'eau est acheminée du réservoir Azro vers la SR1 gravitairement (Figure(IV.3)).

Données:

- longueur : $L = 1550$ m,
- débit : $Q = 0,032$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g = 20$ m.

Les formules (IV.3) et (IV.4) illustrent que les diamètres normalisés sont : 200mm et 250mm. Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (IV.14) ci-dessous :

Tableau (IV.14) Calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
1550	0,2	1,01910828	203821,656	0,005	0,031	0,0082	14,538
1550	0,25	0,6522293	163057,325	0,004	0,029	0,0025	4,458

L'eau s'écoule gravitairement du réservoir de Azro vers la station de reprise SR1. Une condition doit être vérifiée, celle de $H_t \leq H_g$. Pour garantir cette condition, on opte pour un diamètre de **250 mm**, $H_t=14,538$ est inférieur à la hauteur géométrique $H_g=20m$. Cette condition est vérifiée avec une vitesse de 0,652 m/s.

IV.7.5. Tronçon SR2-SR3

La station de reprise SR2 refoule vers la station de reprise SR3 (Figure(IV)).

Données:

- longueur : $L= 754$ m
- débit : $Q= 0,032$ m³/s
- hauteur géométrique : $H_g= 54$ m

Les formules (IV.1) et (IV.2) illustrent que les diamètres normalisés sont : 200mm et 250mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.15), (IV.16), (IV.17) et (IV.18) ci-dessous :

Tableau (IV.15) : Variation des HMT en fonction du diamètre

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	Hmt
754	0,2	1,0191083	203821,66	0,005	0,031	0,008	7,072	61,07
754	0,25	0,6522293	163057,32	0,004	0,029	0,003	2,169	56,17

Tableau (IV.16) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

D (m)	P (K.W)	E(K.W.H)	Pe (DA/K.W.H)	Fexp
0,2	25,56239393	186605,4757	4,67	871447,5715
0,25	23,51003039	171623,2218	4,67	801480,4459

Tableau (IV.17) Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

D (m)	Pu (DA/ml)	L	Dep (DA)	A	Fam (DA)
0,2	5663,86	754,71	4274571,781	0,0863	368895,5447
0,25	7461,72	754,71	5631434,701	0,0863	485992,8147

Tableau(IV.18) Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

D (m)	Fexp	Fam (DA)	Bilan
0,2	871447,5715	368895,5447	1240343,116
0,25	801480,4459	485992,8147	1287473,261

Les calculs effectués ci-dessus, nous donnent le diamètre technico-économique : **D= 200 mm.**

IV.7.6. Tronçon réservoir SR3-R1

La station de reprise SR3 refoule vers le réservoir R1.

Données:

- longueur : $L = 3620$ m,
- débit : $Q = 0,032$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g = 141,98$ m.

Les formules (IV.1) et (IV.2) illustrent que les diamètres normalisés sont : 200mm et 250mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.19), (IV.20), (IV.21) et (IV.22) ci-dessous :

Tableau(IV.19) Variation des HMT en fonction du diamètre

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	Hmt (m)
3620	0,2	1,0191083	203821,66	0,005	0,031	0,008	33,954	175,934
3620	0,25	0,6522293	163057,32	0,004	0,029	0,003	10,413	152,393

Tableau (IV.20) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

D (m)	P (K.W)	E(K.W.H)	Pe (DA/K.W.H)	Fexp
0,2	73,64	537564,9075	4,67	2510428,12
0,25	63,79	465634,1926	4,67	2174511,68

Tableau (IV.21) : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

D (m)	Pu (DA/ml)	L	Dep (DA)	A	Fam (DA)
0,2	5663,86	754,71	4274571,78	0,0863	368895,54
0,25	7461,72	754,71	5631434,70	0,0863	485992,81

Tableau (IV.22) : Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

D (m)	Fexp	Fam (DA)	Bilan
0,2	2510428,12	368895,54	2879323,66
0,25	2174511,68	485992,81	2660504,49

Les calculs effectués ci-dessus, nous donnent le diamètre technico-économique : **D= 250 mm.**

IV.7.7. Tronçon réservoir R1-A

Ce tronçon dessert le réservoir de Zina (à gauche) et le réservoir de Tabouanant (à droite) par le point de bifurcation A.

Données:

- longueur : $L = 1121$ m,
- débit : $Q = 0,021$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g = 52,98$ m.

Les formules (IV.3) et (IV.4) illustrent que le diamètre normalisé est : 150mm

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.23) ci-dessous :

Tableau (IV.23) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
1121	0,15	1,189	178343,95	0,007	0,034	0,0162	20,854

L'eau s'écoule gravitairement du réservoir R2 vers le point de bifurcation A. Il va falloir vérifier la condition $H_t \leq H_g$, pour cela, on opte pour un diamètre de 150 mm, $H_{t1} = H_t = 20,854$ est inférieure à la hauteur géométrique $H_g = 52,98$ m, la condition est donc vérifiée, avec une vitesse de 1,189 m/s.

Calcul des pertes de charges engendrées par la vanne:

$$J_V = H_g - (H_t + 10) = 52,98 - (20,854 + 10) = 22,126$$

$$\zeta = J_V * \frac{2 * g}{v^2} = 22,126 * \frac{9,81 * 2}{(1,189)^2} = 307,07$$

L'ouverture de la vanne est déterminée d'après l'abaque (Annexe 2): $\theta = 67^\circ$

IV.7.8. Tronçon point de bifurcation A-réservoir Zina

Données:

- longueur : $L = 1887$ m,
- débit : $Q = 0,0016$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g = 108,98$ m.

Les formules (IV.3) et (IV.4) illustrent que les diamètres normalisés sont : 40mm et 60mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.24) ci-dessous :

Tableau (IV.24) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
1887	0,04	1,274	50955,414	0,025	0,054	0,1112	241,283
1887	0,06	0,566	33970,276	0,017	0,046	0,0125	27,198

L'eau s'écoule gravitairement du point de bifurcation A pour arriver au réservoir Zina. La condition $H_t \leq H_g$ doit être vérifiée, pour cela, on opte pour un diamètre de 60 mm. $H_{t2} = H_{t1} + H_t = 20,854 + 27,198 = 48,052$ est inférieure à la hauteur géométrique $H_g = 108,98$ m. La condition est donc vérifiée, avec une vitesse de 0,566 m/s.

L'ouverture de la vanne est déterminée d'après l'abaque (Annexe 2): $\theta = 68,2^\circ$

IV.7.9. Tronçon point de bifurcation A - Station de pompage (Tabouanant)

Données:

- longueur : $L = 2237$ m,
- débit : $Q = 0,0005$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g = 191,98$ m.

Les formules (IV.3) et (IV.4) illustrent que les diamètres normalisés sont : 20mm et 60mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.25) ci-dessous :

Tableau (IV.25) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
2237	0,02	1,592	31847,134	0,050	0,072	0,4679	1224,464
2237	0,06	0,698	15923,567	0,025	0,054	0,0109	48,783

L'eau s'écoule gravitairement du point de bifurcation A vers la station de reprise SR3. La condition $H_t \leq H_g$ doit être vérifiée, pour cela, on opte pour un diamètre de 60 mm. $H_{t3}=H_{t1}+H_t=20,854+48,783=69,637$ est inférieure à la hauteur géométrique $H_g=191,98m$, la condition est donc vérifiée, avec une vitesse de 0,698 m/s.

L'ouverture de la vanne est déterminée d'après l'abaque (Annexe 2): $\theta = 69,4^\circ$

IV.7.10. Tronçon Station de pompage (Tabouanant) - Réservoir Tabouanant

La station de reprise SR3 refoule vers le réservoir Tabouanant.

Données:

- longueur : $L= 700$ m,
- débit : $Q= 0,0005$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g= 189$ m.

Les formules (IV.1) et (IV.2) illustrent que le diamètre normalisé est : 60mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.26), (IV.27), (IV.28) et (IV.29) ci-dessous :

Tableau (IV.26) : Variation des HMT en fonction du diamètre

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
700	0,06	0,708	21231,423	0,033	0,061	0,0515	41,454	230,454

Tableau (IV.27) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

D (m)	P (K.W)	E(K.W.H)	Pe (DA/K.W.H)	Fexp
0,06	1,507	11002,32	4,67	51380,84849

Tableau (IV.28) : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

D (m)	Pu (DA/ml)	L	Dep (DA)	A	Fam (DA)
0,06	12318,190	700	8622733	0,0863	744141,8579

Tableau (IV.29) : Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

D (m)	Fexp	Fam (DA)	Bilan
0,06	51380,848	744141,8579	795522,706

Les calculs effectués ci-dessus, nous donnent le diamètre technico-économique : **D= 60 mm.**

IV.7.11. Tronçon réservoir R1-B

Ce tronçon dessert le réservoir de Sadjji moka (à droite) et les réservoirs de Tiniri, Belayed et Ouled Serradj par le point de bifurcation B.

Données:

- longueur : $L= 2340$ m,
- débit : $Q= 0,025$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g= 107,98m$.

Les formules (IV.3) et (IV.4) illustrent que les diamètres normalisés sont : 200mm et 250mm. Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.30) ci-dessous :

Tableau (IV.30) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
2340	0,2	0,796	159235,67	0,005	0,031	0,0050	13,396
2340	0,25	0,510	127388,54	0,004	0,029	0,0015	4,108

L'eau s'écoule gravitairement du réservoir R2 pour arriver au point de bifurcation B. La condition $H_t \leq H_g$ doit être vérifiée, pour cela, on opte pour un diamètre de 200 mm. $H_{t1}=13,396$ est inférieure à la hauteur géométrique $H_g=107,98m$, la condition est donc vérifiée, avec une vitesse de 0,796 m/s.

IV.7.12. Tronçon B-C

Ce tronçon dessert le réservoir de Belayad et Ouled serradj (à droite) et le réservoir de Tiniri (à gauche) par le point de bifurcation C.

Données:

- longueur : $L= 4592$ m,
- débit : $Q= 0,017$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g= 154,78m$.

Les formules (IV.3) et (IV.4) illustrent que les diamètres normalisés sont : 125mm, 200mm et 250mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.31) ci-dessous :

Tableau (IV.31) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
4592	0,125	1,386	173248,41	0,008	0,036	0,0280	147,677
4592	0,15	0,962	144373,67	0,007	0,034	0,0106	55,982
4592	0,2	0,541	108280,25	0,005	0,031	0,0023	12,156

L'eau s'écoule gravitairement du réservoir R2 au point de bifurcation A. La condition $H_t \leq H_g$ doit être vérifiée, pour cela, on opte pour un diamètre de 150 mm. $H_{t2}=H_{t1}+H_t=13,396+55,982=69,378$ m est inférieure à la hauteur géométrique $H_g=154,78m$, la condition est donc vérifiée, avec une vitesse de 0,962 m/s.

IV.7.13. Tronçon C - Réservoir Tiniri

Données:

- longueur : $L= 20$ m,
- débit : $Q= 0,0042$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g= 156,78$ m.

Les formules (IV.3) et (IV.4) illustrent que les diamètres normalisés sont : 60mm, 80mm et 100mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.34) ci-dessous :

Tableau (IV.34) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
20	0,06	1,486	89171,9745	0,017	0,046	0,0864	1,986
20	0,08	0,836	66878,9809	0,013	0,042	0,0185	0,425
20	0,1	0,535	53503,1847	0,010	0,038	0,0056	0,129

La condition $H_t \leq H_g$ doit être vérifiée, pour satisfaire cette condition, on opte pour un diamètre de 60 mm. $H_{t3} = H_{t2} + H_t = 69,378 + 1,986 = 71,364$ m est inférieure à la hauteur géométrique $H_g = 156,78$ m, la condition est donc vérifiée, avec une vitesse de 1,486 m/s.

L'ouverture de la vanne est déterminée d'après l'abaque (Annexe 2): $\theta = 71,7^\circ$

IV.7.14. Tronçon C-D

Ce tronçon dessert le réservoir d'Ouled Serradj (à droite) et le réservoir de Belayed (à gauche) par le point de bifurcation D.

Données:

- longueur : $L = 3420$ m,
- débit : $Q = 0,013$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g = 168,98$ m.

Les formules (IV.3) et (IV.4) illustrent que le diamètre normalisé est : 150mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.35) ci-dessous :

Tableau (IV.35) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
3420	0,15	0,736	110403,4	0,007	0,034	0,0062	24,381

L'eau s'écoule gravitairement du réservoir R2 pour arriver au point de bifurcation A. La condition $H_t \leq H_g$ doit être vérifiée, pour cela, on opte pour un diamètre de 150 mm. $H_{t4} = H_{t2} + H_t = 69,378 + 24,381 = 93,759$ m est inférieure à la hauteur géométrique $H_g = 275,98$ m, la condition est vérifiée, avec une vitesse de 0,736 m/s.

IV.7.15. Tronçon D - Réservoir Belayed

Données:

- longueur : $L = 230$ m,
- débit : $Q = 0,0097$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g = 172,98$ m.

Les formules (IV.3) et (IV.4) illustrent que les diamètres normalisés sont : 100mm, 125mm et 250mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.36) ci-dessous :

Tableau (IV.36) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
230	0,1	1,236	123566,88	0,010	0,038	0,0299	7,913
230	0,125	0,791	98853,503	0,008	0,036	0,0091	2,408
230	0,15	0,549	82377,919	0,007	0,034	0,0035	0,913

La condition $H_t \leq H_g$ doit être vérifiée, pour satisfaire cette condition, on opte pour un diamètre de 100 mm. $H_{t5} = H_{t4} + H_t = 93,759 + 7,913 = 101,672$ m est inférieure à la hauteur géométrique $H_g = 156,78$ m, la condition est vérifiée, avec une vitesse de 1,486 m/s.

L'ouverture de la vanne est déterminée d'après l'abaque (Annexe 2): $\theta = 72,2^\circ$

IV.7.16. Tronçon D-Ouled Serradj

Données:

- longueur : $L = 1110$ m,
- débit : $Q = 0,0031$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g = 241,98$ m.

Les formules (IV.3) et (IV.4) illustrent que les diamètres normalisés sont : 60mm et 80mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.37) ci-dessous :

Tableau (IV.37) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
1110	0,06	1,097	65817,410	0,017	0,046	0,0470	60,057
1110	0,08	0,617	49363,057	0,013	0,042	0,0101	12,851

L'eau s'écoule gravitairement du réservoir R2 pour arriver au point de bifurcation A. La condition $H_t \leq H_g$ doit être vérifiée, pour satisfaire cette condition, on opte pour un diamètre de 60 mm. $H_{t6} = H_{t4} + H_t = 93,759 + 60,057 = 153,8$ m est inférieure à la hauteur géométrique $H_g = 241,98$ m, la condition est donc vérifiée, avec une vitesse de 1,097 m/s.

L'ouverture de la vanne est déterminée d'après l'abaque (Annexe 2): $\theta = 72,2^\circ$

IV.7.17. Tronçon B-Sadji Moka

Données:

- longueur : $L = 1617$ m,
- débit : $Q = 0,0078$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g = 90,98$ m.

Les formules (IV.3) et (IV.4) illustrent que les diamètres normalisés sont : 100mm et 125mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.38) ci-dessous :

Tableau (IV.38) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
1617	0,1	0,994	99363,057	0,010	0,038	0,0193	35,970
1617	0,125	0,636	79490,446	0,016	0,045	0,0075	13,903

L'eau s'écoule gravitairement du réservoir R2 vers le point de bifurcation A. La condition $H_t \leq H_g$ doit être vérifiée, pour cela, on opte pour un diamètre de 60 mm. $H_{t7} = H_{t1} + H_t = 13,396 + 35,970 = 49,366$ est inférieure à la hauteur géométrique $H_g = 90,98$ m, la condition est vérifiée, avec une vitesse de 0,994 m/s.

