



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

KECHAH Sabrina

KHOUIDER Zakia

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

ETUDE DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE BENI MELIKECHE (W. BEJAIA)

Soutenu le **25 / 06 / 2016** devant le jury composé de :

- Président : **Mr ALLOUACHE.A**
- Promoteur : **Mr SELLAOUI.A**
- Examineur : **Mr AMIROUCHE.M**

REMERCIEMENT

En premier lieu nous remercierons le bon dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la patience pour réaliser ce travail.

Au terme de cette modeste étude, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à notre encadreur Mr SELLAOUI Adel qui nous a accordé son temps, son attention, son aide et sa disponibilité.

Nos sincères remerciements vont à Mr DEHDOUH.N pour nous avoir accueillis au sein de son établissement pour notre formation pratique ainsi que son équipe (chacun à son nom), sans oublier M^{lle} YEKHLEF pour son aide et sa disponibilité.

Nous voudrions remercier d'avance l'honorable jury qui aura à apprécier ce travail.

Nous tenons à remercier chaleureusement tous les enseignants du département hydraulique de nous avoir formés durant notre parcours.

Nous remercions profondément toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



MERCI



Je dédie ce travail à

*La mémoire de mon père qui me
manque beaucoup*

*Ma mère qui était toujours près de moi
avec son soutien.*

*Mes frères Zazak et Kader, mes sœurs
Dalila, Souad, Souhila, mon neveu Yani.*

Tous mes chers amis (es)

*Mon binôme Zakia qui était plus
d'une sœur pour moi.*

*Toute la promo
Hydraulique 2016*

SABRINA

A decorative border surrounds the text, featuring a mix of red and yellow roses, greenery, and white lace with gold and silver accents. The background is a light, shimmering gradient.

Je dédie ce travail à

*L'âme de mon père et de mes deux
sœurs Lamia et Souhila qu'ils soient fières
de moi là où ils sont,*

*La personne la plus chère pour moi à
ma mère qui était toujours derrière moi pour
arriver à ce que je suis aujourd'hui.*

*Mes frères Momoh, Kmidouche,
Mohsaid, mon jumeau Younes, mes sœurs,
mes neveux, mes nièces chacun à son nom.*

Tous mes chers amis (es)

*Mon binôme Sabrina qui était plus
d'une sœur pour moi.*

*Toute la promo
Hydraulique 2016*

ZAKIA

SOMMAIRE

Introduction générale	01
CHAPITRE I : Présentation du site et Estimation des besoins	
I.1. Présentation du site	
I.1.1. Introduction	02
I.1.2. caractéristique de la zone d'étude	02
I.1.2.1. Situation géographique	02
I.1.2.2. Situation topographique	02
I.1.2.3. Situation hydrographique	03
I.1.2.4. Situation climatique	03
I.1.2.5. Situation hydraulique	03
I.2. Estimation des besoins	
I.2.1. Situation démographique	03
I.2.2. Estimation de la population	03
I.2.3. Choix de la norme de consommation	04
I.2.3.1. Consommation moyenne journalière	04
I.2.3.2. Equipements existants	05
I.2.3.3. Les besoins de chaque village	05
I.2.4. Variation de la consommation journalière	11
I.2.5. Majoration de la consommation journalière des besoins	11
I.2.6. Variation de la consommation journalière	11XC
I.2.7. Variation de la consommation horaire	12
I.2.8. Conclusion	13
CHAPITRE II : Les réservoirs	
II.1. Introduction	14
II.2. Le rôle des réservoirs	14
II.3. Classification des réservoirs	14
II.4. Choix des réservoirs	14
II.5. Les équipements des réservoirs	15
II.5.1. Conduites d'adduction	15
II.5.2. Conduites de distribution	15
II.5.3. Conduites de vidange	16
II.5.4. Conduites de by-pass	16
II.5.5. Matérialisation de la réserve d'incendie	17
II.6. Capacité des réservoirs	17
II.6.1. Détermination des capacités des réservoirs	18
II.6.2. Dimensionnement des bâches des stations de reprises	18
II.6.3. La station de reprise SR04	19
II.6.4. Le réservoir final de la chaine d'adduction	20
II.6.5. Le réservoir de TABOUDA	22
II.6.6. Réservoir de T.THIGHILT	24
II.6.7. Réservoir d'AYACHA et A.FEDILA	26
II.6.8. Réservoir de LEMCELLA	28
II.6.9. Réservoir de THAGHALAT	30
II.6.10. Réservoir d'AGOUNI GOUROUAZ	32
II.6.11. Réservoir d'IVEDJIOUENE (AMARAI et AIT OUREKAS)	33
II.6.12. Réservoir IMRABDEN	35
II.6.13. Réservoir TINESSOUINE	36
II.6.14. Réservoir B.OUAMAR	38

II.6.15. Réservoir IDAMOUTHENE	39
II.7. Conclusion	41
CHAPITRE III : Adduction	
III.1. Introduction	42
III.2. Choix du tracé	42
III.3. Choix du type des conduites	42
III.4. Description du schéma d'adduction	43
III.5. Étude technico-économique	45
III.5.1. Calcul du diamètre économique	45
III.5.2. Calcul de la vitesse	45
III.5.3. Calcul des pertes de charges	45
III.5.3.1. pertes de charges linéaires H_L	46
III.5.3.2. Pertes de charge singulières J_s	46
III.5.3.3. Pertes de charge totale J_T	47
III.5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation HMT	47
III.5.5. Puissance à fournir à la pompe	47
III.5.6. Energie consommée par la pompe	47
III.5.7. Frais d'exploitation	47
III.5.8. Frais d'amortissement	48
III.5.9. Prix des conduites	48
III.6. Equipement de l'adduction	48
III.7. Détermination des diamètres économiques	49
III.7.1. SR 01 – SR 02	49
III.7.2. SR 02 – SR 03	49
III.7.3. SR 03 – SR 04	50
III.7.4. SR 04 – SR 05	51
III.7.5. SR 05 - Réservoir final	52
III.7.6. Réservoir final- point de piquage01	53
III.7.7. Point de piquage01- réservoir Taghalat	54
III.7.8. Point de piquage 01-point de piquage02	55
III.7.9. Piquage02-réservoir Agouni gourouaz :	55
III.7.10. Piquage 02 - Piquage 03	56
III.7.11. Piquage03-Réservoir IVEJIOUENE	56
III.7.12. Point de piquage03- Point de piquage04	57
III.7.13. Point de piquage04 –Réservoir IMRABDEN	57
III.7.14. Point de piquage04- Point de piquage05	58
III.7.15. Point de piquage05-réservoir TINESSOUINE	59
III.7.16. Point de piquage05- Point de piquage06	59
III.7.17. Point de piquage06-réservoir BENI OUAMAR	60
III.7.18. Point de piquage 06 - réservoir IDAMOUTHENE	60
III.7.19. Réservoir final-piquage07	61
III.7.20. Point de piquage 07 - réservoir TAOUDA	61
III.7.21. Point de piquage 07 - réservoir T.TIGHILT	62
III.7.22. Réservoir T .TIGHILT – réservoir AYACHA	63
III.7.23. Réservoir AYACHA – réservoir LEMCELLA	63
III.8. Conclusion	64

CHAPITRE IV : Pompes	
IV.1. Introduction	65
IV.2. Classification des pompes	65
IV.3. Constitution d'une pompe centrifuge	66
IV.4. Choix de la pompe	67
IV.5. Les courbes caractéristiques d'une pompe	67
IV.5.1. Puissance absorbée	68
IV.5.2. Puissance utile	68
IV.5.3. Hauteur manométrique totale (HMT)	68
IV.6. Le point de fonctionnement de la pompe	69
IV.6.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré	69
IV.7. Couplage des pompes	72
IV.7.1. Couplage en parallèle	72
IV.7.2. Couplage en série	72
IV.8. Etude de la cavitation	73
IV.9. Choix du type des pompes pour différentes stations	74
IV.9.1. Station de reprise 1-station de reprise 2	74
IV.9.1.1. <i>Les caractéristiques de la pompe</i>	74
IV.9.1.2. <i>Etude de la cavitation</i>	75
IV.9.2. Station de reprise 2-station de reprise 3	75
IV.9.2.1. <i>Les caractéristiques de la pompe</i>	75
IV.9.2.2. <i>Etude de la cavitation</i>	76
IV.9.3. Station de reprise 3-station de reprise 4	76
IV.9.3.1. <i>Les caractéristiques de la pompe</i>	76
IV.9.3.2. <i>Réalisation du point désiré</i>	77
IV.9.3.3. <i>Etude de la cavitation</i>	77
IV.9.4. Station de reprise 4-station de reprise 5	78
IV.9.4.1. <i>Les caractéristiques de la pompe</i>	78
IV.9.4.2. <i>Etude de la cavitation</i>	78
IV.9.5. Station de reprise 5- RF	79
IV.9.5.1. <i>Les caractéristiques de la pompe</i>	79
IV.9.5.2. <i>Réalisation du point désiré</i>	79
IV.9.5.3. <i>Etude de la cavitation</i>	80
IV.10. Conclusion	80
CHAPITRE V : Protection et pose des conduites	
V.1. Introduction :	81
V.2. Moyens de protection contre le coup de bélier	81
V.2.1. Le volant d'inertie	82
V.2.2. Les soupapes de décharge	82
V.2.3. Les ventouses	83
V.2.4. Cheminée d'équilibre	83
V.2.5. Réservoir d'air	84
V.3. Les valeurs numériques de coup de bélier	85
V.4. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons	86
V.4.1. Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement	86
V.4.2. Interprétation des résultats	86
V.5. Pose des conduites	86
V.5. 1. Exécution et aménagement de la tranchée	86
V.5.2. Franchissement des points spéciaux	88
V.5.2.1. <i>Traversées des routes</i>	88

V.5.2.2. <i>Traversés souterraine de ravin ou d'oued</i>	88
V.5.2.3. <i>Pose en élévation</i>	89
V.5.2.4. <i>Stabilisation de la conduite</i>	89
V.5.2.5. <i>Essais hydrostatiques du réseau (en tranchée)</i>	90
V.5.2.6. <i>Le remblaiement de la conduite</i>	90
V.5.2.7. <i>Précaution intéressant les conduites</i>	90
V.5.2.8. <i>La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service</i>	91
V.6. Conclusion	91
CHAPITRE VI : Réseau de distribution	
VI.1. Introduction	92
VI.2. Types des réseaux	92
VI.2.1. Réseau ramifié	92
VI.2.2. Réseau maillés	92
VI.2.3. Réseau combiné	93
VI.2.4. Réseau étagé	93
VI.3. Choix du réseau à adopter	93
VI.3.1. Matériaux à utiliser	93
VI.3.2. Conception du réseau	93
VI.3.3. Exigences du réseau de distribution	93
VI.4. Calcul hydraulique du réseau de distribution	93
VI.4.1. Déterminer les débits du réseau	94
VI.4.1.1. <i>Débit spécifique</i>	94
VI.4.1.2. <i>Débits en route</i>	94
VI.4.1.3. <i>Débits aux nœuds</i>	94
VI.4.2. Les pertes de charge	94
VI.4.3. La vitesse	95
VI.4.4. Calcul des pressions	95
VI.5. Dimensionnement du réseau de distribution	95
VI.6. Equipement du réseau de distribution	97
VI.7. Pièces spéciales de raccordement	97
VI.8. Conclusion	97
Conclusion générale	98

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 01 :	<i>Evaluation de la population des villages de Béni Melikeche</i>	04
Tableau 02 :	<i>Les équipements existants dans la commune de Béni Melikeche</i>	05
Tableau 03 :	<i>Détermination des besoins du village TOUILA</i>	05
Tableau 04 :	<i>Détermination des besoins du village TABOUDA</i>	06
Tableau 05 :	<i>Détermination des besoins du village TALA TIGHILT</i>	06
Tableau 06 :	<i>Détermination des besoins du village AYACHA</i>	07
Tableau 07 :	<i>Détermination des besoins du village LEMCELLA</i>	07
Tableau 08 :	<i>Détermination des besoins du village TAGHALAT</i>	08
Tableau 09 :	<i>Détermination des besoins du chef lieu AGOUNI GOUROU AZ</i>	08
Tableau 10 :	<i>Détermination des besoins des villages IVEJIOUENE, AMARAI et AIT OUREKAS</i>	09
Tableau 11 :	<i>Détermination des besoins du village IMRABDEN</i>	09
Tableau 12 :	<i>Détermination des besoins du village AGUENTOUR</i>	10
Tableau 13 :	<i>Détermination des besoins du village Béni Ouamar</i>	10
Tableau 14 :	<i>Détermination des besoins du village IDAMOUTHEN</i>	10
Tableau 15 :	<i>Récapitulation des besoins journaliers en eau</i>	11
Tableau 16 :	<i>Valeurs du coefficient B_{max} en fonction du nombre d'habitants</i>	13
Tableau 17 :	<i>Récapitulation des différentes consommations</i>	13
Tableau 18 :	<i>Détermination de la capacité de la station de reprise SR04</i>	19
Tableau 19 :	<i>Détermination de la capacité du réservoir du réservoir final</i>	21
Tableau 20 :	<i>Détermination de la capacité du réservoir de TABOUDA</i>	23
Tableau 21 :	<i>Détermination de la capacité du réservoir de TALA-TIGHILT</i>	25
Tableau 22 :	<i>Détermination de la capacité du réservoir d'AYACHA et A.FEDILA</i>	27
Tableau 23 :	<i>Détermination de la capacité du réservoir de LEMCELLA</i>	29
Tableau 24 :	<i>Détermination de la capacité du réservoir de TAGHALAT</i>	31
Tableau 25 :	<i>Détermination de la capacité du réservoir d'A.GUEROU AZ</i>	32
Tableau 26 :	<i>La capacité du réservoir d'IVEDJIOUENE, AMARAI et A.OUREKAS</i>	34
Tableau 27 :	<i>La capacité du réservoir IMRABDEN</i>	35
Tableau 28 :	<i>Détermination de la capacité du réservoir TINESSOUINE</i>	37
Tableau 29 :	<i>Détermination de la capacité du réservoir B.OUAMAR</i>	38
Tableau 30 :	<i>Détermination de la capacité du réservoir IDAMOUTHENE</i>	40
Tableau 36 :	<i>Calcul de la HMT pour le tronçon SR 01-02</i>	49
Tableau 37 :	<i>Frais d'exploitation pour le tronçon SR 01-02</i>	49
Tableau 38 :	<i>Frais d'amortissement pour le tronçon SR 01-02</i>	49
Tableau 39 :	<i>Calcul du bilan pour le tronçon SR 01-02</i>	49
Tableau 40 :	<i>Calcul de la HMT pour le tronçon SR 02-03</i>	50
Tableau 41 :	<i>Frais d'exploitation pour le tronçon SR 02-03</i>	50
Tableau 42 :	<i>Frais d'amortissement pour le tronçon SR 02-03</i>	50
Tableau 43 :	<i>Calcul du bilan pour le tronçon SR 02-03</i>	50
Tableau 44 :	<i>Calcul de la HMT pour le tronçon SR 03-04</i>	50
Tableau 45 :	<i>Frais d'exploitation pour le tronçon SR 03-04</i>	51