L'ouverture de la vanne est déterminée d'après l'abaque (Annexe 2): $\theta = 66,5^\circ$

IV.7.18. Tronçon réservoir Sadji Moka- SR5

La station de reprise refoule vers le réservoir SR3.

Données:

- longueur : $L= 3550$ m,
- débit : $Q= 0,006$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g= 74$ m.

Les formules (IV.1) et (IV.2) illustrent que les diamètres normalisés sont : 80mm et 100mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.39), (IV.40), (IV.41) et (IV.42) ci-dessous :

Tableau (IV.39) : Variation des HMT en fonction du diamètre

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT (m)
3550	0,08	1,194	95541,401	0,013	0,042	0,0377	153,970	227,970
3550	0,1	0,764	76433,121	0,010	0,038	0,0114	46,728	120,728

Tableau (IV.40) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

D (m)	P (K.W)	E(K.W.H)	Pe (DA/K.W.H)	Fexp
0,08	17,891	2691,25	4,67	12568,1375
0,1	9,475	3458,3	4,67	16150,261

Tableau (IV.41) : Variation des d'investissement en fonction frais du diamètre

D (m)	Pu (DA/ml)	L	Dep (DA)	A	Fam (DA)
0,08	8948,090	3550	31765719,5	0,0863	2741381,593
0,1	12318,190	3550	43729574,5	0,0863	3773862,279

Tableau (IV.42) : Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

D (m)	Fexp	Fam (DA)	Bilan
0,08	12568,138	2741381,593	2753949,730
0,1	16150,261	3773862,279	3790012,540

Les calculs effectués ci-dessus, nous donnent le diamètre technico-économique : **D= 80 mm.**

IV.7.19. Tronçon réservoir SR5- Boni

La station de reprise refoule vers le réservoir Boni.

Données:

- longueur : $L= 3017$ m,
- débit : $Q= 0,006$ m³/s,
- hauteur géométrique : $H_g= 121$ m.

Les formules (IV.1) et (IV.2) illustrent que les diamètres normalisés sont :80mm et 100mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux (IV.43), (IV.44), (IV.45) et (IV.46) suivant:

Tableau (IV.43) : Variation des HMT en fonction du diamètre

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)	HMT
3017	0,08	1,194	95541,401	0,013	0,042	0,0377	130,853	251,853
3017	0,1	0,764	76433,121	0,010	0,038	0,0114	39,712	160,712

Tableau (IV.44) : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre

D (m)	P (K.W)	E(K.W.H)	Pe (DA/K.W.H)	Fexp
0,08	19,765	144287,3378	4,67	673821,8678
0,1	12,613	92072,50604	4,67	429978,6032

Tableau (IV.45) : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre

D (m)	Pu (DA/ml)	L	Dep (DA)	A	Fam (DA)
0,08	8948,090	3017	26996387,53	0,0863	2329788,244
0,1	12318,190	3017	37163979,23	0,0863	3207251,408

Tableau (IV.46) : Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)

D (m)	Fexp	Fam (DA)	Bilan
0,08	673821,868	2329788,244	3003610,112
0,1	429978,603	3207251,408	3637230,011

Les calculs effectués ci-dessus, nous donnent le diamètre technico-économique : **D= 80 mm**.

IV.7.20. Tronçon réservoir Boni - Tazla

Données:

- longueur : L= 4470 m,
- débit : Q= 0,00144 m³/s,
- hauteur géométrique : Hg= 208m.

Les formules (IV.1) et (IV.2) illustrent que les diamètres normalisés sont : 40mm et 60mm.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (IV.47) ci-dessous :

Tableau (IV.47) : calcul des pertes de charge totales dans la conduite

L (m)	D (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
4470	0,04	1,146	45859,873	0,025	0,054	0,0901	462,963
4470	0,06	0,510	30573,248	0,033	0,061	0,0133	68,613

L'eau s'écoule gravitairement du réservoir Boni pour arriver au réservoir Tazla. La condition $H_t \leq H_g$ doit être vérifiée, pour satisfaire cette condition, on opte pour un diamètre de 60 mm. $H_{t1} = H_t = 68,613$ est inférieure à la hauteur géométrique $H_g = 208$ m, la condition est vérifiée avec une vitesse de 0,510 m/s.

L'ouverture de la vanne est déterminée d'après l'abaque (Annexe 2): $\theta = 71,2^\circ$

IV.8. Récapitulatif des résultats

Les résultats de l'adduction des tronçons sont mentionnés dans le tableau (IV.48) ci-dessous :

Tableau (IV.48) : Tableau récapitulatif

Adduction	Tronçon	Débit (m ³ /s)	L (m)	D (mm)	HMT (m)
Refoulement	R Takorabt - R Hubert	0,083	2300	300	215,971
	R Hubert - SR1	0,043	2822	250	81,657
	SR1 - R Azro	0,043	413	200	149,99
	SR2 - SR3	0,032	754	200	61,07
	SR3 - R1	0,032	3620	250	152,393
	RP Tabouanant - R Tabouanant	0,0005	700	60	230,454
	R Sadji Moka - SR4	0,006	3550	80	227,97
	SR4 - R Boni	0,006	3017	80	251,853
Gravitaire	R Azro - SR2	0,032	1550	250	/
	R1 - Bifurcation A	0,021	1121	150	/
	Bifurcation A - R Zina	0,0016	1887	60	/
	Bifurcation A - RP Tabouanant	0,0005	2237	60	/
	R1 - Bifurcation B	0,025	2340	200	/
	Bifurcation B - Bifurcation C	0,017	4592	150	/
	Bifurcation C - R Tiniri	0,0042	20	60	/
	Bifurcation C - Bifurcation D	0,013	3420	150	/
	Bifurcation D - R Belayed	0,0097	230	100	/
	Bifurcation D - R Ouled Serradj	0,0031	1110	60	/
	Bifurcation B - R Sadji Moka	0,0078	1617	100	/
R Boni - R Tazla	0,00144	4470	60	/	

IV.9. Conclusion

A travers ce chapitre, consacré à l'adduction, nous présumons avoir touché aux grands axes de l'étude technico-économique, en calculant les différents paramètres, à savoir: la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée, les frais d'exploitations, et ainsi avoir opté également pour le matériau qui nous paraît être le plus adapté au projet (la fonte ductile).

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

CHAPITRE V :

POMPES

V.1. Introduction

La pompe est une machine hydraulique qui aspire un fluide d'une région à basse niveau pour le refouler à une région à plus haute niveau. Ainsi d'après cette définition, on peut dire que le rôle de la machine consiste à augmenter la pression du fluide qui se traduit par la transformation de l'énergie mécanique, fournie par un moteur, en énergie hydraulique.

Une pompe permet ainsi de vaincre entre les deux extrémités d'un circuit :

- une différence de pression ;
- une différence d'altitude ;
- une perte de charge due à la longueur de la canalisation et à ses divers accidents (coudes, vannes, turbines, etc).

V.2. Classification des pompes

On distingue deux grandes familles de pompes :

- 1) Les pompes volumétriques dont l'écoulement résulte d'une variation de volume de l'espace occupé par le liquide.
- 2) Les turbopompes, leur principe consiste dans le déplacement d'un liquide de l'aspiration vers le refoulement au moyen de l'élément actif que l'on appelle la roue ou rotor, on distingue :
 - les pompes axiales ;
 - les pompes centrifuges ;
 - les pompes hélico-centrifuges.

Dans le domaine de l'alimentation en eau potable, les pompes centrifuges sont les plus utilisées pour les avantages qu'elles présentent, on peut citer :

- elles refoulent des grands débits à des hauteurs importantes;
- elles ont un rendement acceptable;
- elles garantissent un volume d'encombrement réduit, un service relativement silencieux.

V.3. Courbe caractéristique d'une pompe

Les courbes principales qui caractérisent une pompe et qui expriment ses performances, sont pour une vitesse de rotation donnée, au nombre de trois courbes (figure (V.1)) :

- **la courbe débit-hauteur ($f(Q)=H$)** : qui exprime les variations des différentes hauteurs en fonction du débit ;
- **la courbe rendement-débit ($f(Q)=\eta$)** : elle exprime les variations des débits en fonction des puissances, cette courbe présente un maximum pour une certaine valeur du débit, elle passe par l'origine, puisque pour $Q=0$ le rendement est nul ;

- **la courbe puissance-débit ($f(Q)=p$)** : elle exprime les variations des débits en fonction des puissances.

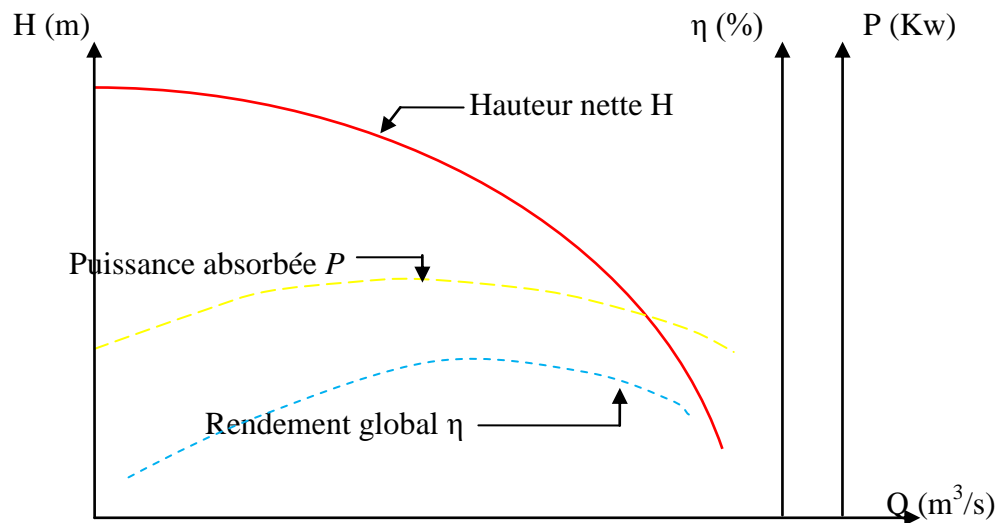


Figure (V.1): Courbe caractéristiques d'une pompe

V.4.Choix de type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- meilleur rendement ;
- vérifier la condition de non cavitation ;
- encombrement et poids les plus faibles ;
- vitesse de rotation la plus élevée ;
- puissance absorbée minimale ;
- être fabriquée en série.

V.5. Couplage des pompes

Dans certains cas la hauteur ou le débit ne peuvent pas être satisfaits avec une seule pompe, nous devons recourir à l'utilisation de plusieurs pompes.

V.5.1. Couplage en parallèle

Il est utilisé pour garder une même hauteur et augmenter le débit pompé, il est préférable d'utiliser des pompes identiques ce qui évite les risques de décrochage et améliore le rendement .

V.5.2. Couplage en série

Il s'emploie lorsqu'on veut augmenter la hauteur de refoulement, la caractéristique de l'ensemble s'obtient en ajoutant au débit donné la hauteur de chaque pompe.

V.6. Caractéristiques des pompes

V.6.1. Hauteur manométrique

Elle est calculée en sommant la hauteur géométrique entre la station de pompage et le point d'arrivée de l'eau avec les pertes de charge à l'aspiration et au refoulement, elle est donnée par la formule suivante [10].

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

Avec :

- J_{asp} : pertes de charge à l'aspiration en (m)
- J_{ref} : pertes de charge au refoulement en (m)

V.6.2. La vitesse de rotation

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tours effectués par la pompe en unité de temps (tr/mm).

V.6.3. La puissance

On distingue deux types de puissances :

V.6.3.1. La puissance à fournir à la pompe

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la pompe [10] :

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

Avec :

- Q : débit refoulé en (m³/s)
- η : rendement de la pompe en (%)

V.6.3.2. La puissance utile

Elle est calculée avec la formule suivante [10] :

$$P_u = 1,2 \times P_a \quad (V.3)$$

V.6.4. Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance à fournir à la pompe [10].

$$\eta = \frac{P_u}{P} \quad (V.4)$$

V.6.5. Le point de fonctionnement

V.6.5.1. Caractéristique d'un réseau hydraulique

Un réseau muni d'une pompe est caractérisé par une courbe hauteur-débit, obtenue en ajoutant à la hauteur d'élévation de l'eau les pertes de charge par refoulement dans les tuyauteries. La caractéristique du réseau ainsi définie, ramenée à une cote de référence est [10]:

$$H = H_g + 1,15 \times RQ^2 \quad (\text{V.5})$$

Avec :

- RQ^2 : Valeur de la perte de charge au point considéré (m) ;
- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m) ;
- H : charge totale en fonction du débit (m).

V.6.5.2. Point de fonctionnement d'une pompe débitant dans une conduite

Il est défini par un débit Q et une hauteur H , auquel la pompe débite dans les conditions optimales d'utilisation, il est noté $P(Q,H)$. Graphiquement, c'est le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe ($H=f(Q)$) et la courbe caractéristique du réseau ($H_{\text{réseau}}=f(Q)$).

Le point (P) doit être situé au droit du rendement maximal de la pompe.

V.7. Réalisation du point de fonctionnement

Dans des cas fréquents, le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, nous devons alors procéder à des modifications dans le dimensionnement ou dans le fonctionnement de la pompe.

V.7.1. réduction ou augmentation de temps de pompage

Les points de fonctionnement et autant à droite de P_1 , le débit sera plus important que Q_1 , donc le temps de pompage doit être diminué (figure (V.2)).

Le volume d'eau étant dans le réservoir : (pour un temps de fonctionnement de 20h).

$$V(m^3) = 20 \times Q_1 \quad (\text{V.6})$$

Il est obtenu après refoulement de Q pendant un temps T_p .

$$20 \times Q_1 = T_p * Q \quad \text{Donc} \quad T_p = 20 * \frac{Q_1}{Q} \quad (\text{V.7})$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H_1}{\eta} \quad [\text{KW}] \quad (\text{V.8})$$

V.7.2. régulation par étouffement (le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_1 (figure (V.2)).

$$H' = H_1 + h \text{ (m)} \quad (\text{V.9})$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ [KW]} \quad (\text{V.10})$$

Avec :

- h : perte de charge provoquée par le pompage.
- H_1 : la distance entre le point de travail désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe.

V.7.3. Rognage de la roue de la pompe

La solution à apporter consiste en le rognage de la roue de la pompe, et cela dans le but de ramener les deux points de fonctionnement (celui de la pompe et celui désiré) à la même position (Figure (V.2)).

Le rognage est déterminé par la formule suivante [5] :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{\frac{1}{2}} = \frac{D_1}{D_2} \quad (\text{V.11})$$

D_1 et D_2 : diamètres de la roue avant et après le rognage

Le nouveau diamètre sera:

$$D_2 = m * D_1 \quad (\text{V.12})$$

Avec

$$r = 1 - m \quad (\text{V.13})$$

- m : coefficient de rognage ;
- r : le pourcentage de rognage.

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{\eta} \quad (\text{V.14})$$

V.7.4. 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 (Figure (V.2)).