Tableau 46 :	Faris d’amortissement pour le tronçon SR 03-04	51
Tableau 47 :	Calcul du bilan pour le tronçon SR 03-04	51
Tableau 48 :	Calcul de la HMT pour le tronçon SR 04-05	51
Tableau 49 :	Frais d’exploitation pour le tronçon SR 04-05	51
Tableau 50 :	Frais d’amortissement pour le tronçon SR 04-05	52
Tableau 51 :	Calcul du bilan pour le tronçon SR 04-05	52
Tableau 52 :	Calcul de la HMT pour le tronçon SR 05- réservoir final	52
Tableau 53 :	Frais d’exploitation pour le tronçon SR 05- réservoir final	52
Tableau 54 :	Frais d’amortissement pour le tronçon SR 05- réservoir final	52
Tableau 55 :	Calcul du bilan pour le tronçon SR 05- réservoir final	53
Tableau 56 :	Calcul des pertes de charge totales Réservoir final- point de piquage01	53
Tableau 57 :	Calcul des pertes de charge totales Point de piquage01- réservoir Taghalat	54
Tableau 58 :	Calcul des pertes de charge totales Point de piquage 01-point de piquage02	55
Tableau 59 :	Calcul des pertes de charge totales Piquage02-réservoir Agouni gourouaz	56
Tableau 60 :	Calcul des pertes de charge totales Piquage 02 - Piquage 03	56
Tableau 61 :	Calcul des pertes de charge totales Piquage03-Réservoir IVEJIOUENE	57
Tableau 62:	Calcul des pertes de charge totales Point de piquage03- Point de piquage04	57
Tableau 63 :	Calcul des pertes de charge totales Point de piquage04 –Réservoir IMRABDEN	58
Tableau 64 :	Calcul des pertes de charge totales Point de piquage04- Point de piquage05	58
Tableau 65 :	Calcul des pertes de charge totales Point de piquage05-réservoir TINESSOUINE	59
Tableau 66 :	Calcul des pertes de charge totales Point de piquage05- Point de piquage06	59
Tableau 67:	Calcul des pertes de charge totales Point de piquage06-réservoir BENI OUAMAR	60
Tableau 68:	Calcul des pertes de charge totales Point de piquage 06 - réservoir IDAMOUTHENE	60
Tableau 69:	Calcul des pertes de charge totales Réservoir final-piquage07	61
Tableau 70:	Calcul des pertes de charge totales Point de piquage 0 7- réservoir TABOUDA	62
Tableau 71:	Calcul des pertes de charge totales Point de piquage 07 - réservoir T.TIGHILT	62
Tableau 72:	Calcul des pertes de charge totales Réservoir T.TIGHILT - Réservoir AYACHA	63
Tableau 73:	Calcul des pertes de charge totales Réservoir AYACHA-réservoir LEMCELLA	63
Tableau 74 :	Caractéristiques des tronçons de l’adduction par refoulement	63
Tableau 75 :	Caractéristiques des tronçons de la partie ouest	64
Tableau 76 :	Caractéristiques des tronçons de la partie est	64
Tableau 77 :	Les valeurs numériques de coup de bélier	86
Tableau 78 :	<i>Hauteur des couches de remblai</i>	87

Tableau 79 :	Débits en route, diamètres et vitesses dans chaque conduite du réseau du village d'IDAMOUTHENE	96
Tableau 80 :	Débits aux nœuds, altitudes et pressions aux nœuds du réseau de distribution du village d'IDAMOUTHENE	96

LISTE DES FIGURES

Figure (I.1) :	<i>situation de la zone d'étude</i>	02
Figure (II.1) :	<i>adduction avec chute</i>	15
Figure (II.2):	<i>Conduite de distribution</i>	15
Figure (II.3) :	<i>trop plein+vidange</i>	16
Figure (II.4) :	<i>la conduite de by-pass</i>	16
Figure (II.5) :	<i>matérialisation de la réserve d'incendie</i>	17
Figure (III.1) :	<i>Schéma simplifié du tracé de l'adduction du projet</i>	44
Figure (IV.1):	<i>Roue fermée</i>	66
Figure(IV.2) :	<i>Roue semi Ouverte</i>	66
Figure (IV.3):	<i>Roue ouverte</i>	66
Figure (IV.4) :	<i>construction d'une turbopompe</i>	67
Figure (IV.5) :	<i>Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge</i>	68
Figure (IV.6):	<i>Point de fonctionnement d'une pompe</i>	70
Figure (IV.7) :	<i>Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré</i>	72
Figure (IV.8) :	<i>Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge</i>	73
Figure (IV.9) :	<i>Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression</i>	74
Figure (V.1) :	<i>Cas d'arrêt brusque d'une pompe.</i>	81
Figure (V.2) :	<i>le volant d'inertie</i>	82
Figure (V.3):	<i>Soupape de décharge</i>	83
Figure (V.4) :	<i>la ventouse</i>	83
Figure (V.5) :	<i>Cheminée d'équilibre</i>	84
Figure (V.6) :	<i>Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air</i>	84
Figure (V.6) :	<i>pose de la conduite en tranchée</i>	87
Figure (V.7) :	<i>Protection pour la traversés des routes</i>	88
Figure (V.8) :	<i>Traversée d'oued</i>	89
Figure (V.9) :	<i>Butée sur coude horizontal</i>	89
Figure (V.10) :	<i>Butée sur coude vertical</i>	90
Figure (V.11) :	<i>Butée sur branchement</i>	90
Figure (VI.1) :	<i>Réseau ramifié</i>	92
Figure (VI.2) :	<i>Réseau maillé</i>	92
Figure (VI.3) :	<i>Réseau de distribution du village d'IDAMOUTHENE</i>	97

LISTE DES SYMBOLES

A :	Amortissement annuel.
a :	Célérité de l'onde (m/s).
B :	Valeur du coup de bélier (m).
C_a :	Côte à l'aspiration (m).
CHW :	Coefficient d HAZEN-WILLIAMS
C_{pi} :	Cote piézométrique du même point considéré (m).
C_p :	Côte de l'axe de la pompe(m).
CTN :	Côte Terrain Naturel en (m).
CTP :	Côte Trop Plein en (m).
D :	Diamètre du tuyau en (m).
D_{BONNIN} :	Diamètre déterminé par la formule de BONNIN.
D_{BRESS} :	Diamètre déterminé par la formule de BRESS.
D_{ext} :	Diamètre extérieur du tuyau en (m).
D_{int} :	Diamètre intérieur du tuyau en (m).
E :	Energie consommée par la pompe (KWh).
e :	Prix unitaire d'un K.W.h. en (DA).
e :	Epaisseur de la conduite (mm).
F_{exp} :	Frais d'exploitation en (DA).
F_{amort} :	Frais d'amortissement en (DA).
g :	Accélération de la pesanteur en m/s ² .
H₀ :	La pression absolue au point le plus haut de la conduite (m)
H_a :	Hauteur d'aspiration en (m).
H_c :	Courbe caractéristique de la conduite.
H_d :	valeur minimale du coup de bélier(m).
H_g :	Hauteur géométrique en (m).
HMT :	La hauteur manométrique totale en (m).
H_d :	charge disponible en (m)
H_r :	hauteur géométrique de refoulement (m)
H_s :	valeur maximale du coup de bélier(m).
H[?] :	La hauteur crée par la pompe(m).
h :	Perte de charge engendrée par vannage en (m),
i :	Annuité.
J_a :	Perte de charge à l'aspiration en (m).
J_L :	Pertes de charge linéaires (m).
J_r :	Perte de charge au refoulement en (m).
J_s :	Pertes de charge singulières (m).
J_t :	Perte de charge totale (m).
J_v :	Pertes de charge engendrées par la vanne (m).
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_{min,h} :	Coefficient de variation de consommation minimum horaire.
K_{max,j} :	Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance del'agglomération.
K_{min,j} :	Coefficient d'irrégularité minimal.
L :	Longueur de la conduite en (m).
L_{ij} :	Longueur du tronçon (i-j) en (m).
m :	Coefficient de rognage.
N :	Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).
N_i :	Nombre de consommateurs.
n :	Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 25 ans).
(NPSH)_d :	Charge nette minimale disponible à l'aspiration.
(NPSH)_r :	Charge nette minimale requise à l'aspiration.

P :	Puissance absorbée par la pompe en (KW).
P_j :	Pression au sol du point considéré (m).
PK :	point de piquage.
PN :	pression nominale du matériau.
P_N :	population pour l'horizon considéré.
P_t :	prix total de la conduite.
P_u :	Prix unitaire de la conduite (DA/ml).
P_u :	Puissance utile (Kw).
P₀ :	population de l'année de référence
P₀ :	Pression à la côte d'aspiration (m).
P% :	Résidu maximal dans le réservoir (%).
Q :	Débit refoulé dans la conduite en m ³ /s.
Q_c :	Somme des débits localisés en nœud considéré (l/s).
Q_{max,h} :	Débit entrant dans la station (m ³ /h).
Q_{max,j} :	Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.
Q_{min,j} :	Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
Q_{moy,j} :	Consommation moyenne journalière des consommateurs en (m ³ /s).
Q_{moy j maj} :	consommation journalière majorée (m ³ /j)
Q_{moyh} :	La consommation moyenne horaire
Q_n :	Débit au nœud (l/s).
Q_p :	Débit de pointe (m ³ /h)
Q_s :	Débit spécifique (l/s/m).
Q_v :	Débit véhiculé dans la conduite
q :	Dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/cons.
R :	Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite
Re :	Nombre de Reynolds.
RF :	Réservoir final.
r :	Pourcentage de rognage.
S :	Section de la conduite (m ²).
SR :	Station de reprise
T :	Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h).
T :	Nombre d'heures de pompage (h).
T_v :	Tension de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.
t :	Température en (°C)
V :	Vitesse d'écoulement en m/s.
V_{incendie} :	La réserve d'incendie qui est égale à 120 m ³
V_{max} :	Volume maximal de stockage en (m ³).
V_{st} :	Volume de la station de reprise en (m ³).
V_t :	Volume total du réservoir en (m ³).
V₀ :	vitesse d'écoulement
Z₀ :	Pression absolue.
α_{max} :	Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.
β_{max} :	Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.
v :	Viscosité cinématique de l'eau.
ξ :	Coefficient d'ouverture de la vanne en (%).
ρ :	Masse volumique de l'eau.
η :	Rendement de la pompe en (%).
λ :	Coefficient de pertes de charge.
Σ L_t :	Somme de longueurs alimentées par le réseau en (m).

Introduction

générale

Introduction générale

Dans certains pays dont l'Algérie est incluse, la pénurie d'eau devient un problème sérieux face auquel les responsables du secteur doivent faire face. Et donc l'évolution de la ressource en eau quantitative et qualitative devient une urgence pour répondre aux besoins d'alimentation en eau potable, d'agriculture et d'industrie. Face à toutes ces exigences, le ministère des ressources en eau (MRE) a programmé plusieurs études en cette voie.

L'une de ces études nous conduit vers les montagnes de la Kabylie précisément à la commune de Béni Melikeche l'une des six communes de la daïra de TAZMALT wilaya de BEJAIA. Les ressources hydriques de la région est très faible et donc l'accroissement démographique de cette dernière ainsi que son extension ont soulevé le problème du manque d'eau.

La vue s'est fixée sur le barrage de Tichy-Haff comme une source remplaçante et donc la direction de l'hydraulique de la wilaya de BEJAIA a lancé un appel d'offre pour l'étude du projet.

L'objectif de cette étude est de répondre aux besoins en eau des villages de la commune de Béni Melikeche et ce à partir du piquage depuis la conduite venant du barrage de Tichy-Haff.

Afin d'aboutir aux objectifs, l'étude du projet sera basé sur les points suivants :

- En premier lieu, nous donnerons une idée générale sur le site ainsi que la situation hydraulique dans la région, en complétant par les estimations des différents besoins.
- En second lieu, nous opterons pour le dimensionnement des réservoirs de stockage ainsi que les stations de reprise.
- Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement des conduites d'adduction en tenant compte du côté technico-économique (partie refoulement).
- Le choix des pompes à utiliser pour les stations de pompage fera l'objet du quatrième chapitre.
- Dans le cinquième chapitre nous donnerons des détails sur la protection des conduites contre le coup de bélier ainsi que leur pose.
- Au dernier lieu, nous présenterons le réseau de distribution de l'un des villages de la commune.

Et on terminera par une conclusion générale.

Presentation du site

et

estimation des besoins

I.1. Présentation du site

I.1.1. Introduction :

Avant tout projet d'AEP, une étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques de la zone et les facteurs qui influent sur la conception du projet et les besoins en eau qui varient en fonction des types des consommateurs (domestique, sanitaire,.....) il est également nécessaire de procéder au recensement pour avoir les normes de consommation unitaire dans le but d'estimer les besoins de la population à long terme.

I.1.2. Caractéristiques de la zone d'étude : [5]

I.1.2.1. Situation géographique :

Béni Melikeche se situe au Nord-Ouest du chef lieu de la wilaya de Bejaia.

La commune de Béni Melikeche est l'une des quatre communes de la daïra de Tazmalt, elle est bordée comme suit :

Du côté Sud, par le chef lieu de Tazmalt.

Du côté Est, la daïra d'Akbou.

Du côté Nord par la wilaya de Tizi-Ouzou.

Du côté Ouest par la wilaya de Bouira.

La région d'étude est représentée dans la Figure (I.1) ci-dessous :

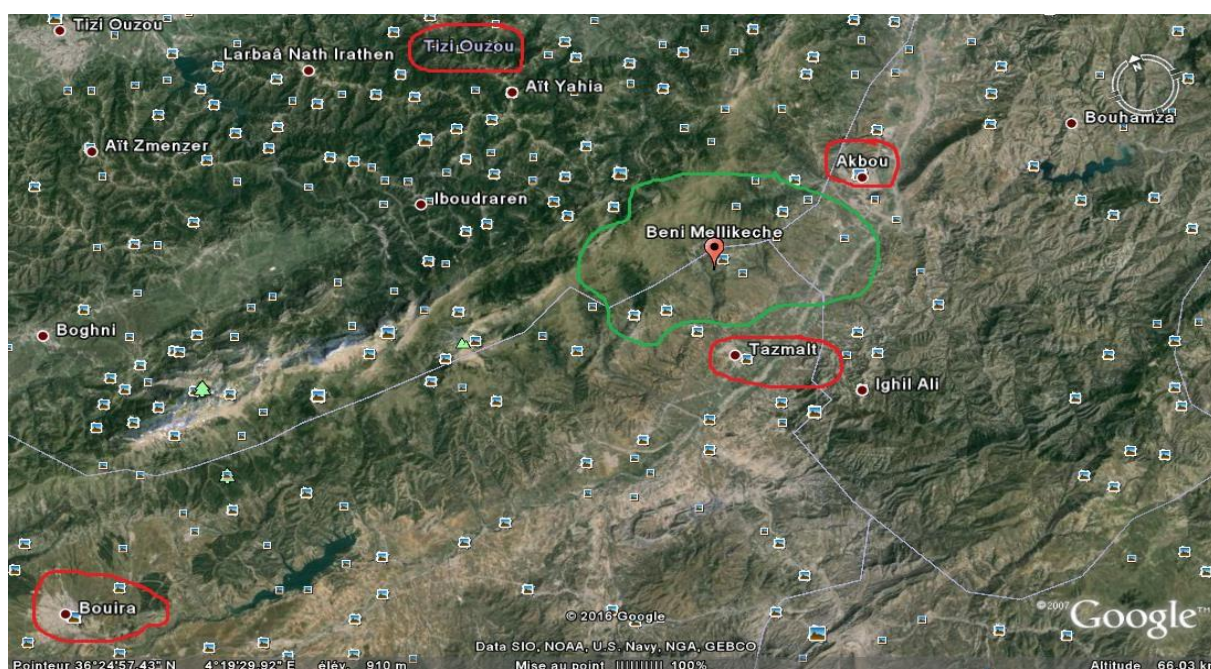


Figure (I.1) : situation de la zone d'étude

I.1.2.2. Situation topographique :

Le relief de la zone étudiée est très accidenté, La surface de Béni Melikeche est de l'ordre de 42,8 Km², elle est composée de :

- 5% des affluents
- 75% des collines et des crêtes
- 20% sont des terrains montagneux

I.1.2.3. Situation hydrographique :

Le réseau hydrographique est constitué de l'oued sahel qui alimente la nappe aquifère de sa confluence. De même, l'oued Béni Melikeche semble avoir quelque influences au point de vue alimentation.

I.1.2.4. Situation climatique :

La région de Béni Melikeche est exposée aux influences du climat méditerranéen.

- **La pluviométrie :**

La région reçoit une pluviométrie moyenne annuelle de 950 mm.

- **la température :**

La température moyenne de cette région est de l'ordre de 13°C en hiver et de 30°C en été.

- **Le régime des vents :**

Les vents dominants sont ceux qui pénètrent le long de la vallée à partir du littoral, ils sont humides et frais en hiver. Du Sud de la région, souffle le sirocco.