On trace la parabole d'équation $H = a_e * Q^2$ (courbe d'isorendement), la valeur du facteur (a_e) est donnée par la formule :

$$a_e = \frac{H_0}{Q_0^2}$$

Cette courbe passe par le point P0 (Q_0, H_0), et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P1 (Q_1, H_1)

Appliquons les lois de similitudes [5] :

$$\frac{H_1}{H_0} = \left(\frac{N_1}{N_0}\right)^2 \quad (V.15)$$

Et

$$\frac{Q_1}{Q_0} = \frac{N_1}{N_0} \quad (V.16)$$

D'après les deux équations ci-dessus on aura ;

$$H_1 = \left(\frac{Q_1}{Q_0}\right)^2 * H_0 \quad (V.17)$$

V.8. Le phénomène de la cavitation

La cavitation décrit la naissance de cavités remplies de vapeurs ou gaz dans un liquide en mouvement. Quand le liquide coule dans le tuyau d'aspiration et qu'il entre dans l'œil de l'impulseur, sa vitesse augmente, ce qui amène à une réduction de pression. La pression du liquide est réduite à une valeur égale ou inférieure à sa pression de vapeur, là où les petites bulles ou poches de vapeur commencent à se former. Continuant son mouvement dans l'impulseur, le liquide arrive à une zone de pression plus élevée et les cavités de vapeur disparaissent. C'est cette disparition de poches de vapeur qui cause le bruit relié à la cavitation. Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe à savoir [11] :

- vibration anormales;
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations;
- arrachement de matière dans les zones d'implosion;
- chute de débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation.

Toute pompe possède une capacité pratique d'aspiration en dessous de laquelle il y a lieu de tenir, on doit assurer à l'aspirateur une certaine pression dite $(NPSH)_d$ (charge nette minimale disponible à l'aspiration), qui est la valeur de la pression absolue diminuée de la tension de vapeur pour la température de l'eau (donnée par le constructeur). (Figure(V.2)).

Elle sera supérieure à la charge minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ (donnée par le constructeur) $(NPSH)_d > (NPSH)_r$.

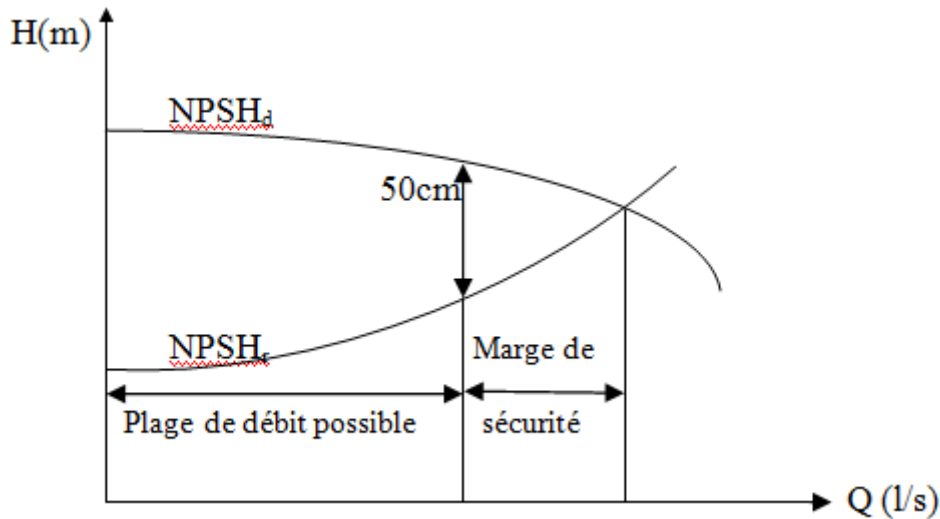


Figure (V-2) : Courbes des NPSH

Avec :

- Pour une aspiration en charge :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g * \rho} + H_a - (J_{asp} + h_v) \quad (V.18)$$

- Pour une aspiration en dépression :

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g * \rho} - H_a - (J_{asp} + h_v) \quad (V.19)$$

Et

$$\frac{P_0}{g * \rho} = P_{atm} - 0,0012 * b \quad (V.20)$$

- H_a : hauteur d’aspiration.
- J_{asp} : perte de charge à l’aspiration.
- $\frac{P_0}{g * \rho}$: pression en metre de colonne d’eau au point d’aspiration.
- h_v : tension de vapeur d’eau pompée à la température considérée en m. Elle est de 0,24 pour $T = 20^\circ C$.
- b : altitude.

Tableau (V.1) : Tension de vapeur de l’eau pompée en fonction de la température

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
h_0 (mce)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.80	10.3

V.9. Motorisation

Lors du choix du moteur, c'est la puissance absorbée par la pompe qui détermine la puissance délivrée par le moteur, donc il faut que le moteur ait une puissance suffisante pour satisfaire toutes les situations de fonctionnement de l'installation. La conséquence directe d'une surcharge du moteur est une augmentation de la température du bobinage. Lorsqu'elle dépasse la température limite prévue selon la classe d'isolation choisie correspondant à durée de vie acceptable, la durée de vie de l'isolateur diminue. Un dépassement de la température limite conduit à la diminution de la durée de vie de l'isolation [4].

V.10. Choix de type des pompes pour les différentes stations

V.10.1. Station de pompage Takorabt

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 83,20$ l/s.
- $H_{mt} = 215,971$ m.
- $H_g = 199$ m.

Selon le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (PM 125/3 C) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 50 Hz
- Diamètre refoulement : DN 125 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN150 (UNI PN25)
- $N : 2900$ tr/min
- $P : 315$ Kw
- $\eta = 76,4\%$
- $NPSH_r = 8,21$ m

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (V.2) suivant :

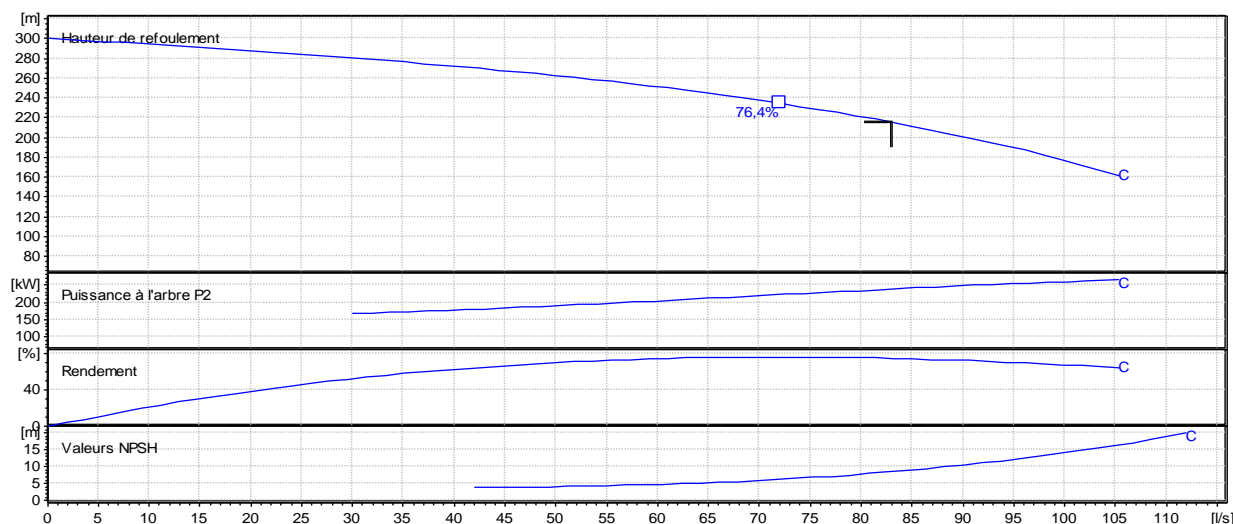


Figure (V.3) : courbe caractéristiques de la pompe de la station de pompage takorabt

Vérification de la cavitation

- NPSHr = 8,21 m.
- Cote du plan d'aspiration : $C_a = 516,5$ m.
- Cote de l'axe de la pompe : $C_p = 514$ m.
- Hauteur d'aspiration : $h_a = C_a - C_p = 2,5$ m.

$h_a > 0$, d'où la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_o}{g \cdot \rho} = 10,33 - 0,0012 \cdot 516,5 = 9,71 \text{ m.}$$

$$J_{asp} = 0 \text{ m.}$$

$$(NPSH)_d = 9,71 + 2,5 - (0 + 0,24) = 11,97 \text{ m.}$$

On a alors : $(NPSH)_d > NPSH_r$, d'où la pompe ne cavite pas.

V.10.2. Station de pompage Hubert

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 43$ l/s.
- $H_{mt} = 81,657$ m.
- $H_g = 67$ m.

Selon le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge monocanal à axe horizontal (MEC-A 3/100B) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 50 Hz
- Diamètre refoulement : DN100 1600
- Raccord d'aspiration : DN125 1600
- $N : 2920$ tr/min
- $P : 48,7$ Kw
- $\eta = 74,1\%$
- $NPSH_r = 4,05$ m

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (V.3) suivant :

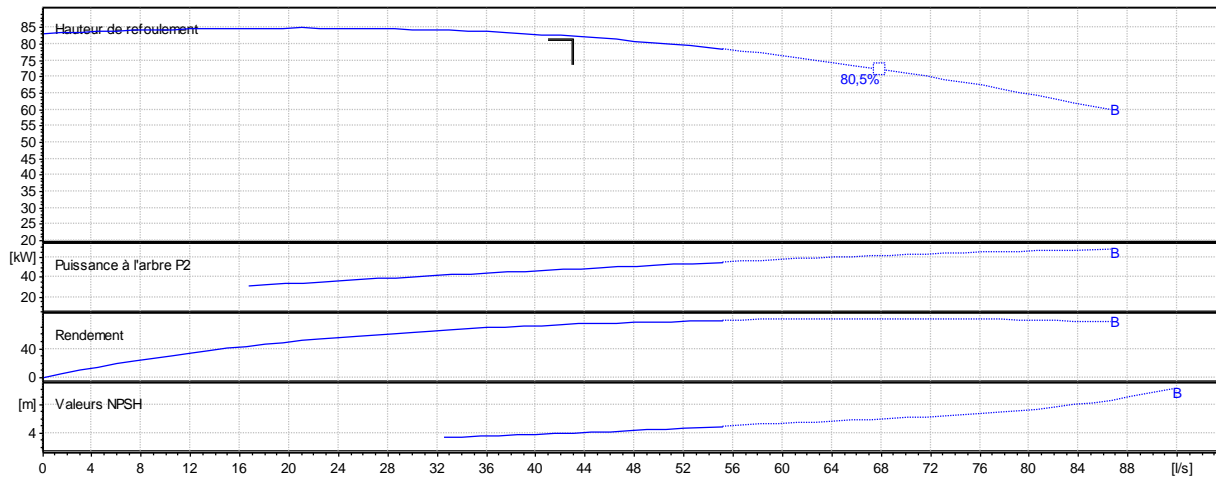


Figure (V.4) : courbe caractéristiques de la pompe de la station de pompage Hubert

Vérification de la cavitation

- NPSHr = 4,05 m.
- Cote du plan d'aspiration : $C_a = 719,5$ m.
- Cote de l'axe de la pompe : $C_p = 716$ m.
- Hauteur d'aspiration : $h_a = C_a - C_p = 3,5$ m.

$h_a > 0$, d'où la pompe est montée en charge.

$$\frac{P_o}{g \cdot \rho} = 10,33 - 0,0012 \cdot 719,5 = 9,47 \text{ m.}$$

$$J_{asp} = 0 \text{ m.}$$

$$(NPSH)_d = 9,47 + 3,5 - (0 + 0,24) = 12,73 \text{ m.}$$

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

V.10.3. Station de reprise SR1

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 43$ l/s.
- Hmt = 149,99 m.
- Hg = 143 m.

Selon le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (PM 100/ 3 B) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 50 Hz
- Diamètre refoulement : DN 100 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration : DN125 (UNI PN25)
- N : 2900 tr/min
- P: 94,8 Kw
- $\eta = 72,9\%$
- NPSHr = 5,97 m.

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, nous devons le réaliser:

- le point de fonctionnement donné (46,8 l/s, 151 m).
- le point de fonctionnement désiré P0 (43 l/s, 149,99 m).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (V.4) suivant :

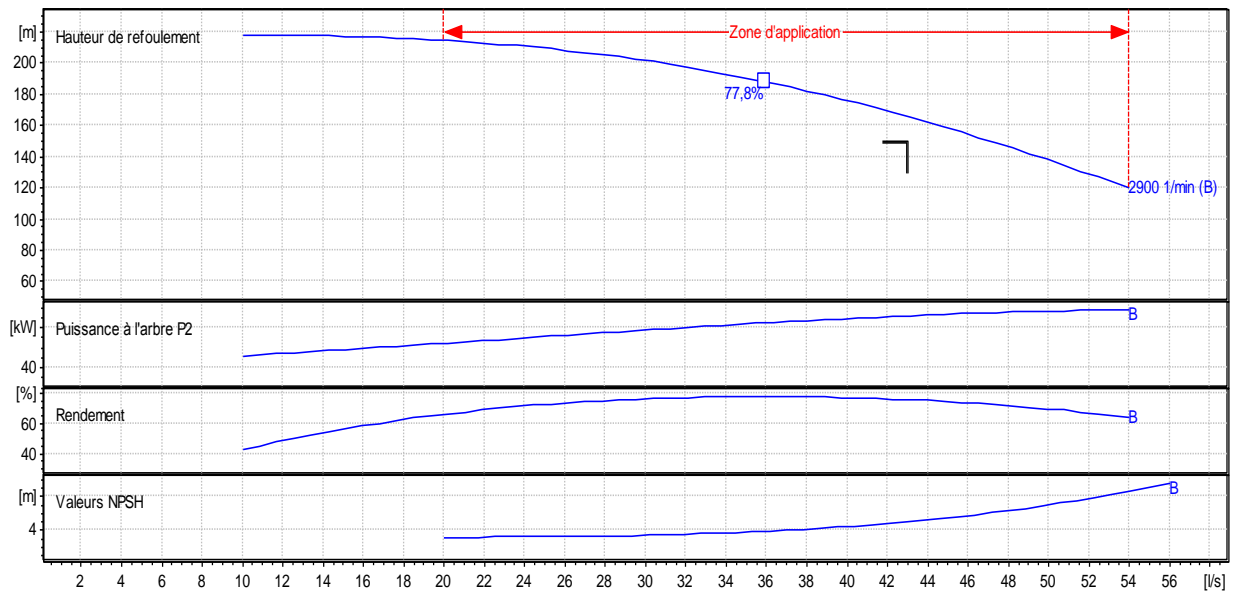


Figure (V.5) : courbe caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR1

• **Réalisation du point de fonctionnement**

A-Réduction du temps de pompage

$$20 * Q1 = Tp * Q$$

$$Tp = 20 * \frac{Q1}{Q} = 20 * \frac{43}{46,8} = 18,37 H$$

Donc le temps de pompage sera 18 h et 22 min.

Alors

$$P = \frac{9,81 * Q * Hmt}{\eta} = \frac{9,81 * 0,043 * 151}{0,729} = 87,37 KW$$

B- Le vannage

$$h = H' - H1 = 166 - 149,99 = 16,01 m$$

$$P = \frac{9,81 * Q * H'}{\eta} = \frac{9,81 * 0,043 * 166}{0,729} = 96,05 KW$$

C- Le rognage

Dans le cas ou la pompe est multicellulaire, cette solution n'est pas commode en raison du nombre de cellules qu'il faut rogner.

D- Variation de la vitesse de rotation

On a la courbe caractéristique de la pompe est :

- **Calcul de la courbe iso-rendement**

$$\frac{H1}{H0} = \frac{Q1^2}{Q0^2} = \frac{N1^2}{N0^2}$$

$$H1 = \frac{H0}{Q0^2} * Q1^2$$

$$H1 = \frac{149,99}{43^2} * Q1^2 = 0,0811 * Q1^2$$

La courbe passant par le point désiré P0 (43l/s, 149,99m) coupe la courbe de la pompe au point P1 (Q1 ; H1)

On a le point P1 est homologue au point P0 donc :

$$H_p = H1$$

$$-0,0337 * Q^2 + 237,9 = 0,0811 * Q^2$$

Qui nous donne le point P1 (45,52 l/s ; 168,06 m).