I.1.2.5. Situation hydraulique :

Actuellement la commune de Béni Melikeche est alimentée par des sources naturelles à faible débit qui n'arrive pas à satisfaire les besoins de la région surtout en été.

Pour faire face à ce problème d'insuffisance d'eau dans cette commune, on a opté pour un piquage depuis la conduite venant du barrage de Tichi-Haff, et ce dans le but de protéger les sources et ne pas épuiser la nappe phréatique de la région.

I.2. Estimation des besoins

I.2.1. Situation démographique : [5]

Du point de vue démographique, les renseignements recueillis localement, qui se basent sur le dernier recensement général de la population et de l'habitat (RGPH 2008) évaluent la population à 8481 habitants.

I.2.2. Estimation de la population :

L'estimation de la population en situation future, consistera à prendre en compte l'évolution de la population à long terme.

Pour un taux d'accroissement défini, la loi d'évolution de la population d'une agglomération est donnée par la formule composée suivante :

$$P_N = P_0 * (1 + T)^N$$

P_N : population pour l'horizon considéré.

P_0 : population de l'année e référence.

T : Taux de croissance (T = 1.2 %) [5].

N : nombre d'années, séparant l'année de base de l'année d'horizon.

L'estimation de la population, pour l'horizon 2041, est basée sur le dernier recensement effectué par les services de la Wilaya de Bejaia (RGPH 2008).

Les résultats de calcul de la population pour l'horizon 2041 sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 01 : Evaluation de la population des villages de Béni Melikeche

Commune	Villages	N ^{mbr} de population 2008	N ^{mbr} de population 2041
Béni Melikeche	Imrabden(Nezla,Idamouthen,Lemdjez, Tahamamt,Tiharkatine, Tanoula)	386	572
	Béni Ouamar	1259	1866
	Boudraa	141	209
	Aguentour	1647	2441
	Amarai	315	467
	Ait ourekas	25	37
	Ivedjiouene	128	190
	Agouni Gourouaz	391	580
	Taghalat	1013	1502
	Tabouda	915	1356
	Lemcella(Tighbirth, Touila,Ighil Lekrar)	755	1119
Ayacha(Ait Fdila, Tala Tighilt)	1506	2232	
TOTAL	/	8481	12571

I.2.3. Choix de la norme de consommation :

La norme de consommation, pour une agglomération rurale, est fixée à 125 l/j/hab. l'insuffisance de la consommation domestique en eau potable due au redressement du niveau de vie et le progrès d'hygiène exige de majorer la dotation fournie précédemment de 20% comme une marge de sécurité afin d'assurer une bonne distribution, cette nouvelle norme sera de 150 l/j/hab.

I.2.3.1. Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière, se détermine en tenant compte des différents types de consommation :

- Domestique
- Socioculturels
- Scolaires
- Sanitaire
- Administratifs Etc.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \Sigma (q * N_i/1000) \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière des consommateurs en (m^3/j).

q : dotation moyenne journalière en (l/j. cons).

N_i : nombre de consommateur.

I.2.3.2. Equipements existants : [5]

Au niveau du site de notre étude, les équipements existant sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 02 : Les équipements existants dans la commune de Béni Melikeche

Equipements	12 villages de Bèni Mlikeche
Sanitaires	- Une polyclinique - trois salles de soins
Scolaires	- 07 écoles primaires - 02 CEM - 01 lycée - 01 école privée - 01 CFPA
Administratifs	- 03 postes - 01 APC - 01 brigade
Socioculturels	- 06 mosquées
Commerciaux	- 13 huileries - 01 pâtisserie - Pizzeria - 31 alimentations générales - 01 pharmacie - 01 boulangerie - 06 cafétérias
Sports et loisirs	- 01 voute - 02 airs de jeu - 02 terrains combinés

I.2.3.3. Les besoins de chaque village :

a) PARTIE EST

1. Les besoins du village TOUILA

Tableau 03 : Détermination des besoins du village TOUILA

village	Besoins (m^3/j)
TOUILA 111 habitants	16,64
TOTAL	16,64

2. Les besoins du village TABOUDA

Tableau 04 : Détermination des besoins du village TABOUDA

Village	infrastructures	Dotation	Besoins (m ³ /j)	Besoins domestiques (m ³ /j)	TOTAL (m ³ /j)
TABOUDA 1356 habitants	Salle de soin (222,3 m ²)	5 (l/j/m ²)	1,11	203,4	/
	Ecole primaire (89 élèves)	10 (l/j/élève)	0,89		
	CEM (278 élèves)	10 (l/j/élève)	2,78		
	Mosquée (91 fidèles)	20 (l/j/fidèle)	1,82		
	Huilerie	4000 (l/j)	4		
	caféteria	200 (l/j)	0,2		
	03 alimentations générales	90 (l/j)	0,27		
TOTAL	/	/	11,07	203,4	214,47

3. Les besoins du village TALA TIGHILT

Tableau 05 : Détermination des besoins du village TALA TIGHILT

village	Infrastructures	Dotation	Besoins (m ³ /j)	Besoins domestiques (m ³ /j)	TOTAL (m ³ /j)
TALA TIGHILT 741 habitants	CFPA (200 candidat)	10 (l/j/candidat)	2	111,15	
	Aire de jeu (2300 m ²)	10 (l/j/m ²)	23		
TOTAL	/	/	25	111,15	136,15

4. Les besoins du village AYACHA sans TALA TIGHILT

Tableau 06: Détermination des besoins du village AYACHA

village	Infrastructures	Dotation	Besoins (m ³ /j)	Besoins domestiques (m ³ /j)	TOTAL (m ³ /j)
Ayacha,(Ait Fdila)1491 habitants	Salle de soin (228 m ²)	5 (l/j/m ²)	1,14	223,65	/
	Ecole primaire (111 élèves)	10 (l/j/ élève)	1,11		
	Poste (1 employé)	20 (l/j/ employé)	0,02		
	Mosquée (250 fidèles)	20 (l/j/fidèle)	5		
	Cafétéria	200 (l/j)	0,2		
	Huilerie	4000 (l/j)	4		
	06 alimentations générales	90(l/j)	0,54		
Terrain combiné (550 m ²)	10 (l/j/m ²)	5,5			
TOTAL	/	/	17,51	223,65	241,16

5. Les besoins du village LEMCELLA

Tableau 07: Détermination des besoins du village LEMCELLA

Village	Infrastructures	Dotation	Besoins (m ³ /j)	Besoins domestiques (m ³ /j)	TOTAL (m ³ /j)
LEMCELLA Sans TOUILA 1008 habitants	Ecole primaire (52 élèves)	10 (l/j/élève)	0,52	150,35	/
	Huilerie	4000 (l/j)	4		
TOTAL	/	/	4,52	150,35	154,87

b) PARTIE OUEST

6. Les besoins du village TAGHALAT

Tableau 08 : Détermination des besoins du village TAGHALAT

Village	infrastructures	Dotation	Besoins (m ³ /j)	Besoins domestiques (m ³ /j)	TOTAL (m ³ /j)
TAGHALAT 1502 habitants	Ecole primaire (107 élèves)	10 (l/j/élève)	1,07	225,24	/
	Mosquée (90 fidèles)	20 (l/j/fidèle)	1,8		
	cafétéria	200 (l/j)	0,2		
	Huilerie	4000(l/j)	4		
	4 alimentations générales	90 (l/j)	0,36		
TOTAL	/	/	7,43	225,24	232,67

7. Les besoins du chef lieu AGOUNI GOUROUAZ

Tableau 09 : Détermination des besoins du chef lieu AGOUNI GOUROUAZ

Village	Infrastructures	Dotation	Besoins (m ³ /j)	Besoins domestiques (m ³ /j)	TOTAL (m ³ /j)
Chef lieu (Agouni Gourouaz) 580 habitants	Polyclinique (3070 m ²)	5 (l/j/m ²)	15,35	87	/
	Poste (2 employés)	20 (l/j/employé)	0,04		
	APC (237 employés)	20 (l/j/employé)	4,74		
	Brigade (15 employés)	15 (l/j/employé)	0,22		
	Mosquée (80 fidèles)	20 (l/j/fidèle)	1,6		
	02 huileries	4000 (l/j)	8		
	02 cafétérias	200 (l/j)	0,4		
	Pâtisserie	400(l/j)	0,4		
	03 alimentations générales	90(l/j)	0,27		
	Pizzeria	200 (l/j)	0,2		
	Pharmacie	100(l/j)	0,1		
	Boulangerie	100 (l/j)	0,1		
TOTAL	/	/	31,42	87	118,42

8. Les besoins des villages IVEJIOUENE et AMARAI et AIT OUREKAS

Tableau 10 : Détermination des besoins des villages IVEJIOUENE, AMARAI et AIT OUREKAS

Village	infrastructures	Dotation	Besoins (m ³ /j)	Besoins domestiques (m ³ /j)	TOTAL (m ³ /j)
AMARAI 467 habitants	Ecole primaire (75 élèves)	10 (l/j/élève)	0,75	70,04	/
	Lycée (264 élèves)	10 (l/j/élève)	2,64		
	Huilerie	4000 (l/j)	4		
	Aire de jeu (481 m ²)	10 (l/j/m ²)	4,81		
AIT OUREKAS et IVEJIOUENE 227 habitants	/	/	/	34,05	
TOTAL	/	/	12,2	104,09	116,29

9. Les besoins du village IMRABDEN

Tableau 11 : Détermination des besoins du village IMRABDEN

Village	Infrastructures	Dotation (l/j/ fidèle)	Besoins (m ³ /j)	Besoins domestiques (m ³ /j)	TOTAL (m ³ /j)
IMRABDEN (sans IDAMOUTHEN) 437 habitants	Mosquée (230 fidèles)	20	4,6	65,55	/
TOTAL	/	/	4,6	65,55	70,15

10. Les besoins du village AGUENTOUR

Tableau 12 : Détermination des besoins du village AGUENTOUR

Village	infrastructures	Dotation	Besoins (m ³ /j)	Besoins domestiques (m ³ /j)	TOTAL (m ³ /j)
AGUENTOUR 2441 habitants	Ecole primaire (85 élèves)	10 (l/j/élève)	0,85	366,15	/
	Ecole privée (80 élèves)	10 (l/j/élève)	0,8		
	2 huileries	4000 (l/j)	8		
TOTAL	/	/	9,65	366,15	375,8

11. Les besoins du village Béni Ouamar

Tableau 13 : Détermination des besoins du village Béni Ouamar

village	infrastructures	Dotation	Besoins (m ³ /j)	Besoins domestiques (m ³ /j)	TOTAL (m ³ /j)
Béni Ouamar 1866 habitants	Salle de soin (206,4 m ²)	5 (l/j/m ²)	1,032	280	/
	Ecole primaire (143 élèves)	10 (l/j/élève)	1,43		
	CEM (244 élèves)	10 (l/j/élève)	2,44		
	Poste (1 employé)	20 (l/j/employé)	0,02		
	Mosquée (120 fidèles)	20 (l/j/fidèle)	2,4		
	02 Huilerie	4000 (l/j)	8		
	cafétéria	200(l/j)	0,2		
	12 alimentations générales	90 (l/j)	1,08		
	Voute (983,4 m ²)	15 (l/j/m ²)	14,75		
	Terrain combiné (1200 m ²)	10 (l/j/m ²)	12		
BOUDRAA 209 habitants	3 alimentations générales	90 (l/j)	0,27	31,35	/
	Huilerie	4000 (l/j)	4		
TOTAL			47,62	311,35	358,97

12. Les besoins du village IDAMOUTHEN

Tableau 14 : Détermination des besoins du village IDAMOUTHEN

Village	Infrastructures	Dotation (l/j)	Besoins (m ³ /j)	Besoins domestiques (m ³ /j)	TOTAL (m ³ /j)
IDAMOUTHEN 135 habitants	Huilerie	4000	4	20,25	/
TOTAL	/	/	4	20,25	24,25

Les résultats de calcul pour les différents besoins de l'ensemble des villages de la commune de Béni Melikeche sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 15 : Récapitulation des besoins journaliers en eau

agglomération	Type de besoins	Besoins (m ³ /j)
		2041
Béni Melikéche	Domestique	1885,8
	Scolaire	17,8
	Sanitaire	18,63
	Socioculturel	17,2
	Administratif	5,04
	Commerciaux	56,79
	Sport	60
TOTAL	/	2061,2

I.2.4. Variation de la consommation journalière :

La consommation moyenne journalière est majorée de 20% pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière et pour combler les fuites. Les résultats sont présentés dans le tableau 17.

I.2.5. Majoration de la consommation journalière des besoins:

En tenant compte des pertes on aura le débit moyen journalier majoré comme suit :

$$Q_{\text{moy j maj}} = Q_{\text{moy j}} + 20\% * Q_{\text{moy j}}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau 17.

I.2.6. Variation de la consommation journalière :

Le débit d'eau consommé n'est pas constant en fonction des jours, des mois, et des semaines, il varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par le coefficient d'irrégularité K_{maxj} et K_{minj} .

Avec :

$$K_{\text{maxj}} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$$K_{\text{minj}} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

La consommation maximale journalière Q_{maxj} représente le débit du jour le plus chargé de l'année, elle se détermine par la formule suivante :

$$Q_{\text{maxj}} = K_{\text{maxj}} * Q_{\text{moyj}}$$

K_{maxj} : coefficient d'irrégularité maximale qui tient compte de l'augmentation de la consommation. Il est compris entre 1,1 et 1,3. Nous optons pour $K_{\text{maxj}}=1,2$

Don, on aura :

$$Q_{\text{maxj}} = 1,2 * Q_{\text{moyj}}$$

La consommation minimale journalière représente le débit du jour le moins chargé de l'année. Elle se calcule par la formule suivante :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{\text{moy}j}$$

Avec :

$K_{\min j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimale qui tient compte d'une éventuelle sous-consommation. Il est compris entre 0,7 et 0,9. nous optons pour $K_{\min j}=0,8$

Donc, on aura :

$$Q_{\min j} = 0,8 * Q_{\text{moy}j}$$

Les consommations moyennes minimales et maximales sont réunies dans le tableau 17.

I.2.7. Variation de la consommation horaire :

Le débit journalier subit des variations durant les 24 heures de la journée. Ces variations sont caractérisées par les coefficients $K_{\max.h}$ et $K_{\min.h}$ dits respectivement, coefficient de variation maximale et coefficient de variation minimale.

$$K_{\max.h} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommaion moyenne horaire}}$$

$$K_{\min.h} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommaion moyenne horaire}}$$

Tel que:

La consommation moyenne horaire :

$$Q_{\text{moy}.h} = Q_{\text{moy}.j} / 24$$

La consommation maximale horaire :

$$Q_{\max.h} = Q_{\max.j} / 24$$

La consommation minimale horaire :

$$Q_{\min.h} = Q_{\min.j} / 24$$

Par ailleurs le coefficient $K_{\max.h}$ est défini tel que :

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max.} * \beta_{\max}$$

Avec :

$\alpha_{\max.}$: coefficient tenant compte du confort e des équipements de l'agglomération, compris entre 1.2 et 1.3. nous optons pour $\alpha_{\max}=1.3$

β_{\max} : coefficient donné en fonction du nombre d'habitant tel que le montre le tableau suivant :

Tableau 16 : Valeurs du coefficient B_{max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	100	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1

Dans notre cas, on a 12571 habitants, compris entre 10000 et 20000, on procède alors avec une interpolation :

$$\begin{aligned}
 20000 - 10000 & \Longrightarrow 1.2 - 1.3 \\
 12571 - 10000 & \Longrightarrow \beta_{max} - 1.3 \\
 10000 & \Longrightarrow - 0.1 \\
 2571 & \Longrightarrow \beta_{max} - 1.3
 \end{aligned}$$

$$\beta_{max} = 1.3 + (2571 * (-0.1)) / 10000 = 1.3$$

Donc on aura : $K_{max,h} = 1.3 * 1.3 = 1.7$

On prendra en fin $K_{max,h}$, cette valeur permet de choisir le régime de consommation pour notre agglomération, d'après les résultats présentés sous forme de tableau. A partir de ce tableau nous pouvons déduire les consommations horaires par la relation suivante :

$$Q_{max,h} = Q_{max,j} / 24 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Avec :

$k_{max,h}$: coefficient de variation horaire maximale

$Q_{max,h}$: débit horaire (m³/h)

$Q_{max,j}$: consommation maximale journalière.

On a déduit les différentes consommations comme suit :

Tableau 17 : Récapitulation des différentes consommations

Commune	La consommation moyenne journalière (m ³ /j)	Horizon
		2041
Béni Mlikeche	$Q_{moy,j}$	2061,2
	$Q_{moy,j}$ (l/s)	23.86
	$Q_{moy,j}$ maj	2473.62
	$Q_{max,j}$	2968,34
	$Q_{min,j}$	1978,9
	$Q_{moy,h}$	103,06
	$Q_{max,h}$	123,68
	$Q_{min,h}$	82,45

1.2.8. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter le lieu de projet, connaître la topographie, le climat, le relief, la démographie et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable de la commune de Béni Melikeche .ces différentes informations nous ont aidé à déterminer tous les débits journaliers et les consommation horaires maximales qui sont la conception d'un nouveau réseau afin de résoudre les problèmes d'eau de cette région.

Les

Réservoirs

II.1. Introduction :

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

II.2. Le rôle des réservoirs :

Le rôle de réservoirs est énuméré ci-dessous :

- Le réservoir maintient l'eau à l'abri des pollutions et aux variations de températures.
- Le réservoir joue un rôle de modulateur du point de vue apport et distribution
- Lutte contre les incendies
- Régulariser les pressions dans le réseau de distribution
- Emmagasiner l'eau pendant les heures creuses de consommation et la restituer pendant les autres heures où la consommation devient importante.
- En cas de panne électrique ou d'une réparation de conduite, le réservoir constitue une assurance contre ces indisponibilités, il permet l'alimentation des ouvrages amonts.

II.3. Classification des réservoirs : [1]

Les réservoirs sont classés comme suit :

- D'après la nature des matériaux, on distingue :
 - Les réservoirs métalliques.
 - Les réservoirs en maçonnerie.
 - Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrés.
 - Semi enterrés.
 - Surélevés sur tours.

II.4. Choix des réservoirs :

Vu le relief du terrain et l'emplacement disponible, nous optons pour des réservoirs circulaires semi enterrés pour lesquelles :

- L'étanchéité est assurée.
- L'étude architecturale est simplifiée.
- L'économie sur les frais de construction.
- La conservation de l'eau emmagasinée est à une température constante.

II.5. Les équipements des réservoirs :

Les réservoirs doivent être équipés de : [1]

II.5.1. Conduites d'adduction :

L'eau arrive aux réservoirs par débordement afin de permettre son oxygénation.

L'adduction doit s'obturer dès que l'eau atteint le niveau maximum du réservoir, cette obturation se réalise grâce à un robinet flotteur. (Figure (II.1)).

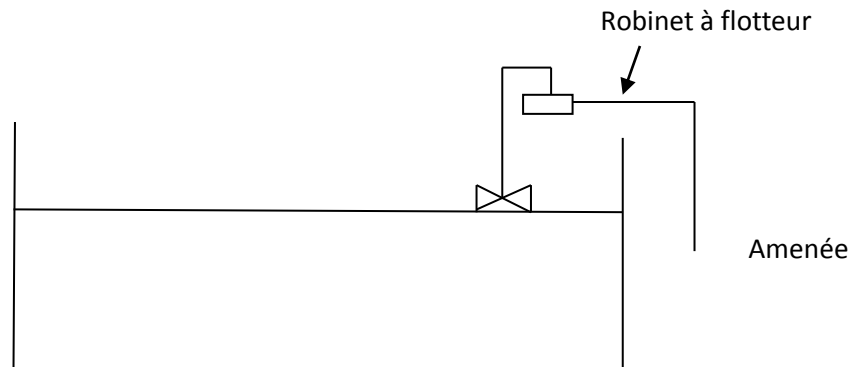


Figure (II.1) : adduction avec chute

II.5.2. Conduites de distribution :

Le départ de la conduite de distribution à 0,15 à 0,2 m au dessus du radier, en vue d'éviter l'introduction du sable et de boue éventuellement déposés sur le radier.

Un robinet vanne sera aménagé sur le départ de la conduite de distribution, pour pouvoir isoler rapidement le réservoir en cas de rupture sur la conduite maitresse de distribution. (Figure (II.2)).

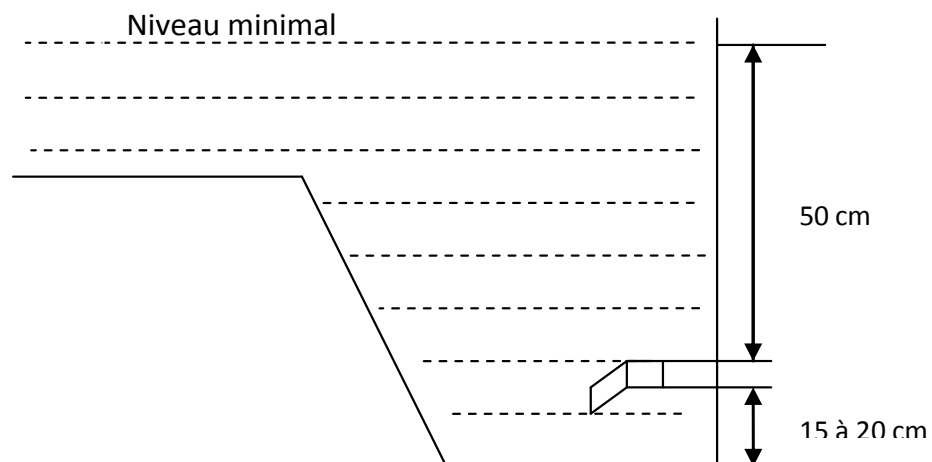


Figure (II.2): Conduite de distribution

II.5.3. conduites de trop plein :

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

Pour éviter l'intrusion d'insecte ou des moustiques, on aménage un siphon dans la conduite de trop plein. (Figure (II.3)).

II.5.4. Conduite de vidange :

On l'installe au bas du réservoir et on la raccorde avec la conduite de trop plein. Elle comporte un robinet vanne pour d'éventuel nettoyage ou réparation dans le réservoir. (Figure (II.03)).

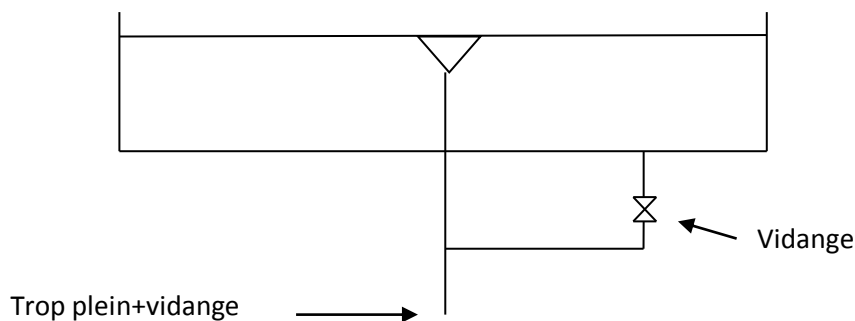


Figure (II.3) : trop plein+vidange

II.5.5. Conduites de by-pass :

Ce dispositif relie l'adduction à la distribution. Il ne fonction qu'au moment du nettoyage ou de réparation du réservoir.

- En temps 1 et 3 sont ouvertes et la 2 est fermée.
- En by-pass on ferme 1 et 3 et on ouvre 2 (Figure (II.4)).

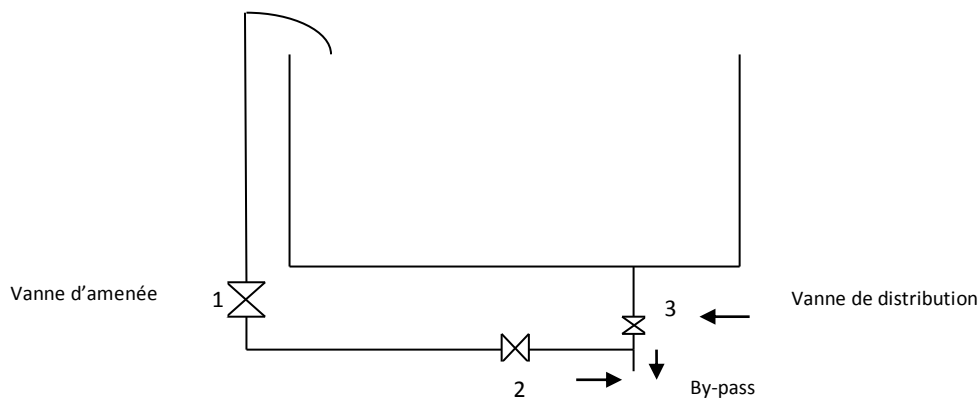


Figure (II.4) : la conduite de by-pass

II.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie:

Pour empêcher le passage de l'eau de la réserve de l'incendie dans la distribution en prévoit :

- Le système à deux prises.

En temps normal : 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée

- Le système à siphon

En service normal 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée.

En cas d'incendie on ouvre la conduite 2.

Le robinet vanne 3 normalement ouvert et prévu pour réparer 1 ou 2. dans le système à deux prise, la réserve d'incendie constitue une tranche d'eau morte, on portera alors pour le 2^{ème} système car l'eau ne stagne pas au fond du réservoir. (Figure (II.5)).

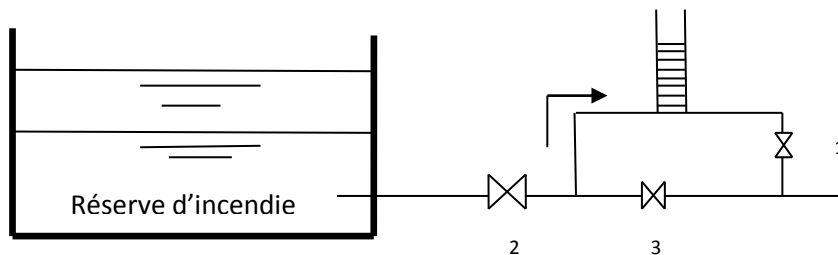


Figure (II.5) : matérialisation de la réserve d'incendie

II.6. Capacité des réservoirs : [2]

Pour satisfaire un rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Le volume maximal de régularisation du réservoir est déterminé par la formule suivante :

Avec :

$$V_{max} = P \% * \frac{Q_{max j}}{100} \quad [3]$$

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

Le volume total du réservoir (V_t) sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à $120 m^3$ (volume nécessaire pour atteindre un incendie de deux heures)

$$V_T = V_{max} + V_{incendie} \quad [4]$$

II.6.1. Détermination des capacités des réservoirs :

Pour le cas de notre étude, nous avons des capacités différentes à dimensionner :

- Les capacités trois stations de reprises SR1, SR2, SR3
- La capacité de SR4
- La capacité de SR5
- Le réservoir final de la commune de Béni Melikeche
- Et les réservoirs de chaque village

II.6.2. Dimensionnement de la station de reprise :

La station de reprise est équipée d'une station de pompage permettant le refoulement intermédiaire.

L'adduction par refoulement jusqu'au réservoir final s'effectue par l'intermédiaire de cinq stations de reprises : SR01, SR02, SR03, SR04 et SR05.

Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas. On prendra dans ce cas un temps de stockage d'un quart d'heure (1/4 heure).

$$V_{st} = Q_{max.h} * T$$

Avec :

V_{st} : volume de la station de reprise

$Q_{max.h}$: débit entrant dans la station

T : temps de fermeture des vannes

- Pour les stations de reprises SR01, SR02, SR03:

On a : $Q_{max.h} = 123,68 \text{ m}^3/\text{h}$

Le débit véhiculé est $Q_v = 123,68 * 24 / 20 = 148,416 \text{ m}^3/\text{h}$

Donc : $V_{st} = 148,416 * 1/4 = 37,104 \text{ m}^3$

On prend alors un volume de 50 m^3

- Pour la station de reprise SR05 :

On a : $Q_{max.h} = 122,69 \text{ m}^3/\text{h}$

Le débit véhiculé est $Q_v = 122,69 * 24/20 = 147,228 \text{ m}^3/\text{h}$

Donc : $V_{st} = 147,228 * 1/4 = 36,81 \text{ m}^3$

On prend alors un volume de 50 m^3

II.6.3. La station de reprise SR04 :

Le réservoir SR04 assure une distribution pour les habitants de Touila et un refoulement vers le réservoir final de la chaîne d'adduction.

Comme le nombre d'habitants : 111 habitants on trouvera alors :

$$\alpha_{\max} = 1,3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1,92$$

Donc : $k_{\max, h} = 2,5$

On aura le tableau suivant :

Tableau 18 : Détermination de la capacité de la station de reprise SR04

heures	apports		Les sorties				sorties	surplus	déficit	résidu
	distributions		refoulement		%	%				
	m ³ /h	%	m ³ /h	%						
0-1	0,00	0	0,14	0,005	0	0,000	0,005		-0,005	0,036
0-2	0	0	0,14	0,005	0	0,000	0,005		-0,005	0,031
2-3	0	0	0,29	0,010	0	0,000	0,010		-0,010	0,026
3-4	0	0	0,48	0,016	0	0,000	0,016		-0,016	0,017
4-5	148,42	5	0,84	0,028	147,22	4,960	4,988	0,01		0,000
5-6	148,42	5	0,84	0,028	147,22	4,960	4,988	0,01		0,013
6-7	148,42	5	1,08	0,036	147,22	4,960	4,996	0,00		0,025
7-8	148,42	5	2,44	0,083	147,22	4,960	5,042		-0,042	0,029
8-9	148,42	5	2,11	0,071	147,22	4,960	5,031		-0,031	-0,013
9-10	148,42	5	1,56	0,053	147,22	4,960	5,012		-0,012	-0,044
10-11	148,42	5	0,98	0,033	147,22	4,960	4,993	0,01		-0,056
11-12	148,42	5	0,98	0,033	147,22	4,960	4,993	0,01		-0,049
12-13	148,42	5	0,84	0,028	147,22	4,960	4,988	0,01		-0,041
13-14	148,42	5	0,84	0,028	147,22	4,960	4,988	0,01		-0,029
14-15	148,42	5	1,13	0,038	147,22	4,960	4,998	0,00		-0,017
15-16	148,42	5	1,49	0,050	147,22	4,960	5,010		-0,010	-0,015
16-17	148,42	5	2,49	0,084	147,22	4,960	5,044		-0,044	-0,025
17-18	148,42	5	2,25	0,076	147,22	4,960	5,036		-0,036	-0,068
18-19	148,42	5	1,75	0,059	147,22	4,960	5,019		-0,019	-0,104
19-20	148,42	5	0,38	0,013	147,22	4,960	4,973	0,03		-0,122
20-21	148,42	5	0,38	0,013	147,22	4,960	4,973	0,03		-0,095
21-22	148,42	5	0,24	0,008	147,22	4,960	4,968	0,03		-0,067
22-23	148,42	5	0,14	0,005	147,22	4,960	4,965	0,04		-0,035
23-24	148,42	5	0,14	0,005	147,22	4,960	4,965	0,04		0,000
TOTAL	2968,34	100	23,96	0,810	2944,38	99,19	100,00	0,23	-0,23	/

D'après le tableau ci-dessus, on a trouvé $P \% = 0,158$

$$V_{\max} = 0,158 * 2968,34/100 = 4,68 \text{ m}^3$$

$$V_t = 4,68 + 120 = 124,68 \text{ m}^3$$

Le volume de la station de reprise SR04 sera donc de : 130 m^3

❖ **Le diamètre du réservoir :**

Après avoir déterminé la capacité de la station de reprise, on fixe sa hauteur $H = 4 \text{ m}$, son diamètre est donné par la formule ci-après :

$$D = \sqrt{\frac{4 * VT}{\pi * H}}$$

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

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 130}{\pi * 4}} = 7 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est 7 m .