Appliquant les lois de similitudes :

$$\frac{Q1}{Q0} = \frac{N1}{N0} \quad ; \quad N0 = \frac{Q0 * N1}{Q1}$$

$$N1 = \frac{43 * 2900}{45,52} = 2740 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{9,81 * Q0 * H0}{\eta} = \frac{9,81 * 0,043 * 149,99}{0,729} = 86.8 \text{ Kw}$$

- **Résultats**

Les résultats des frais d'exploitation entre les différentes variantes sont représentés dans le tableau (V.2) ci-dessous :

Tableaux (V.2) : Bilan des frais d'exploitation

Variante	P (K.W)	E(K.W.H)	Pe (DA/K.W.H)	Fexp
Temps de pompage	87,37	585820,21	4,67	2735780,42
Vannage	96,05	701165	4,67	3274440,55
Rognage	/	/	/	/
Variation de N	86,8	633640	4,67	2959098,8

Nous opterons pour un changement du temps de pompage car elle présente un frais d'exploitation minimal.

La courbe caractéristique de la pompe après changement du temps de pompage est représentée da la figure (V.5) ci-dessous:

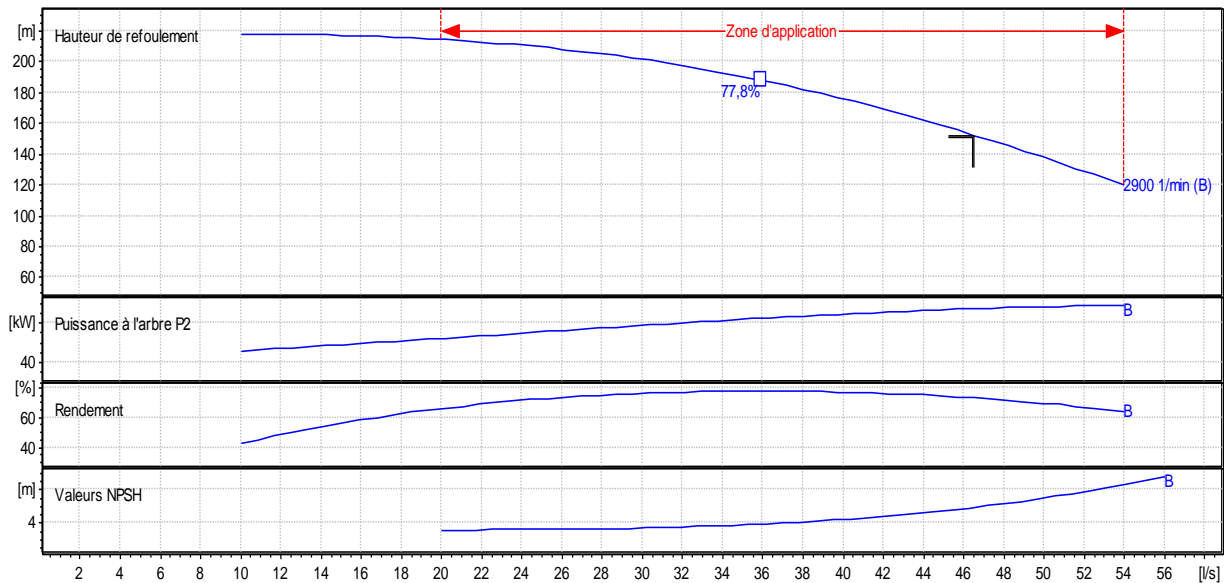


Figure (V.6) : courbe caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR1 après changement du temps de pompage

Vérification de la cavitation

- NPSHr = 5,97 m.
- Cote du plan d’aspiration : $Ca = 782,5$ m.
- Cote de l’axe de la pompe : $Cp = 781$ m.
- Hauteur d’aspiration : $ha = Ca - Cp = 1,5$ m.

$ha > 0$, d’où la pompe est montée en charge d’où $Jasp = 0$ m.

$$\frac{Po}{g \cdot \rho} = 10,33 - 0,0012 \cdot 782,5 = 9,39 \text{ m.}$$

$$(NPSH)d = 9,39 + 1,5 - (0 + 0,24) = 10,65 \text{ m.}$$

On a alors : $NPSHd > NPSHr$, d’où la pompe ne cavite pas.

V.10.4. Station de reprise SR2

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 32$ l/s.
- $Hmt = 61,07$ m.
- $Hg = 54$ m.

Selon le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge monocanal à axe horizontal (MEC-A 4/125A) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 50 Hz
- Diamètre refoulement : DN125 1600 kpa
- Raccord d'aspiration : DN150 1600 kPa
- N : 1460 tr/min
- P: 31,7 Kw
- $\eta = 63,1 \%$
- NPSHr = 0,923 m

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, nous devons le réaliser :

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (V.6) suivant :

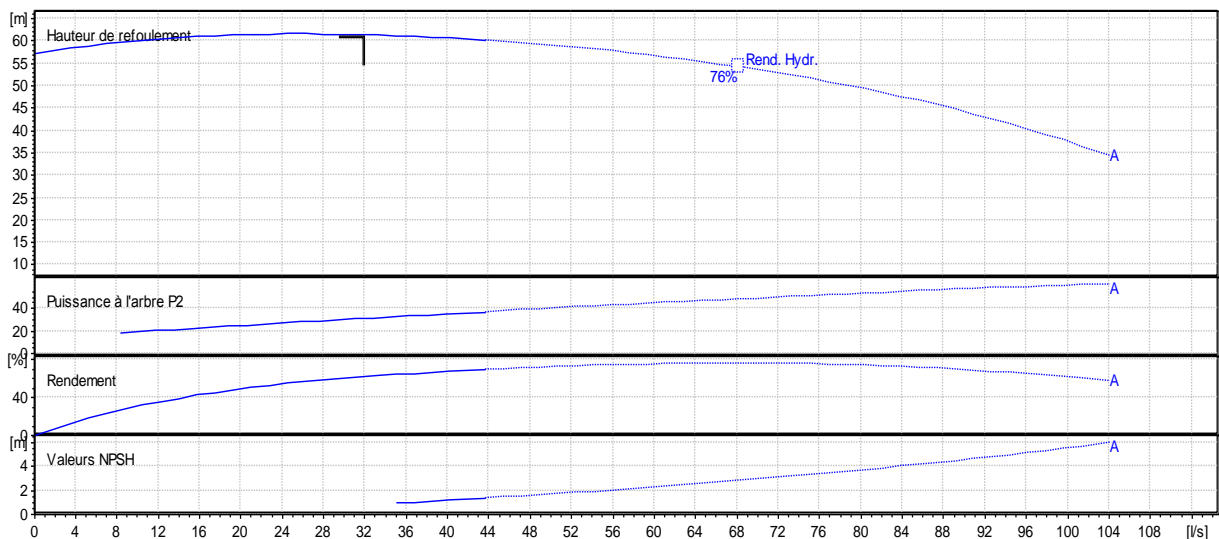


Figure (V.7) : courbe caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR2

Vérification de la cavitation

- NPSHr = 0,923 m.
- Cote du plan d'aspiration : $Ca = 905,5$ m.
- Cote de l'axe de la pompe : $Cp = 904$ m.
- Hauteur d'aspiration : $ha = Ca - Cp = 1,5$ m.

$ha > 0$, d'où la pompe est montée en charge, d'où $Jasp = 0$ m.

$$\frac{Po}{g \cdot \rho} = 10,33 - 0,0012 \cdot 905,5 = 9,24 \text{ m.}$$

$$NPSH)d = 9,24 + 2,5 - (0 + 0,24) = 11,5 \text{ m.}$$

On a alors : $NPSHd > NPSHr$, d'où la pompe ne cavite pas.

V.10.5. Station de reprise SR3

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 32 \text{ l/s}$.
- $H_{mt} = 152,393 \text{ m}$.
- $H_g = 141,98 \text{ m}$.

Selon le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (PM 80/ 4 A) dont les caractéristique sont :

- Fréquence : 50 Hz
- Diamètre refoulement: DN 80 (UNI PN 40)
- Raccord d'aspiration : DN100 (UNI PN25)
- $N : 2900 \text{ tr/min}$
- $P : 64,7 \text{ Kw}$
- $\eta = 72,5 \%$
- $NPSH_r = 5,97 \text{ m}$

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (V.7) suivant :

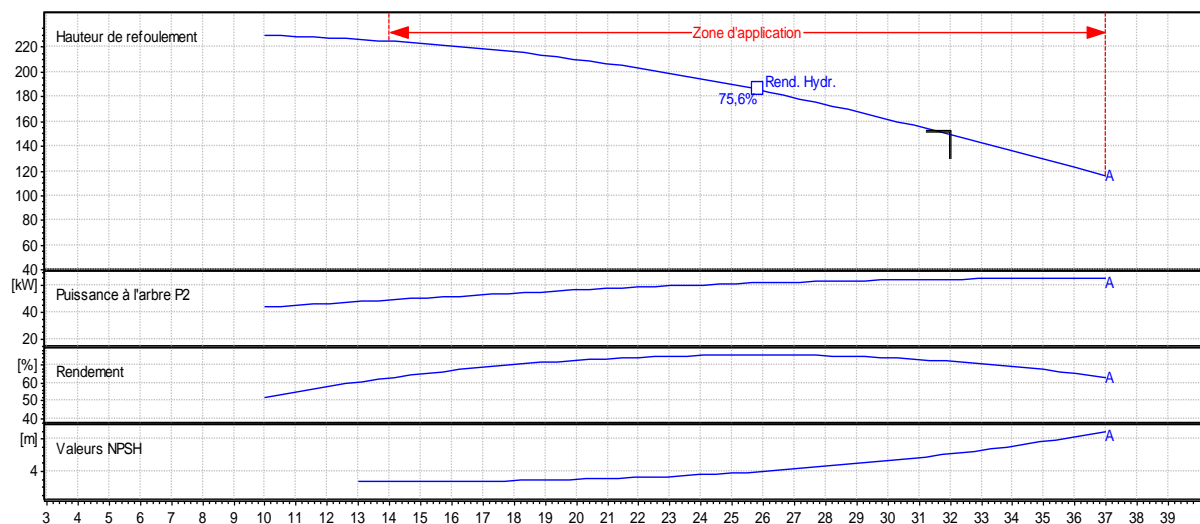


Figure (V.8) : courbe caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR3

Vérification de la cavitation.

- $NPSH_r = 5,97 \text{ m}$.
- Cote du plan d'aspiration : $C_a = 959,5 \text{ m}$.
- Cote de l'axe de la pompe : $C_p = 958 \text{ m}$.
- Hauteur d'aspiration : $h_a = C_a - C_p = 1,5 \text{ m}$.

$h_a > 0$, d'où la pompe est montée en charge, d'où $J_{asp} = 0 \text{ m}$, $\frac{P_o}{g \cdot \rho} = 10,33 - 0,0012 \cdot 959,5 = 9,18$.

$NPSH)_d = 9,18 + 1,5 - (0 + 0,24) = 10,44 \text{ m}$.

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

V.10.6. Réservoir de pompage Tabaounant

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 12 \text{ l/s}$.
- $H_{mt} = 230,454 \text{ m}$.
- $H_g = 189 \text{ m}$.

Selon le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (HMU50-1/ 6A) dont les caractéristique sont :

- Fréquence : 50 Hz
- Diamètre refoulement: DN50 (UNI PN40)
- R accord d'aspiration : DN80 (UNI PN16)
- $N : 2900 \text{ tr/min}$
- $P : 39 \text{ Kw}$
- $\eta = 70,7 \%$
- $NPSH_r = 2,53 \text{ m}$

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

- le point de fonctionnement donné (12 l/s, 230,454 m).
- le point de fonctionnement désiré P_0 (12/s, 231,5 m).

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (V.8) suivant :

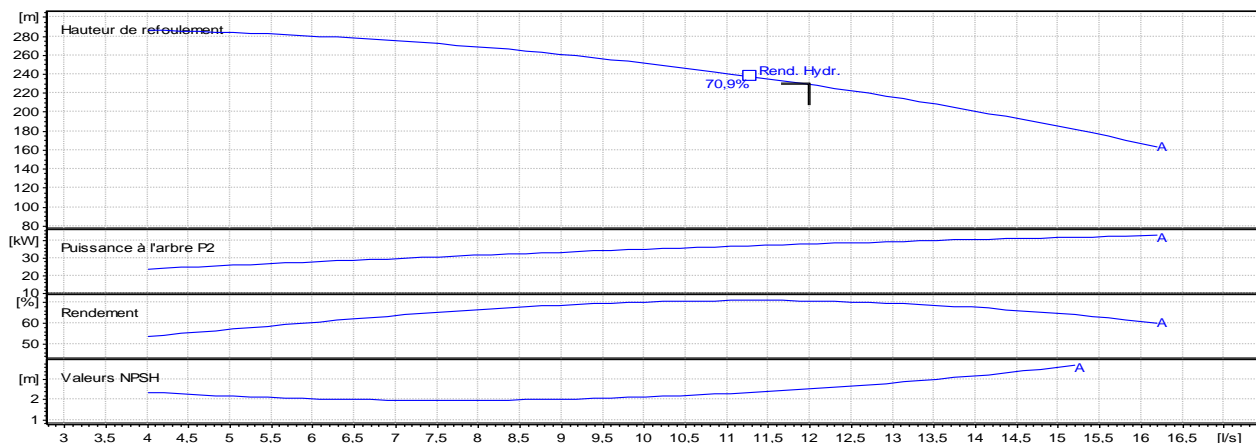


Figure (V.9) : courbe caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR4

Vérification de la cavitation

- $NPSH_r = 2,53 \text{ m}$.
- Cote du plan d'aspiration : $C_a = 909,5 \text{ m}$.
- Cote de l'axe de la pompe : $C_p = 907 \text{ m}$.
- Hauteur d'aspiration : $h_a = C_a - C_p = 2,5 \text{ m}$.

$h_a > 0$, d'où la pompe est montée en charge, d'où $J_{asp} = 0 \text{ m}$, $\frac{P_0}{g \cdot \rho} = 10,33 - 0,0012 \cdot 909,5 = 9,23 \text{ m}$.

$NPSH)_d = 9,23 + 1,5 - (0 + 0,24) = 7,97 \text{ m}$.