II.6.4. Le réservoir final de la chaîne d'adduction :

Le réservoir final assure une distribution pour les 12 villages

Nombre d'habitants : 12461 habitants

$$\alpha_{\max} = 1,3 \text{ et } \beta_{\max} = 1,29$$

$$K_{\max.h} = 1,68$$

On aura le tableau suivant :

Tableau 19 : Détermination de la capacité du réservoir du réservoir final

heures	apports		transfert aux autres réservoirs		surplus	déficit	résidu
	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%	%
0-1	0	0,000	122,683	4,167		-4,167	0,833
1-2	0	0,000	122,683	4,167		-4,167	-3,334
2-3	0	0,000	122,683	4,167		-4,167	-7,500
3-4	0	0,000	122,683	4,167		-4,167	-11,667
4-5	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-15,834
5-6	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-15,000
6-7	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-14,167
7-8	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-13,334
8-9	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-12,500
9-10	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-11,667
10-11	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-10,834
11-12	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-10,000
12-13	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-9,167
13-14	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-8,334
14-15	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-7,500
15-16	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-6,667
16-17	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-5,834
17-18	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-5,000
18-19	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-4,167
19-20	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-3,334
20-21	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-2,500
21-22	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-1,667
22-23	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		-0,834
23-24	147,22	5,000	122,683	4,167	0,833		0,000
TOTAL	2944,38	100,00	2944,38	100,00	16,667	-16,667	/

On a P % = 16,7

$$V_{\max} = 16,7 * 2944,38 / 100 = 490,74 \text{ m}^3$$

$$V_t = 490,74 + 120 = 610,74 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir final sera donc de 620 m³

❖ Le diamètre du réservoir :

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

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 620}{\pi \cdot 4}} = 14,05 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est 15 m.

PARTIE EST**II.6.5. Le réservoir de TABOUDA :**

Il assure une distribution pour le village de TABOUDA avec un nombre d'habitants : 1356 habitants

$$\alpha_{\max} = 1,3 \text{ et } \beta_{\max} = 1,82$$

$$K_{\max.h} = 2,37$$

On aura le tableau suivant :

Tableau 20 : Détermination de la capacité du réservoir de TABOUDA

heures	entrées		distribution		surplus	déficit	résidu
	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%	%
0-1	12,89	4,167	1,99	0,642	3,525		3,53
1-2	12,89	4,167	1,99	0,642	3,525		7,05
2-3	12,89	4,167	3,54	1,144	3,023		10,07
3-4	12,89	4,167	5,32	1,72	2,447		12,52
4-5	12,89	4,167	10,39	3,36	0,807		13,33
5-6	12,89	4,167	12,56	4,06	0,107		13,43
6-7	12,89	4,167	14,79	4,78		-0,613	12,82
7-8	12,89	4,167	27,48	8,884		-4,717	8,10
8-9	12,89	4,167	22,63	7,316		-3,149	4,95
9-10	12,89	4,167	17,51	5,66		-1,493	3,46
10-11	12,89	4,167	14,33	4,632		-0,465	2,99
11-12	12,89	4,167	16,49	5,332		-1,165	1,83
12-13	12,89	4,167	15,16	4,9		-0,733	1,10
13-14	12,89	4,167	12,99	4,2		-0,033	1,06
14-15	12,89	4,167	14,80	4,784		-0,617	0,44
15-16	12,89	4,167	18,14	5,864		-1,697	-1,25
16-17	12,89	4,167	26,19	8,468		-4,301	-5,55
17-18	12,89	4,167	23,97	7,748		-3,581	-9,14
18-19	12,89	4,167	21,45	6,936		-2,769	-11,91
19-20	12,89	4,167	8,76	2,832	1,335		-10,57
20-21	12,89	4,167	8,76	2,832	1,335		-9,24
21-22	12,89	4,167	4,83	1,56	2,607		-6,63
22-23	12,89	4,167	3,07	0,992	3,175		-3,45
23-24	12,89	4,167	2,20	0,712	3,455		0,00
TOTAL	309,31	100	309,31	100	25,337	-25,337	/

On a $P \% = 25,34$

$$V_{\max} = 25,34 * 309,31 / 100 = 78,38 \text{ m}^3$$

$$V_t = 78,38 + 120 = 198,38 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir de TABOUDA sera donc de 200 m^3

❖ Le diamètre du réservoir :

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

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 200}{\pi \cdot 4}} = 7,98 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est 8 m.

II.6.6. Réservoir de T.THIGHILT :

Ce réservoir est destiné à l'alimentation de village TALA TIGHILT

Nombre d'habitants : 741 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1,9$$

$$K_{\max} = 2,48$$

On aura le tableau suivant :

Tableau 21 : Détermination de la capacité du réservoir de TALA-TIGHILT

Heures	Les sorties									
	entrées		distribution		transfert		sorties	surplus	déficit	résidu
	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%	%	%
0-1	31,95	4,167	1,19	0,155	23,785	3,104	3,26	0,91		0,91
0-2	31,95	4,167	1,19	0,155	23,785	3,104	3,26	0,91		1,82
2-3	31,95	4,167	2,34	0,304	23,785	3,104	3,41	0,76		2,58
3-4	31,95	4,167	3,84	0,500	23,785	3,104	3,60	0,56		3,14
4-5	31,95	4,167	6,82	0,887	23,785	3,104	3,99	0,18		3,31
5-6	31,95	4,167	7,02	0,913	23,785	3,104	4,02	0,15		3,46
6-7	31,95	4,167	8,90	1,158	23,785	3,104	4,26		-0,10	3,37
7-8	31,95	4,167	19,63	2,553	23,785	3,104	5,66		-1,49	1,88
8-9	31,95	4,167	16,84	2,190	23,785	3,104	5,29		-1,13	0,75
9-10	31,95	4,167	12,51	1,627	23,785	3,104	4,73		-0,56	0,19
10-11	31,95	4,167	8,19	1,065	23,785	3,104	4,17	0,00		0,18
11-12	31,95	4,167	8,38	1,090	23,785	3,104	4,19		-0,03	0,16
12-13	31,95	4,167	7,25	0,944	23,785	3,104	4,05	0,12		0,28
13-14	31,95	4,167	7,06	0,918	23,785	3,104	4,02	0,14		0,42
14-15	31,95	4,167	9,24	1,202	23,785	3,104	4,31		-0,14	0,28
15-16	31,95	4,167	12,06	1,569	23,785	3,104	4,67		-0,51	-0,23
16-17	31,95	4,167	19,85	2,582	23,785	3,104	5,69		-1,52	-1,74
17-18	31,95	4,167	17,97	2,337	23,785	3,104	5,44		-1,27	-3,02
18-19	31,95	4,167	14,21	1,848	23,785	3,104	4,95		-0,79	-3,80
19-20	31,95	4,167	3,48	0,453	23,785	3,104	3,56	0,61		-3,20
20-21	31,95	4,167	3,48	0,453	23,785	3,104	3,56	0,61		-2,59
21-22	31,95	4,167	2,12	0,275	23,785	3,104	3,38	0,79		-1,80
22-23	31,95	4,167	1,29	0,167	23,785	3,104	3,27	0,90		-0,90
23-24	31,95	4,167	1,21	0,157	23,785	3,104	3,26	0,91		0,00
TOTAL	766,90	100	196,06	25,5	570,84	74,500	100	7,53	-7,53	/

On a P % = 7,26

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max} / 100$$

$$V_{\max} = 7,26 * 766,90 / 100 = 55,67 \text{ m}^3$$

$$V_t = 55,671 + 120 = 175,67 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir de TALA-TIGHILT sera donc de 180 m³

❖ Le diamètre du réservoir :

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

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 180}{\pi \cdot 4}} = 7,57 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est 8 m.

II.6.7. Réservoir d'AYACHA et A.FEDILA :

Ce réservoir assure une distribution pour les villages d'AYACHA et A.FEDILA

Nombre d'habitants : 1491 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \text{ et } \beta_{\max} = 1,8$$

$$K_{\max} = 2,34$$

On aura le tableau suivant :

Tableau 22 : Détermination de la capacité du réservoir d'AYACHA et A.FEDILA

heures	Apports		sorties							
			distribution		Transfert		sorties	surplus	déficit	résidu
	m ³ /h	%	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%	%	%
0-1	23,79	4,167	2,27	0,397	9,22	1,615	2,011	2,155		2,155
0-2	23,79	4,167	2,27	0,397	9,22	1,615	2,011	2,155		4,310
2-3	23,79	4,167	3,97	0,696	9,22	1,615	2,310	1,856		6,166
3-4	23,79	4,167	5,87	1,029	9,22	1,615	2,644	1,523		7,690
4-5	23,79	4,167	11,68	2,046	9,22	1,615	3,660	0,506		8,196
5-6	23,79	4,167	14,48	2,536	9,22	1,615	4,150	0,016		8,212
6-7	23,79	4,167	16,85	2,952	9,22	1,615	4,567		-0,400	7,812
7-8	23,79	4,167	30,41	5,326	9,22	1,615	6,941		-2,774	5,038
8-9	23,79	4,167	24,84	4,351	9,22	1,615	5,966		-1,799	3,239
9-10	23,79	4,167	19,37	3,393	9,22	1,615	5,008		-0,841	2,398
10-11	23,79	4,167	16,46	2,884	9,22	1,615	4,498		-0,332	2,066
11-12	23,79	4,167	19,26	3,374	9,22	1,615	4,988		-0,822	1,244
12-13	23,79	4,167	17,83	3,124	9,22	1,615	4,738		-0,572	0,673
13-14	23,79	4,167	15,04	2,634	9,22	1,615	4,248		-0,082	0,591
14-15	23,79	4,167	16,77	2,938	9,22	1,615	4,552		-0,385	0,206
15-16	23,79	4,167	20,34	3,562	9,22	1,615	5,177		-1,010	-0,805
16-17	23,79	4,167	28,64	5,018	9,22	1,615	6,632		-2,466	-3,270
17-18	23,79	4,167	26,27	4,601	9,22	1,615	6,216		-2,049	-5,319
18-19	23,79	4,167	24,07	4,216	9,22	1,615	5,831		-1,664	-6,983
19-20	23,79	4,167	10,52	1,842	9,22	1,615	3,457	0,710		-6,274
20-21	23,79	4,167	10,52	1,842	9,22	1,615	3,457	0,710		-5,564
21-22	23,79	4,167	5,73	1,005	9,22	1,615	2,619	1,548		-4,017
22-23	23,79	4,167	3,66	0,642	9,22	1,615	2,256	1,910		-2,106
23-24	23,79	4,167	2,55	0,446	9,22	1,615	2,060	2,106		0,000
TOTAL	570,84	100	349,66	61,250	221,18	38,75	100	15,196	-15,196	/

On a P % = 15,195

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max} / 100$$

$$V_{\max} = 15,195 * 570,84 / 100 = 86,74 \text{ m}^3$$

$$V_t = 86,74 + 120 = 206,74 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir d'AYACHA et A.FEDILA sera donc de 210 m³

❖ Le diamètre du réservoir :

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

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 210}{\pi \cdot 4}} = 8,17 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est 9 m.

II.6.8. Réservoir de LEMCELLA :

Ce réservoir assure une distribution pour le village de LEMCELLA sans TOUILA

Nombre d'habitants : 1008 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1,86$$

$$K_{\max} = 2,43$$

On aura le tableau suivant :

Tableau 23 : Détermination de la capacité du réservoir de LEMCELLA

heures	apports		distribution		surplus	déficit	résidu
	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%	%
0-1	9,22	4,167	1,37	0,621	3,546		3,546
0-2	9,22	4,167	1,37	0,621	3,546		7,092
2-3	9,22	4,167	2,59	1,172	2,995		10,086
3-4	9,22	4,167	4,11	1,86	2,307		12,393
4-5	9,22	4,167	7,59	3,43	0,737		13,130
5-6	9,22	4,167	8,36	3,78	0,387		13,516
6-7	9,22	4,167	10,26	4,64		-0,473	13,043
7-8	9,22	4,167	21,10	9,542		-5,375	7,668
8-9	9,22	4,167	17,82	8,058		-3,891	3,776
9-10	9,22	4,167	13,45	6,08		-1,913	1,863
10-11	9,22	4,167	9,66	4,366		-0,199	1,664
11-12	9,22	4,167	10,43	4,716		-0,549	1,114
12-13	9,22	4,167	9,29	4,2		-0,033	1,081
13-14	9,22	4,167	8,52	3,85	0,317		1,398
14-15	9,22	4,167	10,49	4,742		-0,575	0,822
15-16	9,22	4,167	13,34	6,032		-1,865	-1,043
16-17	9,22	4,167	20,87	9,434		-5,267	-6,310
17-18	9,22	4,167	18,96	8,574		-4,407	-10,718
18-19	9,22	4,167	15,74	7,118		-2,951	-13,669
19-20	9,22	4,167	4,90	2,216	1,951		-11,718
20-21	9,22	4,167	4,90	2,216	1,951		-9,768
21-22	9,22	4,167	2,83	1,28	2,887		-6,881
22-23	9,22	4,167	1,76	0,796	3,371		-3,510
23-24	9,22	4,167	1,45	0,656	3,511		0,000
TOTAL	221,18	100	221,18	100	27,502	-27,502	/

On a $P\% = 27,185$

$$V_{\max} = P\% * Q_{\max} / 100$$

$$V_{\max} = 27,185 * 221,18 / 100 = 60,125 \text{ m}^3$$

$$V_t = 60,125 + 120 = 180,125 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir de LEMCELLA sera donc de 185 m³

❖ Le diamètre du réservoir :

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

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 185}{\pi \cdot 4}} = 7,67 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est 8 m.

PARTIE OUEST**II.6.9. Réservoir de THAGHALAT :**

Ce dernier est destiné à l'alimentation du village de THAGHALAT

Nombre d'habitants : 1502 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1,79$$

$$K_{\max} = 2,33$$

On aura le tableau suivant :

Tableau 24 : Détermination de la capacité du réservoir de TAGHALAT

heures	entrées		distribution		surplus	déficit	résidu
	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%	%
0-1	14,00	4,167	2,19	0,651	3,516		3,516
0-2	14,00	4,167	2,19	0,651	3,516		7,032
2-3	14,00	4,167	3,80	1,132	3,035		10,066
3-4	14,00	4,167	5,58	1,66	2,507		12,573
4-5	14,00	4,167	11,19	3,33	0,837		13,410
5-6	14,00	4,167	14,04	4,18		-0,013	13,396
6-7	14,00	4,167	16,26	4,84		-0,673	12,723
7-8	14,00	4,167	28,90	8,602		-4,435	8,288
8-9	14,00	4,167	23,51	6,998		-2,831	5,456
9-10	14,00	4,167	18,41	5,48		-1,313	4,143
10-11	14,00	4,167	15,95	4,746		-0,579	3,564
11-12	14,00	4,167	18,80	5,596		-1,429	2,134
12-13	14,00	4,167	17,47	5,2		-1,033	1,101
13-14	14,00	4,167	14,61	4,35		-0,183	0,918
14-15	14,00	4,167	16,13	4,802		-0,635	0,282
15-16	14,00	4,167	19,46	5,792		-1,625	-1,343
16-17	14,00	4,167	27,06	8,054		-3,887	-5,230
17-18	14,00	4,167	24,84	7,394		-3,227	-8,458
18-19	14,00	4,167	23,04	6,858		-2,691	-11,149
19-20	14,00	4,167	10,40	3,096	1,071		-10,078
20-21	14,00	4,167	10,40	3,096	1,071		-9,008
21-22	14,00	4,167	5,64	1,68	2,487		-6,521
22-23	14,00	4,167	3,62	1,076	3,091		-3,430
23-24	14,00	4,167	2,47	0,736	3,431		0,000
TOTAL	335,97	100	335,97	100	24,559	-24,559	/

On a $P \% = 24,559$

$$V_{\max} = 24,559 * 335,97 / 100 = 82,51 \text{ m}^3$$

$$V_t = 82,51 + 120 = 202,51 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir de TAGHALAT sera donc de 205 m³

❖ **Le diamètre du réservoir :**

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

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 205}{\pi \cdot 4}} = 8,08 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est 9 m.