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

V.10.7. Station de pompage sadji

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 6 \text{ l/s.}$
- $H_{mt} = 227,970 \text{ m.}$
- $H_g = 74 \text{ m.}$

Selon le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge monocanal à axe horizontal (HMU40-2/ 7A) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 50 Hz
- Diamètre refoulement: DN40 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration: DN65 (UNI PN16)
- $N : 2900 \text{ tr/min}$
- $P : 19,6 \text{ Kw}$
- $\eta = 68,1 \%$
- $NPSH_r = 1,95 \text{ m}$

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (V.8) suivant :

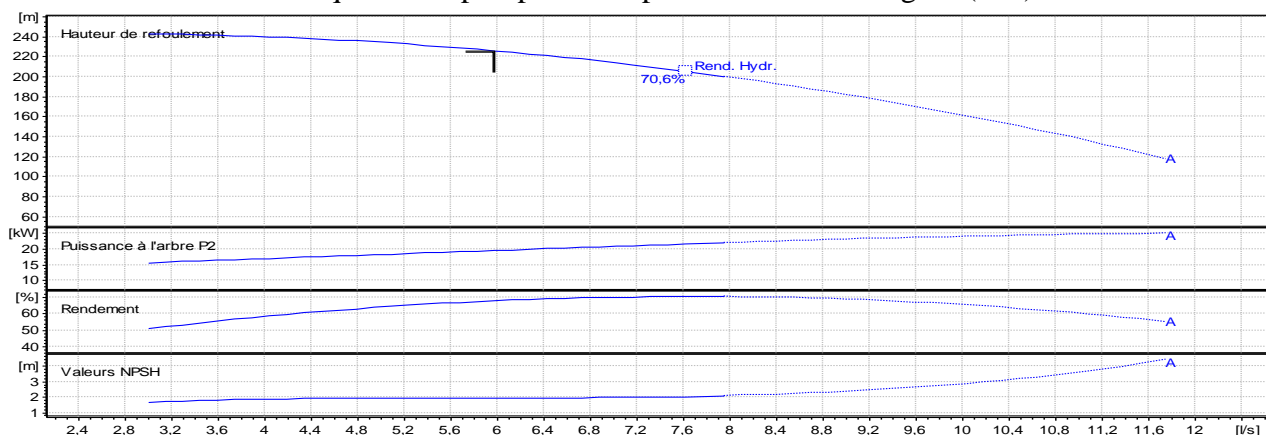


Figure (V.10) : courbe caractéristiques de la pompe de la station de pompage Sadji Moka

Vérification de la cavitation

- $NPSH_r = 1,95 \text{ m.}$
- Cote du plan d'aspiration : $C_a = 1022,5 \text{ m.}$
- Cote de l'axe de la pompe : $C_p = 1021 \text{ m.}$
- Hauteur d'aspiration : $h_a = C_a - C_p = 1,5 \text{ m.}$

$h_a > 0$ d'où la pompe est montée en charge, $\frac{P_o}{g \cdot \rho} = 10,33 - 0,0012 \cdot 1022,5 = 9,103$ d'où $J_{asp} = 0 \text{ m.}$

$$(NPSH)_d = 9,103 + 2,5 - (0 + 0,24) = 11,36 \text{ m.}$$

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

V.10.8. Station de reprise SR4

Caractéristiques du tronçon :

- $Q = 6 \text{ l/s}$.
- $H_{mt} = 251,853 \text{ m}$.
- $H_g = 121 \text{ m}$.

Selon le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge monocanal à axe horizontal (HMU50-1/ 6B) dont les caractéristiques sont :

- Fréquence : 50 Hz
- Diamètre refoulement: DN50 (UNI PN40)
- Raccord d'aspiration: DN80 (UNI PN16)
- $N : 2900 \text{ tr/min}$
- $P : 25,4 \text{ Kw}$
- $\eta = 61,3 \%$
- $NPSH_r = 2,04$

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

Les courbes caractéristiques de la pompe sont représentées dans la figure (V.9) suivant :

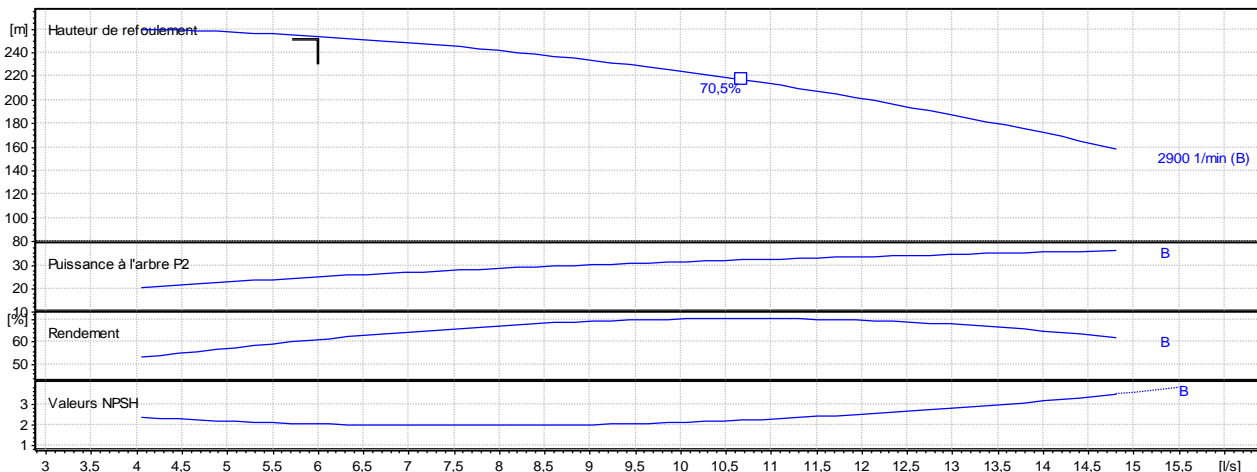


Figure (V.11) : courbe caractéristiques de la pompe de la station de reprise SR5

Vérification de la cavitation

- $NPSH_r = 2,04 \text{ m}$.
- Cote du plan d'aspiration : $C_a = 1205,5 \text{ m}$.
- Cote de l'axe de la pompe : $C_p = 1204 \text{ m}$.
- Hauteur d'aspiration : $h_a = C_a - C_p = 1,5 \text{ m}$.

$h_a > 0$, d'où la pompe est montée en charge, $\frac{P_o}{g \cdot \rho} = 10,33 - 0,0012 \cdot 1205,5 = 8,88$, d'où $J_{asp} = 0 \text{ m}$.

$$(NPSH)_d = 8,88 + 1,5 - (0 + 0,24) = 10,14 \text{ m}$$

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

V.11. Conclusion

Au cours de ce chapitre, à l'aide du catalogue CAPRARI, nous avons pu déterminer les caractéristiques des pompes qui conviennent au présent projet, par le choix de la variante la plus économique (tableau(V.3)).

Tableau (V.3) : récapitulatif des caractéristiques des stations de pompage

Nom de la SP	SP Takorabt		SP Huber	SP1	SR2	SR3	RP Tabouanant	SP Sadjji	SR4
Nombre de pompes	1+1 secours		1+1 secours	1+1 secours	1+1 secours	1+1 secours	1+1 secours	1+1 secours	1+1 secours
Type de pompes	PM 125/3C		MEC-A 3/100B	PM100/3D	MEC-A 4/125A	PM 80/ 4A	HMU50-1/6A	HMU40-2/70	HMU50-1/6B
vitesse de rotation (Tr/mn)	2900		2920	2900	1460	2900	2900	2900	2900
Fréquence	50		50	50	50	50	50	50	50
Point de fonctionnement (p)	Q (l/s)	83,2	43	43	32	32	12	6	6
	H (m)	215,971	81,657	149,99	61,07	152,39	230,454	227,97	251,85
	(%)	76,4	74,1	72,9	63,1	72,5	70,7	68,1	61,3
puissance absorbée	Pa (KW)	315	48,7	94,8	31,7	64,7	39	19,6	25,4
puissance du moteur	Pm (kw)	416	65,8	130,04	51,2	88,8	46,4	32,4	34,1

Chapitre VI :

PROTECTION ET POSE DES CONDUITES

VI.1. Introduction

Dans l'exploitation des systèmes hydrauliques (alimentation en eau potable) les ingénieurs sont confrontés au problème récurrent du coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement de ces systèmes. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre ces phénomènes.

VI.2. Phénomène du coup de bélier

VI.2.1 Régime transitoire

On appelle régime transitoire, un état d'écoulement qui se manifeste entre deux régimes stationnaires, autrement dit, c'est un écoulement varié, où les variables d'état (H , V) changent. Il peut se produire soit dans un canal à ciel ouvert, soit dans une conduite à écoulement en charge par accroissement ou décroissement du débit. Les exemples qu'on peut citer dans le cas d'écoulements transitoires d'une conduite en charge sont [12]:

- Écoulements dus à des machines hydrauliques à charge variable (pulsatoire).
- Phénomène du coup de bélier.

VI.2.2. Définition du coup de bélier

Les changements du régime d'écoulement d'un fluide contenu à l'intérieur d'une conduite entraînent souvent de brusques variations de pressions. Ces écarts seront d'autant plus importants que la modification du débit a été brutale.

D'une manière générale, le coup de bélier exprime toute variation de pression dans une conduite en charge, consécutive à une manœuvre quelconque de l'obturateur aval. Le coup de bélier est un phénomène non stationnaire de propagation d'ondes de pression à très hautes vitesses. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un organe provoque une prompt modification du débit. Par conséquent, les forces dynamiques qui en résultent peuvent engendrer des ruptures de canalisations, dégâts matériels et quelques fois des pertes de vies humaines, d'où la nécessité de renforcement des ouvrages concernés, en particulier les conduites appelées alors conduites forcées [12].

VI.2.3. Causes fréquentes du coup de bélier

En ingénierie d'hydraulique, les causes fréquentes occasionnant des coups de bélier sont [12]:

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

Cette liste est loin d'être exhaustive, et beaucoup d'autres situations complexes. engendrent ce phénomène.

VI.2.4. Interprétation physique du coup de bélier

Nous considérons dans un système analogue à notre système, c'est-à-dire une adduction par refoulement de la pompe jusqu'au réservoir avec une vitesse donnée.

Supposons qu'il se produit un arrêt brusque de la pompe ; cet arrêt provoque un phénomène oscillatoire qui peut être décrit en quatre phases [12] :

VI.2.4.1. Première phase

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression.

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (L) avec une célérité (C).

Au bout de ce temps, la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est (l/a).

VI.2.4.2. Deuxième phase

La conduite reprend alors son diamètre primitif vu qu'elle a une certaine élasticité. Au bout d'une certaine période (l/c) ce qui fait au total ($2l/c$) depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêter par le clapet de la pompe qui s'est fermé entre temps.

VI.2.4.3. Troisième phase

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimer, entraînant une dilatation de la conduite.

Au bout d'une nouvelle période (l/c) ce qui fait ($3l/c$) depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surprise immobile.

VI.2.4.3. Quatrième phase

Grâce à l'élasticité de la conduite, cette dernière reprend de proche en proche sa forme initiale allant du réservoir vers la pompe. Au bout d'un nouveau temps (l/c) ce qui fait ($4l/c$) depuis l'origine, nous retrouvons dans la même situation qu'au début de l'étude du phénomène. Ce phénomène se produirait indéfiniment s'il n'est pas freiné par les pertes de charge.

VI.2.5. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet [13]:

- de limiter la surpression.
- de limiter la dépression.

Nous disons qu'il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à limiter ceci à une valeur compatible à la résistance des installations que pour la conduite de refoulement ou autres.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions;
- les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection les surpressions;
- les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions;
- les venteuses.

VI.2.6. Etude du coup de bélier

VI.2.6.1. Détermination de la célérité de l'onde

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K' \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec

- D : diamètre de la conduite de refoulement (mm).
- K' : coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite, pour les conduites en fonte ductile $k'=0,6$ [9]
- e : épaisseur de la conduite (mm)

VI.2.6.2. Détermination de la valeur de surpression et de dépression

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par les relations suivantes :

$$\Delta H_{max} = \pm \frac{aV_0}{g} \quad (\text{VI.2})$$

Avec:

- V_0 : vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;
- g : accélération de la pesanteur (9,81 m²/s)
- C : célérité de l'onde en (m/s).
- H_g : la hauteur géométrique (m).

On peut distinguer deux cas pour la valeur maximale du coup de bélier :

A. Cas de la fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T , tel que : $T < \frac{2L}{a}$

La valeur maximale du coup de bélier est :

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

avec

- B : la valeur du coup de bélier (m)
- a : La célérité de l'onde (m /s)
- V_0 : vitesse d'écoulement

La valeur maximale de la pression-surpression est:

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

La valeur maximale de la pression-dépression est:

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

Avec:

- H_0 : la pression avant l'apparition de coup de bélier tel que $H_0 = H_g + 10$.
-

B. Cas de la fermeture lente

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > \frac{2L}{a}$.

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

$$B = \frac{2 * L * V_0}{g * T} \quad (\text{VI.6})$$

VI.3. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons, et de vérifier que ces valeurs ne dépassent pas les valeurs de la pression de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression.

VI.3.1. Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons de refoulement sont mentionnées dans le tableau(VI.1) ci-dessous :

Tableau (VI.1) : valeurs du coup de bélier dans les conduites de refoulement

Tronçons	Caractéristiques de la conduite				La pression absolue	La célérité de l'onde	La valeur du coup de bélier	Surpression maximale	Dépression maximale	PNS de la conduite
	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _{d(m)}	PNS (m)
SPT - RHuber	2300	300	7,2	1,175	209	1156,334	138,501	347,501	70,499	410
SPHuber - SR1	2822	250	6,8	0,876	77	1180,255	105,393	182,393	-28,393	460
SR1-RAzro	413	200	6,4	1,369	153	1209,026	168,721	321,721	-15,721	520
SR2-SR3	754	200	6,4	1,02	64	1209,026	125,599	189,599	-61,599	520
SR3 - R1	3620	250	6,8	0,65	151,98	1180,255	78,471	230,451	73,509	460
RPT - RT	700	60	6	0,55	199	1343,493	75,323	274,323	123,677	160
SP SM - SR4	3550	80	6	1,194	84	1319,414	160,589	244,589	-76,589	640
SR5 - R Boni	3017	80	6	1,194	131	1319,414	160,589	291,589	-29,589	640

- SPT : station de pompage Takorabt ;
- RHuber : Réservoir Huber;
- SPHuber : station de pompage Huber ;
- R Boni : Réservoir Boni;
- Razro : Réservoir Azro;
- RT: Réservoir Tabouanant ;
- RPT : Réservoir de pompage Tabouanant
- SR1: station de reprise N° 1 ;
- SP SM : Station de pompage Sadjı Moka
- SR2 : station de reprise N° 2 ;
- SR3 : station de reprise N° 3 ;
- SP 4 : station de reprise N° 4;

Remarque

D'après les résultats obtenus ci-dessus on remarque que les tronçons (SPSM - SR5, SR2-SR3, SR5 - RBoni, SPHuber - SR1, SR1-RAzro) présente des dépressions sont respectivement Hd en mètre (-76,58919, -61,59928, -29,58919, -28,39282, -15,72143), Pour les autres tronçons les valeurs de la surpression sont inférieurs à la pression nominale de service des conduites en fonte ductile.

VI.3.2. Calcul du coup de bélier pour les tronçons gravitaires

En régime permanent, la vitesse du fluide dans la conduite ainsi que la ligne d'eau restent constantes. Cependant, le régime transitoire débute à partir du moment où un employé manœuvre la vanne pour faire des modifications dans son ouverture. Cette manœuvre engendre une modification du débit avec naissance à la vanne une onde de pression. La canalisation va subir des alternances de surpression et de dépressions jusqu'à ce que le phénomène soit amorti par les pertes de charge [14].

La valeur maximale de la surpression est donnée par la formule de MICHAUD (VI.6), si la fermeture est supposée linéaire pendant une durée supérieure à un aller et retour d'onde de pression $\frac{2*L}{a}$ [4].

Mais dans la pratique, on ne peut pas faire varier la section de passage du fluide linéairement, puisque dans la fin de fermeture, les pertes de charge sont plus importantes.

Dans notre cas, nous utilisons des vannes pour limiter et minimiser la dépression et les surpressions. Nous avons étudié pour chaque tronçon le cas le plus défavorable dont la surpression est maximale.

VI.3.2.1. System 1: R1 - B (A) - B (A) - [R Zina , R Tabouanant]

Les valeurs des surpressions et dépression sont données dans le tableau (VI.2) :

Tableau (VI-2) : Calcul de coup de bélier dans le systeme1

Tronçons	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)
R1 - B(A)	1121	100	6	1,189	52,98	1296,6	157,1	210,1	-104,2
B (A) - R Zina	1887	60	6	0,556	108,98	1343,5	76,14	185,1	32,835
B (A) - SR4	2237	60	6	0,698	191,98	1343,5	95,59	287,6	96,388

En variant le temps, la dépression diminue, le calcul des temps nécessaires pour rendre moins fort le front d'onde est représenté dans le tableau (VI.3) suivant :

Tableau (VI-3) : Calcul de coup de bélier dans le système 1après le temps de fermeture

Tronçons	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	T(s)
R1 - B(A)	1121	100	6	1,189	52,98	1296,6	18,116	71,096	34,864	15
B (A)-R Zina	1887	60	6	0,556	108,98	1343,5	76,14	185,1	32,835	/
B (A) - SR4	2237	60	6	0,698	191,98	1343,5	95,59	287,6	96,388	/

Les valeurs du coup de bélier seront vérifiées en surpression et en dépression, si le temps fermeture des vannes se fait comme suit :

- R1 - B(A) : **15 Secondes.**

VI.3.2.2. Système 2 : R1 - B (B) - B (B) - [B (C) , R Sadji]

Les valeurs des surpressions et dépression sont données dans le tableau (VI.4) suivant :

Tableau (VI-4) : Calcul de coup de bélier dans le système 2

Tronçons	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	H _d (m)
R1 - B(B)	2340	200	6,3	0,796	108	1206,352	97,885	205,865	10,095
B (B) - B (C)	4592	150	6	0,962	154,8	1244,324	122,022	276,802	32,758
B (B) - R Sadji	1617	100	6	0,996	90,98	1296,585	131,641	222,621	-40,661

En variant le temps, la dégression diminue, le calcul des temps nécessaires pour rendre moins fort le front d'onde est représenté dans le tableau (VI.5) suivant :

Tableau (VI-5) : Calcul de coup de bélier dans le système 2

Tronçons	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	H _d (m)	T (s)
R1 - B(B)	2340	200	6,3	0,796	108	1206,352	97,885	205,87	10,09	/
B (B) - B (C)	4592	150	6	0,962	154,8	1244,324	122,022	276,80	32,76	/
B (B) - R Sadji	1617	100	6	0,996	90,98	1296,585	65,670	156,65	25,31	5

VI.3.2.3. Système 3: B (B) - B (C) - B (C) - [R Tiniri , B (D)]

Les valeurs des surpressions et dépression sont données dans le tableau (VI.6) suivant :

Tableau (VI-6) : Calcul de coup de bélier dans le système 3

Tronçons	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	H _d (m)
B(B) - B (C)	4592	150	6	0,962	154,78	1244,3	122,02	276,8	32,76
B (C)-R Tiniri	20	60	6	1,486	156,78	1343,5	203,51	360,29	-46,7
B (C) - B (D)	3420	150	6	0,736	275,98	1244,3	93,356	369,34	182,6

En variant le temps, la dégression diminue, le calcul des temps nécessaires pour rendre moins fort le front d'onde est représenté dans le tableau (VI.7) suivant :

Tableau (VI-7) : Calcul de coup de bélier dans le système 3

Tronçons	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	H _d (m)	T(s)
B(B)- B(C)	4592	150	6	0,962	154,78	1244	122,02	276,8	32,76	/
B(C) - R. Tiniri	20	60	6	1,486	156,78	1343	1,21	157,9	155,57	5
B(C)-B(D)	3420	150	6	0,736	275,98	1244	93,356	369,3	182,6	/

Les valeurs du coup de bélier seront vérifiées en surpression et en dépression, si le temps fermeture des vannes se fait comme suit :

- B(C)-R Tiniri: **5 Secondes.**

VI.3.2.4. Système 4: B (C) - B (D) - B (D) - [R Belayed , R Ouled Serradj]

Les valeurs des surpressions et dépression sont données dans le tableau (VI.8) suivant :

Tableau (VI-8) : Calcul de coup de bélier dans le système 4

Tronçons	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)
B(C) - B (D)	3420	150	6	0,736	154,78	1244,3	93,356	248,1	61,42
B (D) - R B	230	100	6	1,236	156,78	1296,6	163,36	320,1	-6,58
B (D) - R O.S	1110	60	6	1,097	275,98	1343,5	150,24	426,2	125,7

En variant le temps, la dégression diminue, le calcul des temps nécessaires pour rendre moins fort le front d'onde est représenté dans le tableau (VI.9) suivant :

Tableau (VI-9) : Calcul de coup de bélier dans le système 4

Tronçons	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	T(s)
B(C) - B (D)	3420	150	6	0,736	154,78	1244,3	93,356	248,1	61,42	/
B (D) - R Belayed	230	100	6	1,236	156,78	1296,6	6,58	168,37	145,2	5
B(D)-ROS	1110	60	6	1,097	275,98	1343,5	150,24	426,2	125,7	/

Les valeurs du coup de bélier seront vérifiées en surpression et en dépression, si le temps fermeture des vannes se fait comme suit :

- B (D) - R Belayed : **5 Secondes.**

VI.3.2.5. Tronçon Réservoir: Azro - Station de reprise 3

Les valeurs des surpressions et dépression sont données dans le tableau (VI.10) suivant :

Tableau (VI-10) : Calcul de coup de bélier dans le tronçon

Tronçon	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)
RA - SR2	1550	250	6,8	0,652	20	1180,26	78,443	98,443	-58,44

En variant le temps, la dégression diminue, le calcul des temps nécessaires pour rendre moins fort le front d'onde est représenté dans le tableau (VI.11) suivant :

Tableau (VI-11) : Calcul de coup de bélier dans le tronçon

Tronçons	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	T (s)
RA - SR2	1550	250	6,8	0,652	20	1180,3	13,74	33,73	6,26	15

La valeur du coup de bélier sera vérifiée en surpression et en dépression, si le temps de fermeture de la vanne se fait comme suit :

- Réservoir Azro - Station de reprise 3 : **15 Secondes.**

VI.3.2.6. Tronçon: R Boni - R Tazla

Les valeurs des surpressions et dépression sont données dans le tableau (VI.12) suivant :

Tableau (VI-12) : Calcul de coup de bélier dans le tronçon

Tronçons	L (m)	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)
RBoni - R.Tazla	4470	60	6	0,51	208	1343,49	69,85	277,84	138,15

Ce tronçon vérifie la pressions nominale de service en surpression et n'admet pas de valeur négatives en dépression, donc, il est protégé sans lui effectuer des variations de temps de fermeture de la vanne papion.

VI.4. Choix de moyens de protection des conduites de refoulement

Dans notre cas, les conditions topographique et hydraulique ne sont pas favorables à l'utilisation des réservoirs d'air, On peut faire recours à des ventouses à 3 fonctions

VI.4.1. Le rôle d'une ventouse à 3 fonctions

- Protection de la conduite contre la dépression.
- Protéger la conduite contre la difficulté de remplissage.
- Dégazer et évacuer l'air accumulé aux points hauts des conduites.



Figure (VI-1) : La ventouse à 3 fonction

VI.4.1.1. Localisation

- Sur les points hauts
- Chaque 600 m si la conduite horizontale
- A proximité des vannes de vidange
- Après les pompes

VI.4.1.2. Diamètres et pressions disponibles

Pour les diamètres : 40-50-60-65-80-100-150-200 (mm)

Pour les pressions : 10-16-25-40 (Bar)

VI.4.1.3. Dimensionnement de la ventouse

On peut choisir le diamètre de la ventouse en fonction de diamètre du tronçon :

Tableau (VI-13) : Les diamètres des ventouses en fonction des diamètres des tuyaux.

D _{conduites} (mm)	<250	300-600	700-900	1000-1200	1200-1800
D _{ventouse} (mm)	50-60-65	80-100	150	200	2*200

Donc pour les tronçons qui ont des déprissions, leur choix de diamètre illustre dans le tableau ci-dessous :

Tableau (VI-14) : Le choix des ventouses en fonction des diamètres

Tronçons	D _{conduites} (mm)	D _{ventouses} (mm)
SPHuber - SR1	250	65
SR1-RAzro	200	65
SR2-SR3	200	65
SP Sadjji - SR5	80	50
SR5 - R Boni	80	50

VI.5. Pose des conduites

La pose de la conduite doit être réalisée minutieusement en tenant compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose. Avant chaque réalisation de projet d'Alimentation en eau potable il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite.

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue :

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude vertical.
- Butée sur branchement.
- Butée sur un cône.

VI.5.1. Exécution et aménagement de la tranchée

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes (Figure VI.2), Tableau (VI.15) [15]:

- La pose s'effectuera dans une tranchée de largeur suffisante.
- Le fond des fouilles est recouvert d'un lit de pose.
- Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément; on doit prévoir un espacement de 50 cm de part et d'autre de la conduite.
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion.

Tableau (VI.15) : Les différents matériaux

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 de l'axe du tube
Remblai de protection	Sable 0,1 à 5 mm	10 cm au dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

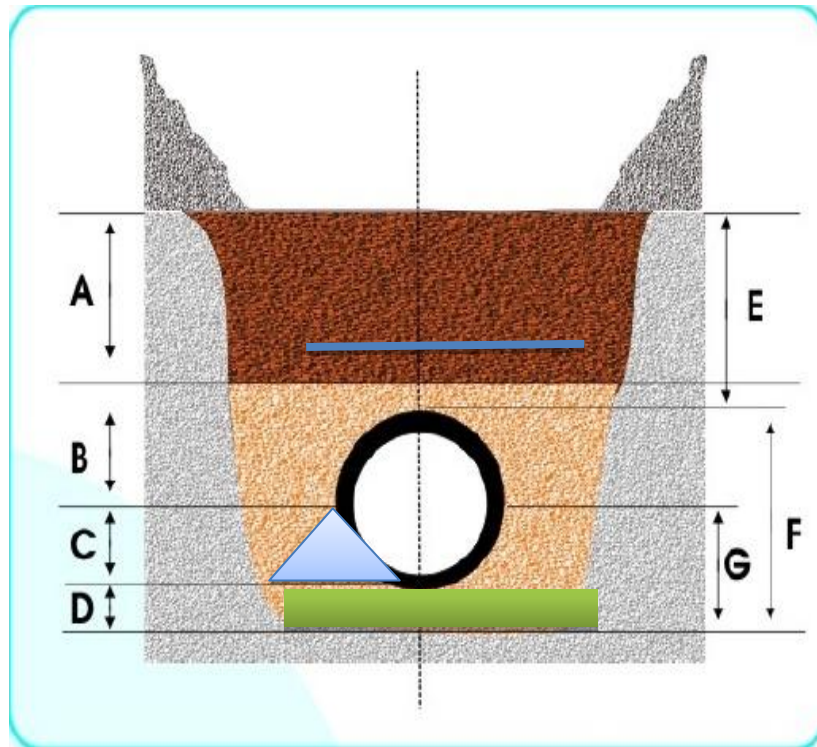


Figure (VI-2) : Pose de la conduite en tranchée.

Avec

- A : Remblai supérieur
- B : Remblai de protection
- C : Assise
- D : Lit de pose
- E : Hauteur de couverture
- F : Enrobage
- G : Appui
- : Grillage avertisseur

VI.5.2. Stabilisation des conduites

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue [15]:

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude vertical.
- Butée sur branchement.
- Butée sur un cône.

VI.5.3. Traversée de route

En raison des charges supportées, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la pose des conduites s'effectuera dans une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite). Pour protéger la canalisation des chocs et vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée [15].

VI.6. Conclusion

D'après les résultats obtenus, nous constatons que les valeurs des surpressions sont faibles et celles des dépressions moyennes, la protection des conduites contre la dépression se fera à l'aide des ventouses pour les conduites de refoulement et une fermeture lente des vannes pour les conduites gravitaires. La pose des conduites joue un rôle de prévention et assure l'équilibre des tuyaux et la stabilité du réseau.

CHAPITRE VII :

RESEAU DE DISTRIBUTION

VII.1. Introduction

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués en vue de satisfaire les consommateurs. Toute fois, une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins domestiques, industriels ou agricoles.

VII.2. Les types de réseaux

Les réseaux de distribution sont repartis en trois types [5] :

- le réseau ramifié
- -le réseau maillé
- le réseau étage.

VII.2.1. Le réseau ramifié

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires branchées tout au long de la conduite principale. C'est un réseau arborescent qui n'assure aucune distribution en retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale pour que toute la population à l'aval soit privée d'eau [5].

VII.2.2. Le Réseau étagé

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveaux très importantes, ce qui fait que la distribution de l'eau par le réservoir donne de fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées).

En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau [5].

VII.2.3. Le réseau maillé

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons, disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées, en suivant son tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés, le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon [5].

Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associées à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Pour notre étude, nous avons un réseau maillé constitué de boucles fermées. Ce réseau présente les avantages suivants :

- -une alimentation en retour,
- -isolation du tronçon accidenté par une simple manœuvre de vanne.

VII.3. Choix du réseau à adopter

Etant donné que le village Belayed présente un relief constitué d'endroits plats et d'autres accidentés, nous admettrons un réseau ramifié.

VII.3.1. Matériaux à utiliser

Le réseau sera réalisé avec des conduites en PEHD pour les avantages dont il dispose:

- Bonne élasticité
- Fiabilité au niveau des branchements
- Coefficient de rugosité faible
- Bonne résistance aux hautes température
- Bonne résistance aux tensions
- Facilité de pose
- Bonne résistance à la corrosion
- Disponible sur le marché

VII.3.2. Conception d'un réseau

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons [5]:

- l'emplacement des quartiers,
- l'emplacement des consommateurs,
- le relief,
- le souci d'assurer un service souple et précis.

Le principe de réalisation du tracé est comme suit :

- choisir le lieu de consommation principal,
- déterminer le sens principal de l'écoulement,
- tracer les conduites maitresses.

VII.4. Calcul hydraulique du réseau de distribution

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau s'effectue de la manière suivante :

Tout d'abord nous déterminons:

- la longueur de chaque tronçon du réseau
- les débits routes pendant les heures considérées
- les débits spécifiques en considérant les débits routes,
- les débits supposés concentrés aux nœuds

VII.4.1. Déterminer les débits du réseau

VII.4.1.1. Débit de pointe

Le débit de pointe pour lequel le réseau de distribution sera dimensionné est calculé à partir des données du Tableau (II-14).

on a :

$$Q_p = Q_{\max.h} = \frac{834,02 * 7,9}{100} \quad (VII.1)$$

$$Q = 65,89 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 18,3 \text{ l/s}$$

VII.4.1.2. Débit spécifique

On admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur toute les longueurs du réseau, on utilise donc la notion de débit spécifique en l/s/m^2 . Ce débit se calcul comme suit [6] :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{max.h}}{\sum L_i} \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

- $Q_{max.h}$: Débit maximum horaire (l/s)
- $\sum L_i$: Somme de longueurs alimentées par le réseau

VII.4.1.3. Débits en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante [6] :

$$Q_r = Q_{sp} * L_i \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

- Q_r : Débit en route (l/s)
- Q_{sp} : Débit spécifique (l/s)
- L_i : Longueur du tronçon considéré (m)

VII.4.1.4. Débits aux nœuds

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont calculés par la formule suivante [4] :

$$Q_{ni} = \frac{1}{2} \sum Q_{ri} + Q_t \quad (\text{VII.4})$$

Avec

- Q_{ni} : Débit nodal du nœud concerné
- Q_{ri} : Somme des débits en route autour du nœud i (l/s)

VII.4.2. Calcul des pertes de charge

Dans les modes de calcul des pertes de charge qui existe dans le logiciel de simulation EPANET on opte pour la formule de Darcy-Weisbach.