II.6.10. Réservoir d'AGOUNI GOUROUAZ:

Ce dernier est destiné à l'alimentation du chef lieu avec un nombre d'habitants de 580 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \text{ et } \beta_{\max} = 1,92$$

$$K_{\max} = 2,5$$

On aura le tableau suivant :

Tableau 25 : Détermination de la capacité du réservoir d'A.GUEROUAZ

heures	entrées		distribution		Surplus	déficit	résidu
	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%	%
0-1	7,13	4,167	1,03	0,6	3,567		3,567
0-2	7,13	4,167	1,03	0,6	3,567		7,134
2-3	7,13	4,167	2,05	1,2	2,967		10,100
3-4	7,13	4,167	3,42	2	2,167		12,267
4-5	7,13	4,167	5,99	3,5	0,667		12,934
5-6	7,13	4,167	5,99	3,5	0,667		13,600
6-7	7,13	4,167	7,70	4,5		-0,333	13,267
7-8	7,13	4,167	17,45	10,2		-6,033	7,234
8-9	7,13	4,167	15,05	8,8		-4,633	2,600
9-10	7,13	4,167	11,12	6,5		-2,333	0,267
10-11	7,13	4,167	7,01	4,1	0,067		0,334
11-12	7,13	4,167	7,01	4,1	0,067		0,400
12-13	7,13	4,167	5,99	3,5	0,667		1,067
13-14	7,13	4,167	5,99	3,5	0,667		1,734
14-15	7,13	4,167	8,04	4,7		-0,533	1,200
15-16	7,13	4,167	10,61	6,2		-2,033	-0,833
16-17	7,13	4,167	17,79	10,4		-6,233	-7,066
17-18	7,13	4,167	16,08	9,4		-5,233	-12,300
18-19	7,13	4,167	12,49	7,3		-3,133	-15,433
19-20	7,13	4,167	2,74	1,6	2,567		-12,866
20-21	7,13	4,167	2,74	1,6	2,567		-10,300
21-22	7,13	4,167	1,71	1	3,167		-7,133
22-23	7,13	4,167	1,03	0,6	3,567		-3,566
23-24	7,13	4,167	1,03	0,6	3,567		0,000
TOTAL	171,07	100	171,07	100	30,500	-30,500	/

On a $P \% = 29,033$

$$V_{\max} = 29,033 * 171,07 / 100 = 49,67 \text{ m}^3$$

$$V_t = 49,67 + 120 = 169,67 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir d'A.GUEROUAZ sera donc de 170 m^3

❖ **Le diamètre du réservoir :**

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

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4*170}{\pi*4}} = 7,35 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est 8 m.

II.6.11. Réservoir d'IVEDJIOUENE (AMARAI et AIT OUREKAS) :

Ce dernier est destiné à l'alimentation des villages IVEDJIOUENE, AMARAI ET AIT OUREKAS

Nombre d'habitants : 694 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1,9$$

$$K_{\max} = 2,48$$

On aura le tableau suivant :

Tableau 26 : La capacité du réservoir d'IVEDJIOUENE, AMARAI et A.OUREKAS

heures	Entrées		distribution		SURPLUS	déficit	résidu
	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%	%
0-1	6,98	4,167	1,01	0,606	3,561		3,561
0-2	6,98	4,167	1,01	0,606	3,561		7,122
2-3	6,98	4,167	2,00	1,192	2,975		10,096
3-4	6,98	4,167	3,28	1,96	2,207		12,303
4-5	6,98	4,167	5,83	3,48	0,687		12,990
5-6	6,98	4,167	6,00	3,58	0,587		13,576
6-7	6,98	4,167	7,60	4,54		-0,373	13,203
7-8	6,98	4,167	16,77	10,012		-5,845	7,358
8-9	6,98	4,167	14,38	8,588		-4,421	2,936
9-10	6,98	4,167	10,68	6,38		-2,213	0,723
10-11	6,98	4,167	6,99	4,176	-0,009		0,714
11-12	6,98	4,167	7,16	4,276	-0,109		0,604
12-13	6,98	4,167	6,20	3,7	0,467		1,071
13-14	6,98	4,167	6,03	3,6	0,567		1,638
14-15	6,98	4,167	7,89	4,712		-0,545	1,092
15-16	6,98	4,167	10,30	6,152		-1,985	-0,893
16-17	6,98	4,167	16,95	10,124		-5,957	-6,850
17-18	6,98	4,167	15,35	9,164		-4,997	-11,848
18-19	6,98	4,167	12,14	7,248		-3,081	-14,929
19-20	6,98	4,167	2,97	1,776	2,391		-12,538
20-21	6,98	4,167	2,97	1,776	2,391		-10,148
21-22	6,98	4,167	1,81	1,08	3,087		-7,061
22-23	6,98	4,167	1,10	0,656	3,511		-3,550
23-24	6,98	4,167	1,03	0,616	3,551		0,000
TOTAL	167,46	100	167,46	100	29,420	-29,420	/

On a $P \% = 28,132$

$$V_{\max} = 28,132 * 167,46 / 100 = 47,11 \text{ m}^3$$

$$V_t = 47,71 + 120 = 167,11 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir d'IVEDJIOUENE, AMARAI et A.OUREKAS sera donc de 170 m^3

❖ **Le diamètre du réservoir :**

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

D'où :
$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 170}{\pi \cdot 4}} = 7,35 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est 8 m.

II.6.12. Réservoir IMRABDEN :

Ce dernier est destiné à l'alimentation du village IMRABDEN sans IDAMOUTHENE

Nombre d'habitant : 437 habitants.

$\alpha_{\max} = 1,3$ et $\beta_{\max} = 1,95$

$K_{\max} = 2,5$

On aura le tableau suivant :

Tableau 27 : La capacité du réservoir IMRABDEN

heures	entrées		distribution		surplus	déficit	résidu
	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%	%
0-1	4,21	4,167	0,61	0,6	3,567		3,567
0-2	4,21	4,167	0,61	0,6	3,567		7,134
2-3	4,21	4,167	1,21	1,2	2,967		10,100
3-4	4,21	4,167	2,02	2	2,167		12,267
4-5	4,21	4,167	3,54	3,5	0,667		12,934
5-6	4,21	4,167	3,54	3,5	0,667		13,600
6-7	4,21	4,167	4,55	4,5		-0,333	13,267
7-8	4,21	4,167	10,30	10,2		-6,033	7,234
8-9	4,21	4,167	8,89	8,8		-4,633	2,600
9-10	4,21	4,167	6,57	6,5		-2,333	0,267
10-11	4,21	4,167	4,14	4,1	0,067		0,334
11-12	4,21	4,167	4,14	4,1	0,067		0,400
12-13	4,21	4,167	3,54	3,5	0,667		1,067
13-14	4,21	4,167	3,54	3,5	0,667		1,734
14-15	4,21	4,167	4,75	4,7		-0,533	1,200
15-16	4,21	4,167	6,26	6,2		-2,033	-0,833
16-17	4,21	4,167	10,51	10,4		-6,233	-7,066
17-18	4,21	4,167	9,50	9,4		-5,233	-12,300
18-19	4,21	4,167	7,37	7,3		-3,133	-15,433
19-20	4,21	4,167	1,62	1,6	2,567		-12,866
20-21	4,21	4,167	1,62	1,6	2,567		-10,300
21-22	4,21	4,167	1,01	1	3,167		-7,133
22-23	4,21	4,167	0,61	0,6	3,567		-3,566
23-24	4,21	4,167	0,61	0,6	3,567		0,000
TOTAL	101,02	100	101,02	100	30,500	-30,500	0,0

On a $P \% = 29$

$$V_{\max} = 29 * 101,02 / 100 = 29,29 \text{ m}^3$$

$$V_t = 29,29 + 120 = 149,29 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir d'IMRABDEN EST 150 m³

❖ *Le diamètre du réservoir :*

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

$$\text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4*150}{\pi*4}} = 6,9 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est 7 m.

II.6.13. Réservoir TINESSOUINE :

Ce dernier est destiné à l'alimentation du village AGUENTOUR

Nombre d'habitants : 2441 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1,6$$

$$K_{\max} = 2,09$$

On aura le tableau suivant :

Tableau 28 : Détermination de la capacité du réservoir TINESSOUINE

heures	entrées		distribution		surplus	déficit	résidu
	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%	%
0-1	22,55	4,167	3,91	0,72	3,447		3,4
0-2	22,55	4,167	3,91	0,72	3,447		6,9
2-3	22,55	4,167	5,61	1,04	3,127		10,0
3-4	22,55	4,167	6,39	1,18	2,987		13,0
4-5	22,55	4,167	16,72	3,09	1,077		14,1
5-6	22,55	4,167	27,82	5,14		-0,973	13,1
6-7	22,55	4,167	28,79	5,32		-1,153	12,0
7-8	22,55	4,167	34,34	6,35		-2,183	9,8
8-9	22,55	4,167	24,10	4,45		-0,283	9,5
9-10	22,55	4,167	21,86	4,04	0,127		9,6
10-11	22,55	4,167	30,62	5,66		-1,493	8,1
11-12	22,55	4,167	41,71	7,71		-3,543	4,6
12-13	22,55	4,167	41,13	7,60		-3,433	1,1
13-14	22,55	4,167	30,03	5,55		-1,383	-0,2
14-15	22,55	4,167	26,77	4,95		-0,783	-1,0
15-16	22,55	4,167	28,23	5,22		-1,053	-2,1
16-17	22,55	4,167	25,66	4,74		-0,573	-2,6
17-18	22,55	4,167	24,69	4,56		-0,393	-3,0
18-19	22,55	4,167	33,74	6,23		-2,063	-5,1
19-20	22,55	4,167	28,18	5,21		-1,043	-6,1
20-21	22,55	4,167	28,18	5,21		-1,043	-7,2
21-22	22,55	4,167	14,29	2,64	1,527		-5,7
22-23	22,55	4,167	9,46	1,75	2,417		-3,2
23-24	22,55	4,167	5,02	0,93	3,237		0,0
TOTAL	541,15	100	541,15	100	21,4	-21,4	/

On a P % = 21,3

$$V_{\max} = 21,3 * 541,15 / 100 = 115,3 \text{ m}^3$$

$$V_t = 115,3 + 120 = 235,3 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir de TINESSOUINE sera donc de 240 m³

❖ **Le diamètre du réservoir :**

On prend H = 4m

D'où :
$$D = \sqrt{\frac{4 \times 240}{\pi \times 4}} = 8,74 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est 9 m.

II.6.14. Réservoir B.OUAMAR :

Ce dernier est destiné à l'alimentation du village de B.OUAMAR et BOUDRAA

Nombre d'habitants : 2075 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \quad \text{et} \quad \beta_{\max} = 1,68$$

$$K_{\max} = 2,19$$

On aura le tableau suivant :

Tableau 29 : Détermination de la capacité du réservoir B.OUAMAR

heures	entrées		distribution		SURPLUS	déficit	résidu
	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%	%
0-1	21,54	4,167	3,58	0,69	3,477		3,48
0-2	21,54	4,167	3,58	0,69	3,477		6,95
2-3	21,54	4,167	5,56	1,08	3,087		10,04
3-4	21,54	4,167	7,13	1,38	2,787		12,83
4-5	21,54	4,167	16,49	3,19	0,977		13,81
5-6	21,54	4,167	24,50	4,74		-0,573	13,23
6-7	21,54	4,167	26,47	5,12		-0,953	12,28
7-8	21,54	4,167	37,66	7,29		-3,123	9,16
8-9	21,54	4,167	28,50	5,51		-1,343	7,81
9-10	21,54	4,167	23,99	4,64		-0,473	7,34
10-11	21,54	4,167	27,28	5,28		-1,113	6,23
11-12	21,54	4,167	35,30	6,83		-2,663	3,56
12-13	21,54	4,167	34,12	6,60		-2,433	1,13
13-14	21,54	4,167	26,10	5,05		-0,883	0,25
14-15	21,54	4,167	25,26	4,89		-0,723	-0,48
15-16	21,54	4,167	28,20	5,46		-1,293	-1,77
16-17	21,54	4,167	31,65	6,12		-1,953	-3,72
17-18	21,54	4,167	29,68	5,74		-1,573	-5,29
18-19	21,54	4,167	33,57	6,49		-2,323	-7,62
19-20	21,54	4,167	22,37	4,33		-0,163	-7,78
20-21	21,54	4,167	22,37	4,33		-0,163	-7,94
21-22	21,54	4,167	11,58	2,24	1,927		-6,02
22-23	21,54	4,167	7,59	1,47	2,697		-3,32
23-24	21,54	4,167	4,38	0,85	3,317		0,00
TOTAL	516,92	100,000	516,92	100	21,75	-21,75	/

On a $P \% = 21,75$

$$V_{\max} = 21,75 * 516,92 / 100 = 112,43 \text{ m}^3$$

$$V_t = 112,43 + 120 = 232,43 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir de B.OUAMAR sera donc de 235 m³

❖ **Le diamètre du réservoir :**

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

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4*235}{\pi*4}} = 8,65 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est 9 m.

II.6.15. Réservoir IDAMOUTHENE :

Ce dernier est destiné à l'alimentation du village d'IDAMOUTHENE

Nombre d'habitant: 135 habitants.

$$\alpha_{\max} = 1,3 \text{ et } \beta_{\max} = 1,92$$

$$K_{\max} = 2,5$$

On aura le tableau suivant :

Tableau 30 : Détermination de la capacité du réservoir IDAMOUTHENE

heures	entrées		distribution		Surplus	déficit	résidu
	m ³ /h	%	m ³ /h	%	%	%	%
0-1	1,46	4,167	0,27	0,76	3,407		3,41
0-2	1,46	4,167	0,27	0,76	3,407		6,81
2-3	1,46	4,167	0,34	0,99	3,182		10,00
3-4	1,46	4,167	0,35	1,00	3,167		13,16
4-5	1,46	4,167	1,04	2,97	1,197		14,36
5-6	1,46	4,167	1,89	5,42		-1,253	13,11
6-7	1,46	4,167	1,92	5,49		-1,318	11,79
7-8	1,46	4,167	1,93	5,54		-1,368	10,42
8-9	1,46	4,167	1,26	3,60	0,567		10,99
9-10	1,46	4,167	1,25	3,57	0,597		11,58
10-11	1,46	4,167	2,08	5,95		-1,783	9,80
11-12	1,46	4,167	2,93	8,40		-4,233	5,57
12-13	1,46	4,167	2,95	8,44		-4,273	1,29
13-14	1,46	4,167	2,11	6,04		-1,868	-0,58
14-15	1,46	4,167	1,75	5,02		-0,853	-1,43
15-16	1,46	4,167	1,74	4,98		-0,813	-2,24
16-17	1,46	4,167	1,24	3,55	0,617		-1,63
17-18	1,46	4,167	1,26	3,60	0,567		-1,06
18-19	1,46	4,167	2,10	6,02		-1,853	-2,91
19-20	1,46	4,167	2,08	5,97		-1,803	-4,72
20-21	1,46	4,167	2,08	5,95		-1,783	-6,50
21-22	1,46	4,167	1,05	3,00	1,167		-5,33
22-23	1,46	4,167	0,70	2,00	2,167		-3,17
23-24	1,46	4,167	0,35	1,00	3,167		0,00
TOTAL	34,92	100	34,92	100	22,61	-22,61	/

On a P% = 20,86

$$V_{\max} = 20,86 * 34,92 / 100 = 7,28 \text{ m}^3$$

$$V_t = 7,28 + 120 = 127,28 \text{ m}^3$$

Le volume du réservoir d'IDAMOUTHENE sera donc de 150 m³

❖ **Le diamètre du réservoir :**

On prend H = 4m

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 150}{\pi \cdot 4}} = 6,91 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir est 7 m.

II.7. Conclusion :

Cette partie de l'étude nous a permis de tirer les dimensions des ouvrages de stockages (réservoirs) et de transits (stations de reprises). on a opté pour un réservoir final de forme circulaire de volume $V = 620 \text{ m}^3$ et d'un diamètre $D = 15 \text{ m}$. en ce qui concerne les stations de reprises on a opté pour des stations de forme circulaire de volume $V = 50 \text{ m}^3$ pour SR1, SR2, SR3, SR5. et de volume $V = 130 \text{ m}^3$ pour SR4.