VII.4.2.1. pertes de charge linéaire

Les pertes de charge linéaires sont déterminées à partir de la formule de DARCY-WEISBACH [4] :

$$\Delta H_L = \frac{L\lambda V^2}{2gD} \quad (\text{VII.5})$$

- V : est la vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s)
- g : l'accélération de la pesanteur. (g = 9,81m/s²)
- L : longueur de la conduite (m)
- D : diamètre intérieur de la conduite (m).
- λ : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge).donné par la formule de COLBROOK

$$\lambda = f * \left(Re, \frac{\varepsilon}{D} \right) \quad (\text{VII.6})$$

- Re : nombre de REYNOLDS
- ε : rugosité absolue pour le PEHD on prend ε =0,01mm

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (\text{VII.7})$$

- V : vitesse d'écoulement (m/s).
- ν : Viscosité cinématique de l'eau, à 20°C ν = 1.01×10⁻⁶ m² / s

VII.4.2.2 : pertes de charges singulières

Généralement les pertes de charge singulières sont estimées à 10-15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 15\% * \Delta H_L \quad (\text{VII.8})$$

Donc la formule des pertes de charge totale sera :

$$\Delta H_T = (1,15 * \Delta H_L) \quad (\text{VII.9})$$

VII.4.3. Calcul des pressions de service du réseau(au sol)

Pour que notre réseau soit convenable, il faut qu'il assure la pression minimale en tout point de ce dernier à alimenter. En pratique la pression peut être assurée dans une fourchette de (1bar - 6 bar).avec une vitesse acceptable (0.5 - 1 m/s).

Connaissant les cotes des différents nœuds de notre réseau, ainsi que les pertes de charges, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que [6] :

$$P_s = C_p - C_{TN} - J_T \quad (\text{VII.10})$$

Avec

- P_s : pression au sol (m).
- C_p : cote piézométrique(m).
- C_{TN} : cote de terrain naturel (m).
- J_T : perte de charge totale (m).

VII.5. Dimensionnement du réseau

Pendant ce chapitre on peut déterminer les différents débits du réseau en utilisant le débit de point Q_p .

$$Q_p = Q_{maxh}$$

$$Q_p = 18.82 \text{ l/s}$$

➤ Le débit spécifique est :

$$Q_{sp} = \frac{18,3}{5800,746} = 0,00315 \text{ l/s.m}$$

VII.5.1. Débits en route

Le tableau (VII.1) ci-après donne le calcul des débits en route de chaque tronçon

Tableau (VII-1) : Les débits de route pour le cas « de point ».

Tronçon	L (m)	Qr (pointe) (l/s)	Tronçon	L (m)	Qr (pointe) (l/s)
RV - N2	17,23	0,054	N20 - N21	14,01	0,044
N2 - N3	180,85	0,570	N11 - N47	359,9	1,134
N3 - N4	51,72	0,163	N47 - N48	70,1	0,221
N3 - N5	148,48	0,468	N48 - N49	43,08	0,136
N6 - N7	174,4	0,549	N48 - N50	186,4	0,587
N6 - N8	47,73	0,150	N50 - N51	180,5	0,569
N7 - N9	195,07	0,614	N50 - N52	52,02	0,164
N9 - N10	54,53	0,172	N47 - N53	366,6	1,155
N9 - N11	73,91	0,233	N53 - N54	64,54	0,203
N11 - N12	12,73	0,040	N53 - N55	346,2	1,091
N11 - N14	59,71	0,188	N55 - N56	50,27	0,158
N12 - N13	22,9	0,072	N56 - N62	74,2	0,234
N12 - N15	43,39	0,137	N56 - N57	102,5	0,323
N15 - N23	40,2	0,127	N57 - N58	34,5	0,109
N15 - N27	112,48	0,354	N57 - N59	67,2	0,212
N27 - N28	31,65	0,100	N59 - N60	20,89	0,066
N27 - N32	15,1	0,048	N59 - N61	38,5	0,121
N27 - N29	28,54	0,090	N7 - N35	244,58	0,770
N29 - N30	50,15	0,158	N35 - N36	32,65	0,103
N29 - N31	67,09	0,211	N35 - N37	263,9	0,831
N32 - N34	137,3	0,432	N35 - N38	94,136	0,297
N32 - N33	34,54	0,109	N35 - N39	83,6	0,263
N23 - N24	60,05	0,189	N39 - N40	4,54	0,014
N24 - N25	21,65	0,068	N40 - N41	114,7	0,361
N24 - N26	68	0,214	N41 - N42	150,1	0,473
N23 - N16	205,4	0,647	N42 - N43	64,63	0,204
N16 - N17	124,9	0,393	N42 - N44	47,28	0,149
N16 - N18	97,26	0,306	N44 - N46	125,76	0,396
N18 - N19	64,58	0,203	N44 - N45	231,61	0,730
N18 - N20	30,31	0,095			

VII.5.2. Débits aux nœuds

Le tableau (VII.2) ci-après donne le calcul des débits aux nœuds.

Tableau (VII-2) : Les débits aux nœuds

Nœuds	Tronçons	Qn (l/s)	Nœuds	Tronçons	Qn (l/s)		
R1	RV - N2	0,02713725	30	N29 - N30	15,000		
2	RV - N2	0,3634785	31	N29 - N31	15,500		
	N2 - N3		32	N27 - N32	16,000		
3	N2 - N6	0,60015375				N32 - N34	
	N2 - N3			N32 - N33			
	N3 - N4		33	N32 - N33	16,500		
4	N3 - N4	0,081459	34	N32 - N34	17,000		
5	N3 - N5	0,233856	35	N7 - N35	17,500		
6	N2 - N6	0,40135725				N35 - N36	
	N6 - N7		36	N35 - N36	18,000		
	N6 - N8		37	N35 - N37	18,500		
N6 - N7		N37 - N38					
7	N7 - N9	0,96712875		N37 - N39			
	N7 - N35		38	N37 - N38	19,000		
8	N6 - N8	0,07517475	39	N37 - N39	19,500		
9	N7 - N9	0,50952825				N39 - N40	
	N9 - N10		40	N39 - N41	20,000		
	N9 - N11			N39 - N40			
10	N9 - N10	0,08588475	41	N39 - N41	20,500		
11	N9 - N11	0,79734375		N41 - N42			
	N11 - N12		42	N41 - N42	21,000		
	N11 - N14					N42 - N43	
	N11 - N47					N42 - N44	
12	N11 - N12	0,1244565	43	N42 - N43	21,500		
	N12 - N13		44	N42 - N44	22,000		
	N12 - N15					N44 - N46	
13	N12 - N13	0,0360675		N44 - N45			
14	N11 - N14	0,09404325	45	N44 - N46	22,500		
15	N12 - N15	0,30881025	46	N44 - N46	23,000		
	N15 - N23		47	N11 - N47	23,500		
	N15 - N27					N47 - N48	
16	N23 - N16	0,673407		N47 - N53			
	N16 - N17		48	N47 - N48	24,000		
	N16 - N18					N48 - N49	
17	N16 - N17	0,1967175		N48 - N50			
18	N16 - N18	0,30263625	49	N48 - N49	24,500		
	N18 - N19		50	N48 - N50	25,000		
	N18 - N20					N50 - N51	
19	N18 - N19	0,1017135		N50 - N52			

Nœuds	Tronçons	Qn (l/s)	Nœuds	Tronçons	Qn (l/s)
20	N18 - N20	0,069804	51	N50 - N51	25,500
	N20 - N21		52	N50 - N52	26,000
21	N20 - N21	0,02206575	53	N47 - N53	26,500
23	N23 - N16	0,48139875		N53 - N54	
	N23 - N24		N53 - N55		
	N15 - N23		54	N53 - N54	27,000
24	N23 - N24	0,2357775	55	N53 - N55	27,500
	N24 - N25			N55 - N56	
	N24 - N26		56	N55 - N56	28,000
25	N24 - N25	N56 - N62			
26	N24 - N26	13,000	N56 - N57		
27	N15 - N27	13,500	57	N56 - N57	28,500
	N27 - N28			N57 - N58	
	N27 - N32			N57 - N59	
	N27 - N29		58	N57 - N58	29,000
28	N27 - N28	14,000	59	N57 - N59	29,500
29	N27 - N29	14,500		N59 - N60	
	N29 - N30		N59 - N61		
	N29 - N31		60	N59 - N60	30,000
30	N29 - N30	15,000	61	N59 - N61	30,500
31	N29 - N31	15,500	62	N56 - N62	31,000

VII.6. Calcul du réseau par logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur une longue durée dans les réseaux.

VII.6.1. Les Etapes de l'utilisation d'EPANET

Les étapes de l'utilisation de logiciel pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Importer le tracé du réseau enregistré sous un fichier Auto-Cad.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Décrire le fonctionnement du système.
- Sélectionner un ensemble d'option de simulation.
- Lancer la simulation.
- Constatation des résultats de la simulation.

VII.6.2. Les résultats de la simulation

Après avoir introduit les débits nodaux et les altitudes, et les diamètres pour le cas de fonctionnement du système de distribution, nous avons pu déterminés les débits de chaque tronçon du réseau et cela nous permettra ensuite de dimensionné le réseau.

On remarquant que les pressions supérieures à 6 Bar et les vitesses sont supérieur à 1.5 m/s. Pour avoir un réseau de distribution qui fonctionne avec les conditions adéquates il va falloir effectuer des changements dans le réseau avec l'utilisation des :

- Vannes de régulation des pressions.
- Vannes de régulation des débits.
- Changements des diamètres des tronçons.

Après plusieurs itérations on a mis le réseau sous des conditions adéquates de fonctionnement d'un système de distribution. Le système de distribution fonctionne sous des conditions adéquates, avec une pression (1Bar-6Bar), et une vitesse de (0.5m/s-1 m/s).

Les résultats de la dernière simulation en détail sont représentés dans les tableaux (VII.3) et (VII.4) ci dessous :

Tableau(VII-3) :Récapitulation des résultats pour chaque tronçon

N° de tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit l/s	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaire (Km/m)
Tuyau 1	17	200	18,97	0,63	1,8
Tuyau 2	156,2	40	0,92	0,95	31,41
Tuyau 3	180,82	20	0,23	0,83	52,48
Tuyau 4	74,63	20	0,08	0,53	36,04
Tuyau 5	32,7	200	17,69	0,73	2,65
Tuyau 6	47,73	20	0,08	0,95	154,24
Tuyau 7	174,4	160	17,21	0,97	5,51
Tuyau 8	244,58	75	2,39	0,94	16,71
Tuyau 9	32,65	20	0,05	0,65	78,66
Tuyau 10	66,8	63	1,49	0,66	40
Tuyau 11	94,43	20	0,15	0,74	53,39
Tuyau 12	83,6	40	0,65	0,71	19,37
Tuyau 13	4,54	20	0,01	0,51	77,79
Tuyau 14	114,5	32	0,32	0,55	16,05
Tuyau 15	195,07	160	13,85	0,89	5,01
Tuyau 16	54,53	20	0,09	0,56	39,15
Tuyau 17	73,91	160	13,26	0,85	4,62
Tuyau 18	359,9	110	5,91	0,8	6,61
Tuyau 19	96,8	63	1,57	0,69	10,5
Tuyau 20	43,08	20	0,07	0,87	129,87
Tuyau 21	56,8	50	1,03	0,72	70
Tuyau 22	52	20	0,08	0,53	36,04

N° de tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit l/s	Vitesse (m/s)	Pertes de charge unitaire (Km/m)
Tuyau 23	180,5	32	0,28	0,9	57,79
Tuyau 24	33,4	75	3,09	0,97	20
Tuyau 25	64,54	20	0,1	0,51	27,86
Tuyau 26	346,2	63	1,77	0,8	13,77
Tuyau 27	50,27	50	1,14	0,83	19,38
Tuyau 28	74,2	20	0,12	0,58	35,38
Tuyau 29	102,5	40	0,67	0,74	20,61
Tuyau 30	34,5	20	0,05	0,69	86,87
Tuyau 31	67,2	32	0,29	0,5	13,98
Tuyau 32	20,89	20	0,03	0,52	61,3
Tuyau 33	38,5	20	0,06	0,78	107,41
Tuyau 34	59,71	20	0,09	0,53	32,88
Tuyau 35	12,73	110	6,45	0,88	7,73
Tuyau 36	22,9	32	0,3	0,52	14,57
Tuyau 37	43,39	110	6,03	0,82	6,91
Tuyau 38	40,02	63	2,23	0,99	19,78
Tuyau 39	60,05	32	0,38	0,65	21,78
Tuyau 40	205,4	50	1,37	0,96	25,04
Tuyau 41	124,9	20	0,2	0,98	88,45
Tuyau 42	97,26	32	0,5	0,86	35,94
Tuyau 43	64,58	20	0,1	0,52	29,3
Tuyau 44	30,31	20	0,09	0,6	44,02
Tuyau 45	14,01	20	0,02	0,78	210,21
Tuyau 46	112,48	63	3,49	1,55	44,62
Tuyau 47	31,65	32	0,5	0,86	35,94
Tuyau 48	15,1	40	0,56	0,62	15,23
Tuyau 49	137,3	32	0,22	0,69	35,62
Tuyau 50	34,54	20	0,05	0,69	86,87
Tuyau 51	28,54	63	2,13	0,94	18,25
Tuyau 52	50,15	20	0,08	1,01	169
Tuyau 53	67,09	75	1,82	0,57	5,95
Tuyau 54	150,1	63	1,72	0,78	13,05
Tuyau 55	84,63	20	0,1	0,51	27,86
Tuyau 56	47,28	50	1,2	0,84	19,74
Tuyau 57	125,96	20	0,2	0,98	89,25
Tuyau 58	231,61	32	0,37	0,63	20,57
Tuyau 59	21,65	20	0,03	0,53	64,52
Tuyau 60	68	20	0,11	0,53	30,28

Tableau(VII-4) :Récapitulation des résultats au niveau du chaque nœud

Nœuds	Charge (m)	Pression (m)	Nœuds	Charge (m)	Pression (m)
Réservoir	948	2	Nœud 33	936,96	34,46
Nœud 2	947,97	22,47	Nœud 34	935,07	19,57
Nœud 3	943,06	10,06	Nœud 35	942,84	55,84
Nœud 4	940,37	40,37	Nœud 36	940,27	47,27
Nœud 5	933,57	43,57	Nœud 37	902,84	32,84
Nœud 6	947,88	27,88	Nœud 38	897,81	16,81
Nœud 7	946,92	40,92	Nœud 39	901,22	36,72
Nœud 8	940,52	28,52	Nœud 40	900,86	57,36
Nœud 9	945,95	44,45	Nœud 41	899,38	38,88
Nœud 10	943,81	45,81	Nœud 42	937,31	60,81
Nœud 11	945,6	42,1	Nœud 43	934,95	51,45
Nœud 12	945,51	41,51	Nœud 44	936,37	54,87
Nœud 13	945,17	47,17	Nœud 45	931,61	45,41
Nœud 14	943,64	38,64	Nœud 46	925,13	51,41
Nœud 15	945,21	36,21	Nœud 47	943,23	54,73
Nœud 16	939,27	32,07	Nœud 48	942,21	59,21
Nœud 17	928,22	30,92	Nœud 49	936,61	59,61
Nœud 18	935,77	28,27	Nœud 50	872,21	52,51
Nœud 19	933,88	43,88	Nœud 51	861,78	47,78
Nœud 20	934,44	31,44	Nœud 52	870,34	47,34
Nœud 21	931,49	36,49	Nœud 53	923,23	58,23
Nœud 23	944,41	30,41	Nœud 54	921,43	55,43
Nœud 24	943,1	17,6	Nœud 55	918,46	53,46
Nœud 25	941,71	24,71	Nœud 56	917,48	56,48
Nœud 26	941,04	20,04	Nœud 57	915,37	45,37
Nœud 27	940,19	30,19	Nœud 58	912,37	42,37
Nœud 28	939,05	17,05	Nœud 59	914,43	29,43
Nœud 29	939,67	39,17	Nœud 60	913,15	48,15
Nœud 30	931,19	31,19	Nœud 61	910,3	35,3
Nœud 31	939,27	57,27	Nœud 62	914,86	56,86
Nœud 32	939,96	26,66			

Remarque : les données « diamètres externes avec les diamètres internes » sont représentés dans l'annexe (VII.1).