Adduction

III.1. Introduction :

L'adduction est définie comme étant le transport des eaux à partir du point du captage jusqu'aux réservoirs de stockage ou de distribution. Suivant la nature de relief on distingue :

a-adduction gravitaire : la source d'eau se situe à une côte supérieure à celle du réservoir, l'écoulement se fait sous l'effet de la pesanteur.

b-adduction par refoulement : la source de l'eau se situe à une côte inférieure à celle du réservoir d'accueil, ce qui fait appel à une source d'énergie.

III.2. Choix du tracé :

Le tracé de la conduite est choisi selon certains facteurs d'ordre technique et économique [6], Il exige les conditions suivantes :

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

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

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

III.3. Choix du type des conduites :

Le choix entre les différents types de conduites sera établi sur des critères d'ordre techniques, à savoir le diamètre, la pression du service, les conditions de pose, et sur des critères économiques qui englobent le prix de la fourniture, du transport et de la main d'œuvre.

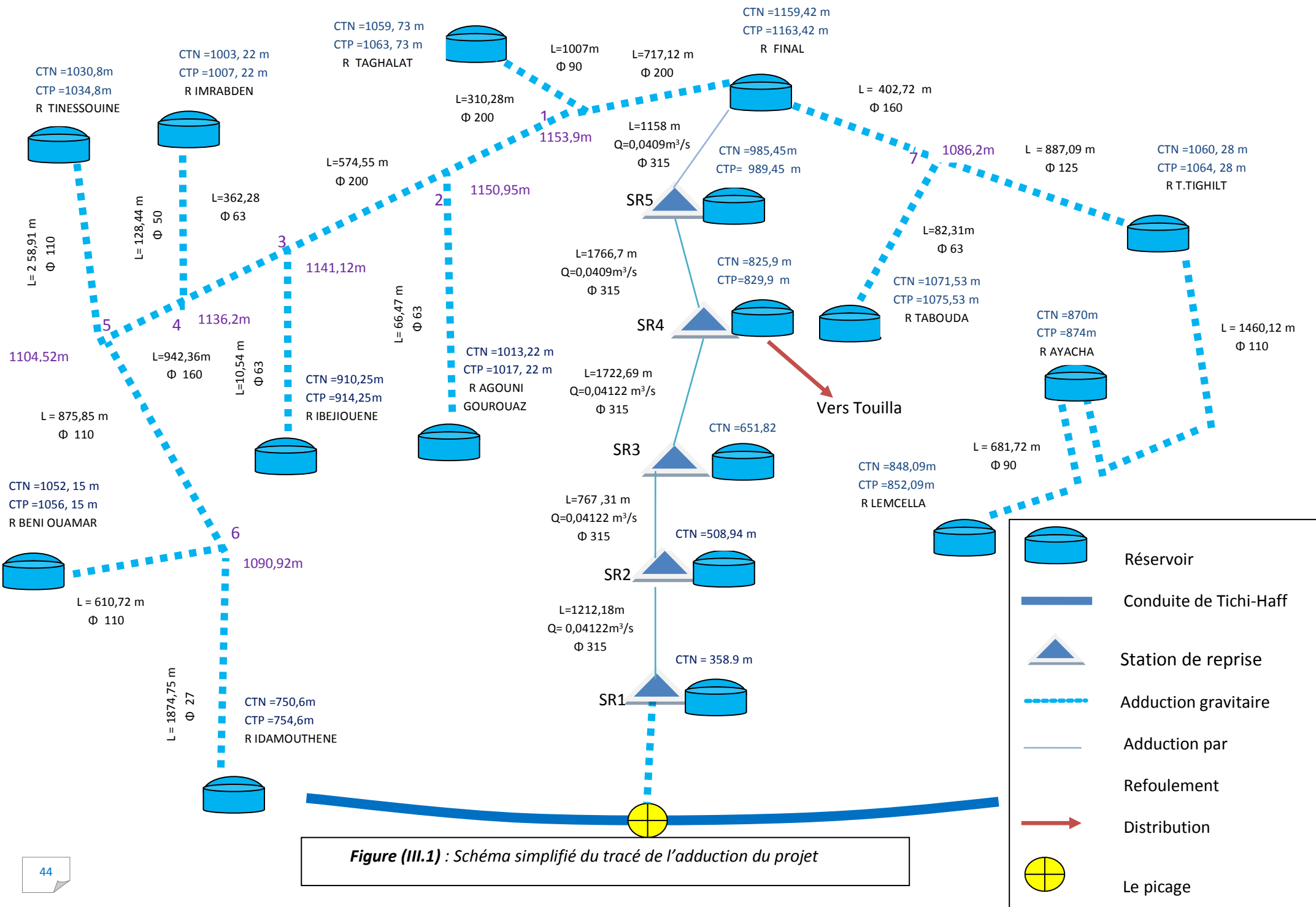
Dans notre cas on a opté pour les conduites en PEHD, vu les nombreux avantages qu'elles présentent [7] :

❖ Conduites en PEHD :**➤ Avantage :**

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

III.4. Description du schéma d'adduction :

La chaîne d'adduction dans le présent projet sera alimenté à partir du barrage de Tichy-Haff, en fonction des besoins calculés de la commune de Béni Melikeche, l'eau sera acheminée vers le réservoir final à l'aide de cinq stations de reprise, le réservoir final desservira les villages de la commune en partie est et ouest. Le schéma synoptique de l'adduction de la commune de Béni Melikeche est présenté dans la Figure (III.1) ci-après.



III.5. Étude technico-économique :

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite. Le choix de ce dernier repose sur deux critères :

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

Les frais d'investissement (frais d'exploitation + frais d'amortissement) sont proportionnels aux diamètres de la conduite.

III.5.1. Calcul du diamètre économique :

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont [8]:

Formule de BONNIN $D = \sqrt{Q}$

Formule de BRESS $D = 1,5\sqrt{Q}$

Avec :

Q : débit transitant dans la conduite (m³/s)

D : diamètre de la conduite (m)

Le diamètre économique sera compris entre les deux valeurs calculées par les formules précédentes et sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable.

III.5.2. Calcul de la vitesse :

La vitesse est donnée par la formule :

$$v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2}$$

Avec :

Q : débit transitant dans la conduite (m³/s)

D : diamètre de la conduite (m)

III.5.3. Calcul des pertes de charge :

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

III.5.3.1. Les pertes de charge linéaires J_L :

Elles sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBACH :

$$J_L = J * L = \lambda * L * \frac{V^2}{2 * g * D}$$

Avec : J_L : pertes de charge linéaire en mètre par mètre linéaire (m/ml)

J : Pertes de charge par frottement en mètre de tuyau par mètre colonne d'eau,

L : longueur de la conduite (m)

D : diamètre de la conduite (m)

V : vitesse moyenne de l'écoulement (m)

λ : coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de la rugosité des parois de la canalisation. Elle est donnée par la formule de COOLBROOK ci-dessous [9]:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3,71 * D} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right]$$

Avec :

R_e : nombre de Reynolds donné par la formule suivante $R_e = \frac{V * D}{\nu}$

ν : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de stocks :

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)}$$

Pour $t = 20^\circ\text{C}$, $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

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

Pour le PEHD : $K = 0,01$ si $D \leq 200$ mm,

$K = 0,02$ si $D > 200$ mm

III.5.3.2. Pertes de charge singulières J_S :

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

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

$$J_S = 0,1 * J_L$$

- 15 % des pertes de charge linéaires pour la fonte :

$$J_S = 0,15 * J_L$$

III.5.3.3. Pertes de charge totale J_T :

Elles représentent la somme des deux pertes de charge déjà définies :

$$\text{Pour le PEHD : } J_T = J_L + J_S = 1,1 * J_L$$

$$J_T = 1,1 * J * L$$

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

Elle est définie comme étant la différence d'énergie entre l'entrée et la sortie de la pompe

$$HMT = H_g + J_t$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m)

J_t : pertes de charge totale

III.5.5. Puissance à fournir à la pompe :

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe

$$P = \frac{9,81 * Q * HMT}{\eta} \quad (\text{Kw})$$

Avec : η : rendement de la pompe (%)

Q : débit refoulé (m^3/s)

III.5.6. Energie consommée par la pompe :

Elle est estimée par :

$$E = p * T * 365 \quad (\text{Kw.h})$$

T : temps de pompage par jour (20 h)

p : puissance absorbée par la pompe (Kw)

III.5.7. Frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = E * e \quad (\text{DA})$$

Avec : e : prix d'un Kw.h, selon le tarif fixé par la SONELGAZ :

$$e = 4,179 \text{ D.A / Kw.h}$$

E : énergie consommée par la pompe (Kw.h)

III.5.8. Frais d'amortissement :

$$F_{am} = P_u * L * A$$

Avec : P_u : prix unitaire de chaque mètre linéaire des conduites (DA/ml)

A: amortissement annuel

L : longueur de la conduite

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i$$

Avec : i : est l'annuité (8%)

n : nombre d'année d'amortissement

Donc : $A = 0,0937$

III.5.9. Prix des conduites :

- **Cas des conduites en PEHD [10]**

Les prix des conduites en PEHD sont présentés dans les tableaux 31,32, 33, 34 et 35 dans l'annexe 02

III.6. Equipement de l'adduction :**III.6.1. Robinets et vannes :**

Permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres.

III.6.2. Vidange :

Placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoin.

III.6.3. Ventouses :

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

III.6.4. Clapets :

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).

III.7. Détermination des diamètres économiques :

III.7.1. SR 01 – SR 02 :

Q : débit transitant = 0,04122 m³/s

L : longueur de la conduite = 1212.18 m

Hg : hauteur géométrique = 154,04 m

Diamètre économique

D_{BONNIN} = 0,203 m

D_{BRESSE} = 0,304 m

Tableau 36 : Calcul de la HMT

Dext(m)	D int(m)	V (m/s)	Re	k/d	λ	J (m/m)	Ht(m)	HMT(m)
0,315	0,2288	1,003	315963,45	0,006	0,0155	0,003	4,843	158,883
0,4	0,3106	0,544	217718,54	0,005	0,0161	0,001	1,091	155,131

Tableau 37 : Frais d'exploitation

Dext(m)	P(Kw)	E(Kw.h)	e(D.A/Kw.h)	Fexp(D.A)
0,315	91,7816	670005,903	4,179	2799954,67
0,4	89,6144	654185,123	4,179	2733839,63

Tableau 38 : Frais d'amortissement

Dext(m)	Pu (D.A/ml)	L(m)	Pt(D.A)	A	Fam(D.A)
0,315	10709,08	1212,18	12981332,6	0,0937	1216075,39
0,4	17244,51	1212,18	20903450,1	0,0937	1958209,69

Tableau 39 : Calcul du bilan

Dext(m)	Fexp(D.A)	Fam(D.A)	Bilan(D.A)
0,315	2799954,67	1216075,39	4016030,06
0,4	2733839,63	1958209,69	4692049,32

On opte pour un diamètre de **315 mm** avec une vitesse d'écoulement de **1,003 m/s**

III.7.2. SR 02 – SR 03 :

Q : débit transitant = 0,04122 m³/s

L : longueur de la conduite = 767.31 m

Hg : hauteur géométrique = 146,88 m

Diamètre économique

$D_{\text{BONNIN}}=0,203$ m

$D_{\text{BRESSE}}=0,304$ m

Tableau 40 : Calcul de la HMT

Dext(m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	k/d	λ	J (m/m)	Jt(m)	HMT(m)
0,315	0,2288	1,003	315963,45	0,009	0,0155	0,003	3,065	149,945
0,4	0,2906	0,622	248717,93	0,007	0,0161	0,001	0,963	147,843

Tableau 41 : Frais d'exploitation

D ext(m)	P(Kw)	E(Kw.h)	e(D.A/Kw.h)	Fexp(D.A)
0,315	86,619	632317,5	4,179	2642454,7
0,4	85,405	623452,9	4,179	2605409,8

Tableau 42 : Frais d'amortissement

Dext(m)	Pu (D.A/ml)	L(m)	Pt(D.A)	A	Fam(D.A)
0,315	10709,08	767,31	8217184,17	0,0937	769775,78
0,4	17244,51	767,31	13231884,97	0,0937	1239546,8

Tableau 43 : Calcul du bilan

Dext(m)	Fexp (D.A)	Fam (D.A)	Bilan (DA)
0,315	2642454,7	769775,8	3412230,5
0,4	2605409,8	1239547	3844956,8

On opte pour un diamètre de **315 mm** avec une vitesse d'écoulement **1,003 m/s**

III.7.3. SR 03 – SR 04 :

Q : débit transitant = 0,04122 m³/s

L : longueur de la conduite = 1722,69 m

Hg : hauteur géométrique = 178,08 m

Diamètre économique

$D_{\text{BONNIN}} = 0,203$ m

$$D_{\text{BRESSE}} = 0,304 \text{ m}$$

Tableau 44 : Calcul de la HMT

Dext(m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	k/d	λ	J (m/m)	Jt(m)	HMT(m)
0,315	0,2288	1,003	315963,45	0,009	0,0155	0,003	6,882	184,962
0,4	0,2906	0,622	248717,93	0,007	0,0161	0,001	2,163	180,243

Tableau 45 : Frais d'exploitation

D ext(m)	P(Kw)	E(Kw.h)	e(D.A/Kw.h)	Fexp(D.A)
0,315	106,847	779982,853	4,179	3259548,344
0,4	104,121	760081,058	4,179	3176378,74

Tableau 46 : Faris d'amortissement

Dext(m)	Pu (D.A/ml)	L(m)	Pt(D.A)	A	Fam(D.A)
0,315	10709,08	1722,69	18448425,03	0,0937	1728225,93
0,4	17244,51	1722,69	29706944,93	0,0937	2782910,33

Tableau 47 : Calcul du bilan

Dext(m)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
0,315	3259548	1728225,92	4987774,26
0,4	3176379	2782910,33	5959289,071

On opte pour un diamètre de **315 mm** avec une vitesse d'écoulement acceptable de **1,003 m/s**

III.7.4. SR 04 – SR 05 :

Q : débit transitant = 0,0409 m³/s

L : longueur de la conduite = 1766,7 m

Hg : hauteur géométrique = 163,55 m

Diamètre économique

$D_{\text{BONNIN}}=0,202 \text{ m}$

$D_{\text{BRESSE}}=0,303 \text{ m}$

Tableau 48 : Calcul de la HMT

Dext(m)	Dint(m)	V (m/s)	Re	k/d	λ	J (m/m)	Jt(m)	HMT(m)
0,315	0,2288	0,995	313510,55	0,009	0,0156	0,003	6,99	170,54
0,4	0,2906	0,617	246787,08	0,007	0,0162	0,001	2,20	165,75

Tableau 49 : Frais d'exploitation

Dext(m)	P(Kw)	E(Kw.h)	e(D.A/Kw.h)	Fexp(D.A)
0,315	97,753	713597,11	4,179	2982122,31
0,4	95,004	693527,71	4,179	2898252,3

Tableau 50 : Frais d'amortissement

Dext(m)	Pu (D.A/ml)	L(m)	Pt(D.A)	A	Fam(D.A)
0,315	10709,08	1766,7	18919731,64	0,0937	1772377,4
0,4	17244,51	1766,7	30465875,82	0,0937	2854006

Tableau 51 : Calcul du bilan

Dext(m)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
0,315	2982122,3	1772377,4	4754499,71
0,4	2898252,3	2954006	5852258,3

On opte pour un diamètre de **315 mm** avec une vitesse d'écoulement de **0,995 m/s**.

III.7.5. SR 05 - Réservoir final :

Q : débit transitant = 0,0409 m³/s

L : longueur de la conduite = 1158 m

Hg : hauteur géométrique = 177,97 m

Diamètre économique

D_{BONNIN} = 0,202 m

D_{BRESSE} = 0,303 m

Tableau 52 : Calcul de la HMT

Dext(m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	k/d	λ	J (m/m)	Jt(m)	HMT(m)
0,315	0,2288	0,995	313510,55	0,009	0,0156	0,003	4,584	182,554
0,4	0,3106	0,540	216028,35	0,006	0,0162	0,001	1,033	179,003

Tableau 53 : Frais d'exploitation

Dext(m)	P(Kw)	E(Kw.h)	e(D.A/Kw.h)	Fexp(D.A)
0,315	104,637	763851,358	4,179	3192134,83
0,4	102,601	748990,689	4,179	3130032,09

Tableau 54 : Frais d'amortissement

Dext(m)	Pu (D.A/ml)	L(m)	Pt(D.A)	A	Fam(D.A)
0,315	10709,08	1158	12401114,64	0,0937	1161721,28
0,4	17244,51	1158	19969142,58	0,0937	1870684,90

Tableau 55 : Calcul du bilan

Dext(m)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
0,315	3192134,83	1161721,28	4353856,11
0,4	3130032,09	1870684,9	5000716,99

On opte pour un diamètre de **315 mm** avec une vitesse d'écoulement de **0,955 m/s**.