Les pressions aux nœuds du réseau de village Belayed sont représentées dans la figure (VII.1) suivant :

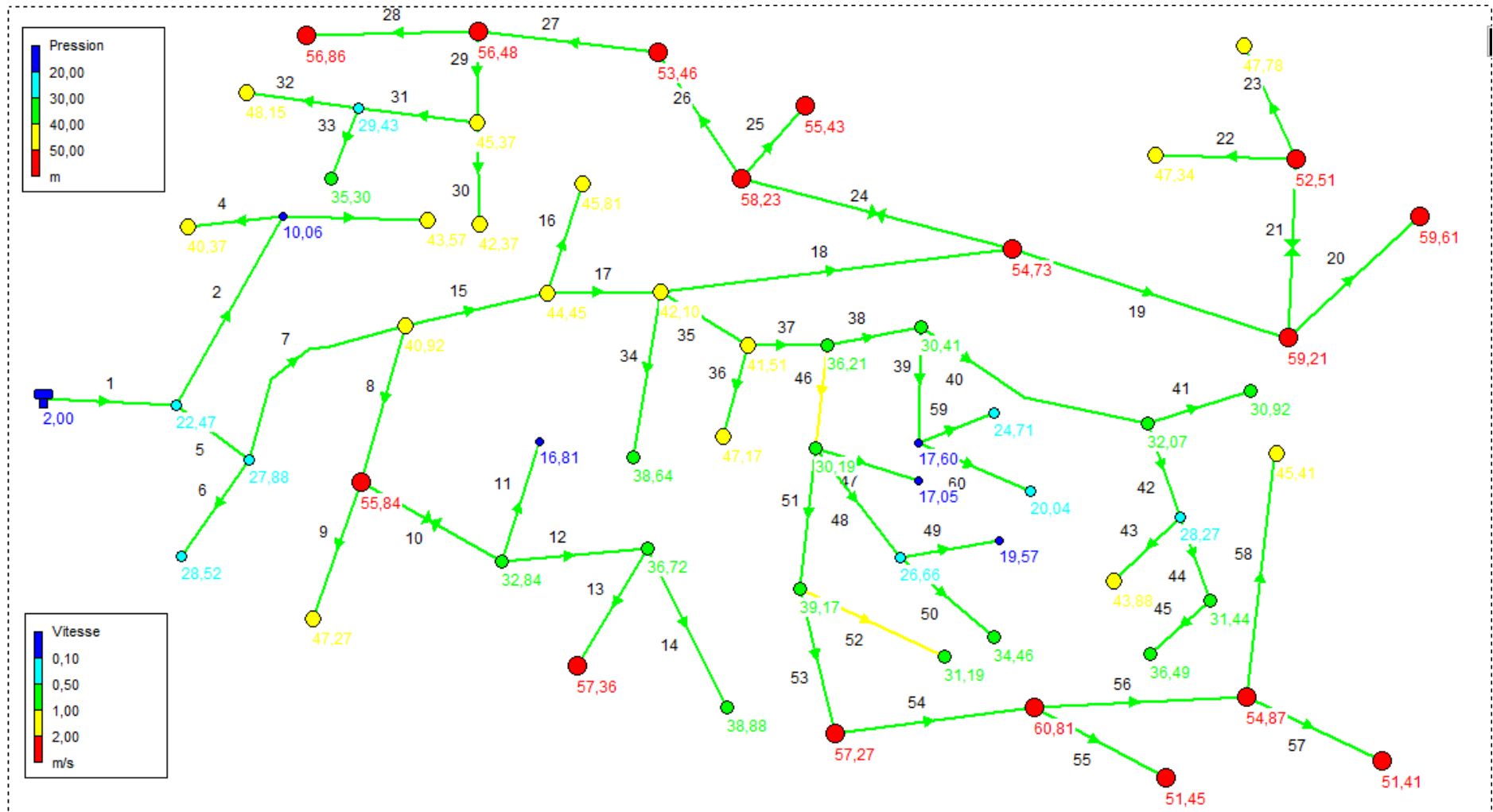


Figure (VII.1) : Pressions des nœuds du réseau du village Belayed

VII.7. conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les diamètres des différents tronçons, et nous pouvons dire que notre système de distribution fonctionne dans des conditions de vitesses et pressions adéquates.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

A travers l'étude que nous avons présentée, nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur les problèmes du système d'alimentation en eau potable de la commune d'Ighil Ali.

Après avoir estimés les différents besoins en eau pour les différents horizons futurs, nous avons constaté que les besoins à long terme (2050), qui sont $7030,64 \text{ m}^3/\text{j}$ soit $81,37 \text{ m}^3/\text{j}$; sont loin d'être satisfaits par rapport au débit journalier fournit par les ressources existantes dans la zone d'étude, qui sont de $2313,6$, soit de $26,78 \text{ l/s}$. Par conséquent, on a un déficit de $4717,04 \text{ m}^3/\text{s}$, soit $54,6 \text{ l/s}$ à combler. Dans le but de remédier à ce problème, il a été recommandé d'alimenter la région d'étude à partir d'une nouvelle ressource qui est le réservoir de Takorabt, ce dernier est alimenté à partir du barrage Tichy-Haff.

Afin d'assurer l'acheminement de l'eau vers la commune d'étude, nous avons projeté treize (13) réservoirs et quatre (4) bâches de reprise.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction par refoulement (8 conduites pour un total de 16 km), nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables en se basant sur les formules de Bresse et Bonin. Pour les conduites gravitaires (12 conduites pour un total de 24 km), on s'est appuyé sur les limites de vitesses (V_{\max} et V_{\min}) en fonction de la charge disponible et sur les pertes de charges.

A l'aide du logiciel CAPRARI, le choix des pompes s'est porté sur les pompes centrifuges à axe horizontal vu leur rendement très élevé. Une pompe de service et une autre de secours seront prévues pour chaque station de pompage.

Après vérification, nous avons constaté que les tronçons SP Hubert - SR1, SR2 - SR3, SP SM - SR4 et SR5 - R Boni sont soumis aux risques d'apparition du phénomène du coup de bélier. De ce fait, nous proposons d'installer des ventouses qui sont respectivement de diamètre : $D = 65\text{m}$, $D = 65\text{m}$, $D = 65\text{m}$, $D = 50\text{m}$ et $D = 50\text{m}$. Quant aux conduites gravitaires nous avons opté pour la fermeture lente de la vanne afin de minimiser la valeur du coup de bélier.

Le dimensionnement du réseau de distribution du village Belayed a été effectué à l'aide du logiciel de simulation EPANET.

Pour finir, cette étude nous a permis de mettre en pratique les connaissances que nous avons acquises durant notre formation. Nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ qui est l'étude de l'alimentation en eau potable de la commune d'Ighil Ali, et aussi, nous espérons que ce mémoire sera utile aux études à venir dans le domaine de l'alimentation en eau potable.

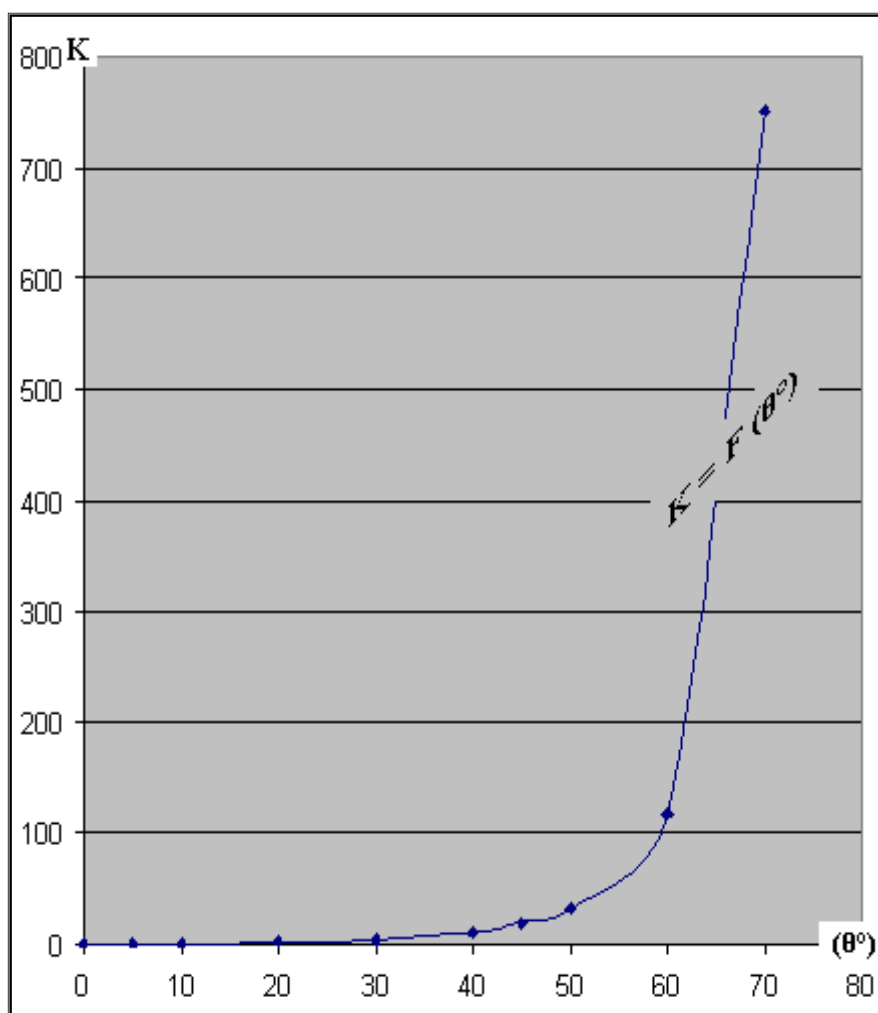
La Bibliographie

- [1] : Données recueillies auprès des services d'APC de la commune Ighil Ali
- [2] : Fr : Wikipédia.org / Wiki / Bejaïa
- [3] : Données fournies par le bureau d'études N.DEHDOUH
- [4] : **Dupont, A.**, Hydraulique Urbaine, Tome II, Ouvrage de transport, Elévation et distribution des eaux, *Edition Eyrolles*, Paris, 484 page, 1979.
- [5] : **MANSOURI,J.et IMESSAOUDENE,F.**, Etude d'aep des villages (ikhelouyene-ifouzar-igunan amar), commune ait aissa mimoun, Wilaya de Tizi Ouzou,*Mémoire de Fin d'Etude, Master* ; Université A-Mira Béjaïa.89 pages, 2015.
- [6] : **LEZOUL,B.et CHEKAOUL,L.**, Etude d'aep des six communes sud de la wilaya de Béjaïa et distribution du chef lieu de Tazmalt, Wilaya Béjaïa,*Mémoire de Fin d'Etude, Master* ; Université A-Mira Béjaïa.102 pages, 2015.
- [7] : **BONNIN, J.**, Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, *Edition Eyrolles*, 1977.
- [8] : **Carlier,M.**,hydraulique générale et appliquée, *EditionEyrolles*, Paris,534 pages, 1980.
- [9] : Catalogue de PAM pour les diamètres et leurs prix de revient des conduites en fonte.
- [10] : **HAMANI,S et YAHIAOUI,S.**,Etude d'alimentation en eau potable de la ville d'El Ouracia (Wilaya de Sétif), Mémoire de fin d'étude, d'Ingéniorat, Université de BEJAIA,2011.
- [11] : **Pernès.P.**,hydraulique unidimensionnelle ;partie 2,coup de bélier et phénomène d'oscillation en masse, pompes centrifuge, *editionCemagref*,Massy 2004.
- [12] : **Amara. L** ,Etude numérique du phénomène transitoire du coup de bélier par la méthode des caractéristique – Application à des cas pratique-, *Projet de Fin d'Etude, Ingéniorat*, Université A-Mira Bejaïa, 214 page, 2010.
- [13] : **Lencastre, A.**,Hydraulique générale, *Edition Eyrolles*, Paris, 633 pages, 2005.
- [14] : **YOUBI,S et ALLOUNE,N.**, Renforcement de l'A.E.P de la rive gauche de la commune d'AMIZOUR de Béjaïa à partir du barrage Tichy-Haff. Mémoire de fin d'étude d'ingéniorat, Université de Béjaïa, 2010.
- [15] : **OUABA,A. ET BOUDAUD,A.**, Etude du transfert Hodna-SETIF système Ouest (IGHIL EMDA-MAHOUANE),Mémoire de fin d'étude de Master, Université de BEJAIA,2014.

ANNEXES

ANNEXE IV-6 : Evolution du coefficient de singularité K d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

Angle d'inclinaison du papillon (θ°)	0 - 5	10	20	30	40	45	50	60	70
K	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751



Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité K d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.

Annexe V-1 : Diamètre intérieur et extérieur des conduites en PEHD PN10

Dex(mm)	Din(mm)	e (mm)
200	176,2	23,8
160	141	19
125	110,2	14,8
110	96,2	13,8
90	79	11
75	63,8	11,2
63	53,6	9,4
50	42,6	7,4
40	34,6	5,4
32	27,2	4,8
25	21	4
20	16	4

Résumé

Le présent travail s'inscrit dans la logique d'alimentation en eau potable de la commune Ighil Ali de la wilaya de Bejaia.

A prés avoir récolté les données concernant la commune, on a effectué une estimation des besoins en eau afin d'établir le dimensionnement des différents réservoirs de la zone d'étude.

Par la suite, on a calculé les diamètres économiques des différents tronçons du réseau et on a choisis les pompes des stations de pompage.

En suite on a procédé à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier dans les différents tronçons du réseau.

A la fin, on a réalisé le dimensionnement du réseau de distribution de village belayed en tenant compte des conditions limites liées aux vitesse et pressions.

Mots clé: Adduction, refoulement, pompe, coup de bélier, distribution, vitesse, pression.

Abstract

This work is a part of the logic to Ighil A li town in the wilaya of Bejaia. After the harvest of data concerning the site, we carried out an estimation of needs in water in order to establish the dimension of different tanks of the study area.

Subsequently, we calculated the economic diameters of different network pipe. In other part we have choosed the pumps of pumping stations.

Then, we have proceeded to the verification of the emergence of the aries's blow phenomenon in the different network pipe.

At the end, we maked the dimension of distribution network in the village belayed on taking into consideration limit condition tied up to speeds and pressures.

Keywords: pumps, water hummer, ditribution

ملخص

إن هذا العمل يسجل ضمن مشروع امداد مياه الشرب لبلدية اغيل اعلي لولاية بجاية.

بعدها تم استحضار جميع المعلومات الخاصة بالبلدية قمنا بتقدير الاحتياجات المائية المستقبلية, ثم تحجيم الانابيب الخاصة بالنقل و خزانات المياه و كذلك تم اختيار المضخات المناسبة, في ما بعد قمنا بدراسة المطرقة المائية على طول كل القنوات و كذلك حمايتها من هذه الظاهرة, و في الأخير تم تحجيم شبكة توزيع المياه لقريبة بلعياد.

الكلمات: المضخات, المطرقة المائية, شبكة توزيع المياه