Adduction gravitaire :

Les diamètres pour cette partie sont déterminés à l'aide de la fourchette : $V_{\min} < V < V_{\max}$.

Partie ouest :

III.7.6.Réservoir final- point de piquage01 :

Longueur : 717,12 m

$Q = 0,02160 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_g = 5,52 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 160 mm et 200 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 56 : Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint(m)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H_d
0,16	0,152	717,12	1,158	175997,32	0,066	0,0164	0,007	5,816	11,336
0,2	0,1902	717,12	0,739	140649,80	0,053	0,017	0,002	1,965	7,485

La condition qui doit être satisfaite pour que l'eau arrive du réservoir final au point de piquage 01 est : $J_t \leq H_g$, où :

J_t : pertes de charge totale dans la conduite ;

H_g : la charge disponible.

Pour cela, on opte pour un diamètre de **200** mm, puisque $J_t = 1,965 \text{ m} \leq H_g = 5,52 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **0,739** m/s

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le même diamètre on doit mettre en place une vanne.

Le choix se porte sur les vannes papillons pour les raisons suivantes :

- Possibilité de travailler avec de grands débits ;
- Facilité de manipulation.
- Calcul des pertes de charge engendrées par la vanne :

$$J_v = H_g - J_t = 5,52 - 1,965 = 3,555 \text{ m}$$

- Calcul de coefficient d'ouverture de la vanne :

On a
$$J_v = \xi * \frac{V^2}{2 * g}$$

D'où :

$$\xi = J_v * \frac{2 * g}{V^2} = 3,555 * \frac{2 * 9,81}{0,739^2} = 0,25$$

- L'angle d'ouverture de la vanne :
L'ouverture de la vanne est déterminée d'après l'abaque donnée en annexe 03: $\Theta = 5^\circ$

III.7.7. Point de piquage01- réservoir Taghalat :

Longueur : 1007 m

$Q = 0,00389 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_g = 90,17 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 90 mm et 110 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 57 : Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint(m)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H_d
0,09	0,0698	10,07	0,994	69351,92	0,143	0,0209	0,0151	16,700	116,320
0,11	0,0854	10,07	0,664	56683,42	0,117	0,0217	0,0057	6,320	105,940

Pour que l'eau arrive du point de piquage 01 jusqu'au réservoir TAGHALAT il faut que $J_t \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de **90 mm** puisque $J_t = 16,7 \text{ m} \leq H_g = 90,17 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **0,994 m/s**

On utilise 02 vannes avec $\xi = 893$

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **72,18°**

III.7.8. Point de piquage 01-point de piquage 02 :

Longueur : 310,28 m

$$Q = 0,01771 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 2,95 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont : 160 mm et 200 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 58 : Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint(m)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H _d
0,16	0,152	310,28	0,976	148340,60	0,0658	0,0169	0,0054	1,842	4,792
0,2	0,1902	310,28	0,623	118547,69	0,0526	0,0176	0,0018	0,625	3,575

Pour que l'eau arrive du point de piquage 01 jusqu'au point de piquage 02 il faut que $J_t \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de **160 mm** puisque $J_t = 1,842 \text{ m} \leq H_g = 2,95 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **0,976 m/s**

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **46,47**

III.7.9. Piquage 02-réservoir Agouni gourouaz :

Longueur : 66,47 m

$$Q = 0,00197 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 133,73 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont : 63mm et 75 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 59 : Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint(m)	L(m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H _d
0,063	0,0458	66,47	1,196	54793,76	0,218	0,0224	0,036	2,609	136,339
0,075	0,0544	66,47	0,848	46131,51	0,184	0,0232	0,016	1,143	134,873

Pour que l'eau arrive du point de piquage 02 jusqu'au réservoir AGOUNI GOUAROUAZ il faut que $J_t \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de **63 mm** puisque $J_t = 2,609 \text{ m} \leq H_g = 142,2 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **1,196 m/s**

On utilise 02 vannes avec $\xi = 957$

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **73,17°**

III.7.10.Piquage 02 - Piquage 03 :

Longueur : 574,55 m

$Q = 0,01573 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_g = 9,83 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 125 mm, 160 mm et 200 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 60 : Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint (m)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Jt (m)	H _d
0,125	0,1176	574,55	1,449	170393,00	0,085	0,0167	0,0152	9,603	19,433
0,16	0,152	574,55	0,867	131830,37	0,066	0,0173	0,0044	2,758	12,588
0,2	0,1902	574,55	0,554	105353,40	0,053	0,0180	0,0015	0,935	10,765

Pour que l'eau arrive du point de piquage 02 jusqu'au point de piquage 03 il faut que $J_t \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de **160 mm** puisque $J_t = 2,758 \text{ m} \leq H_g = 9,83 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **0,867 m/s**

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **61,05°**

III.7.11.Piquage03-Réservoir IVEJIOUENE :

Longueur : 10,54 m

$Q = 0,00194 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_g = 133,9 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 50 mm et 63 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 61 : Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint(m)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H _d
0,05	0,0362	10,54	1,886	68268,99	0,276	0,0216	0,108	1,254	135,154
0,063	0,0458	10,54	1,178	53959,34	0,218	0,0255	0,039	0,457	134,357

Pour que l'eau arrive du point de piquage 03 jusqu'au réservoir IVEJIOUENE il faut que $J_t \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de **63 mm** puisque $J_t = 457 \text{ m} \leq H_g = 152,2 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **1,178 m/s**

On utilise 02 vannes avec $\xi = 1198$

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **76,9°**

III.7.12. Point de piquage03- Point de piquage04:

Longueur : 362,28 m

$$Q = 0,01379 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 4,92 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont : 125 mm et 160 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 62: Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint(m)	L (m)	V(m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H _d
0,125	0,1176	362,38	1,270	149378,22	0,0012	0,017	0,012	4,739	9,659
0,16	0,152	362,38	0,760	115571,57	0,0015	0,0178	0,003	1,375	6,295

Pour que l'eau arrive de point de piquage 03 jusqu'au point de piquage 04 il faut que $J_t \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de **160 mm** puisque $J_t = 1,375 \text{ m} \leq H_g = 4,92 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **0,760 m/s**

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **60,03°**

III.7.13. Point de piquage04 –Réservoir IMRABDEN:

Longueur : 128,44 m

$$Q = 0,001 \text{ m}^3/\text{s}$$

$H_g = 129 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 50 mm et 63 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 63 : Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint (m)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H_d
0,05	0,0362	128,44	0,972	35190,20	0,2762	0,0248	0,033	4,662	133,662
0,063	0,0458	128,44	0,607	27814,09	0,2183	0,026	0,011	1,508	130,508

Pour que l'eau arrive du point de piquage 04 jusqu'au réservoir IMRABDEN il faut que $J_t \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de **50 mm** puisque $J_t = 4,662 \text{ m} \leq H_g = 129 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **0,972 m/s**

On utilise 02 vannes avec $\xi = 753$

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **70,03°**

III.7.14.Point de piquage04- Point de piquage05:

Longueur : 942,36 m

$Q = 0,0126 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_g = 31,68 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 125 mm et 160 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 64 : Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint(m)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H_d
0,125	0,1176	942,36	1,161	136487,72	0,085	0,0173	0,0101	10,469	42,149
0,16	0,152	942,36	0,695	105598,39	0,066	0,0182	0,0029	3,053	34,733

Pour que l'eau arrive du point de piquage 04 jusqu'au point de piquage 05 il faut que $J_t \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de **125 mm** puisque $J_t = 10,469 \text{ m} \leq H_g = 31,68 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **1,161 m/s**

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **77,27°**

III.7.15. Point de piquage05-réservoir TINESSOUINE :

Longueur : 258,91 m

$$Q = 0,00626 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 69,72 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont : 110 mm et 125 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 65 : Calcul des pertes de charge totales

Dext (m)	Dint(m)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H _d
0,11	0,0854	258,91	1,093	93378,48	0,117	0,0196	0,014	3,977	73,697
0,125	0,097	258,91	0,848	82211,57	0,103	0,0196	0,007	2,104	71,824

Pour que l'eau arrive du point de piquage 05 jusqu'au réservoir TINESSOUINE il faut que

$$J_t \leq H_g$$

Donc on optera pour un diamètre de **110 mm** puisque $J_t = 3,977 \leq H_g = 69,72 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable **1,093 m/s**

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **70°**

III.7.16. Point de piquage05- Point de piquage06:

Longueur : 875,85 m

$$Q = 0,00713 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 13,6 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont : 90 mm, 110 mm et 125 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 66 : Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint (m)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H _d
0,09	0,0844	875,85	1,275	107616,14	0,118	0,0183	0,018	17,310	30,910
0,11	0,1036	875,85	0,846	87671,84	0,097	0,0198	0,007	6,729	20,329
0,125	0,1176	875,85	0,657	77234,72	0,085	0,0193	0,004	3,476	17,076

Pour que l'eau arrive du point de piquage 05 jusqu'au point de piquage 06 il faut que $J_t \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de **110 mm** puisque $J_t = 6,729 \text{ m} \leq H_g = 13,6 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **0,846 m/s**

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **61°**

III.7.17. Point de piquage 06-réservoir BENI OUAMAR:

Longueur : 610,72 m

$Q = 0,00120 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_g = 34,77 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 90 mm et 110 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 67: Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint(m)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H_d
0,09	0,0844	610,72	1,060	89504,03	0,118	0,0189	0,013	8,623	43,393
0,11	0,1036	610,72	0,704	72916,41	0,097	0,0196	0,005	3,209	37,979

Pour que l'eau arrive du point de piquage 06 jusqu'au réservoir BENI OUAMAR il faut que $J_t \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de **90 mm** puisque $J_t = 8,623 \text{ m} \leq H_g = 34,77 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **1,06 m/s**

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **65,3°**

III.7.18. Point de piquage 06 - réservoir IDAMOUTHENE:

Longueur : 1874,75 m

$Q = 0,0004 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_g = 336,32 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 32 mm et 40 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 68: Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint (m)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H_d
0,027	0,0224	1874,75	1,016	22747,95	0,446	0,0293	0,069	141,790	478,110
0,033	0,0272	1874,75	0,689	18733,61	0,368	0,0279	0,025	51,142	387,462

Pour que l'eau arrive du point de piquage 06 jusqu'au réservoir IDAMOTHENE il faut que

$$J_t \leq H_g$$

Donc on optera pour un diamètre de **27 mm** puisque $J_t = 141,79 \text{ m} \leq H_g = 336,32 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **1,016 m/s**

On utilise 03 vannes avec $\xi = 1232,47$

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **77,4°**

Partie est :

III.7.19. Réservoir final-piquage07 :

Longueur : 402,72 m

$$Q = 0,01248 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 73,22 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont : 160 mm et 200 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 69: Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint(m)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H _d
0,16	0,1242	402,75	1,031	128003,94	0,0805	0,0175	0,008	3,379	76,599
0,2	0,1552	402,75	0,660	102436,14	0,0644	0,0182	0,003	1,154	74,374

Pour que l'eau arrive du réservoir final jusqu'au point de piquage 07 il faut que $J_t \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de **160 mm** puisque $J_t = 3,379 \text{ m} \leq H_g = 73,22 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **1,031 m/s**

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **5°**

III.7.20. Point de piquage 07- réservoir TABOUDA :

Longueur : 82,31 m

$$Q = 0,00360 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_g = 82,238 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont : 63 mm, 75 mm et 90 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 70: Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint(m)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H _d
0,063	0,0554	82,31	1,494	82779,55	0,1805	0,0195	0,035	3,189	85,427
0,075	0,066	82,31	1,053	69484,66	0,1515	0,0200	0,015	1,364	83,602
0,09	0,0792	82,31	0,731	57903,88	0,1263	0,0206	0,006	0,565	82,803

Pour que l'eau arrive du point de piquage 07 jusqu'au réservoir TABOUDA il faut que $J_t \leq H_g$
Donc on optera pour un diamètre de **63 mm** puisque $J_t = 3,189 \text{ m} \leq H_g = 82,238 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **1,494 m/s**

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **69°**

III.7.21.Point de piquage 07 - réservoir T.TIGHILT:

Longueur : 887,09 m

$Q = 0,00890 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_g = 93,488 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 125 mm et 160 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 71: Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint(m)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H _d
0,125	0,097	887,09	1,205	116882,26	0,10309	0,0179	0,014	13,326	106,814
0,16	0,1242	887,09	0,735	91284,86	0,08052	0,0187	0,004	4,045	97,533

Pour que l'eau arrive du point de piquage 01 jusqu'au réservoir T.TIGHILT il faut que $J_t \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de **125 mm** puisque $J_t = 13,326 \text{ m} \leq H_g = 93,488 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **1,205 m/s**

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **75,2°**

III.7.22.Réservoir T.TIGHILT - Réservoir AYACHA :

Longueur : 1460,12 m

$Q = 0,00633 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_g = 186,28 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 110 mm et 125 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 72: Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint(m)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H _d
0,11	0,0854	1460,12	1,158	98897,66	0,117	0,0186	0,0149	23,911	210,191
0,125	0,097	1460,12	0,898	87070,72	0,103	0,0189	0,0080	12,852	199,132

Pour que l'eau arrive du réservoir T.TIGHILT jusqu'au réservoir AYACHA il faut que $J_t \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de **110 mm** puisque $J_t = 23,911 \text{ m} \leq H_g = 186,28 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **1,158 m/s**

On utilise 02 vannes avec $\xi = 841,5$

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **71,4°**

III.7.23.Réservoir AYACHA-réservoir LEMCELLA :

Longueur : 681,72 m

$Q = 0,00258 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_g = 17,91 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 63 mm et 75 mm

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 73: Calcul des pertes de charge totales

Dext(m)	Dint(m)	L (m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	J (m/m)	Jt (m)	H _d
0,063	0,059	681,72	0,944	55705,49	0,169	0,0209	0,016	12,069	29,979
0,075	0,0704	681,72	0,663	46685,00	0,142	0,0216	0,007	5,157	23,067

Pour que l'eau arrive du réservoir Ayacha jusqu'au réservoir Lemcella il faut que $J_t \leq H_g$

Donc on optera pour un diamètre de **63 mm** puisque $J_t = 12,069 \text{ m} \leq H_g = 17,91 \text{ m}$ avec une vitesse acceptable de **0,944 m/s**

L'angle d'ouverture de la vanne devra être : **60,17°**

Récapitulatif des résultats :

Les résultats des différentes adductions sont mentionnés dans les tableaux suivants :

Tableau 74 : Caractéristiques des tronçons de l'adduction par refoulement

Adduction	Tronçon	Q (m ³ /s)	L (m)	type de conduite	D (mm)	PN	H _d
refoulement	SR01-SR02	0,0412	1212,18	PEHD	315	25	158,883
	SR02-SR03	0,0412	767,31	PEHD	315	25	149,945
	SR03-SR04	0,0412	1722,69	PEHD	315	25	184,962
	SR04-SR05	0,0409	1766,7	PEHD	315	25	170,54
	SR05-RF	0,0409	1158	PEHD	315	25	182,554

Tableau 75 : Caractéristiques des tronçons gravitaires de la partie ouest

Adduction	Tronçon	Q (m ³ /s)	L (m)	type	D (mm)	PN	H _d
Gravitaire	RF-PK01	0,0216	717,12	PEHD	200	06	11,336
	PK01-RTAGHALAT	0,00389	10,07	PEHD	90	16	116,320
	PK01-PK02	0,0177	310,28	PEHD	160	06	4,792
	PK02-R A GOUROUAZ	0,00197	66,47	PEHD	63	16	136,339
	PK02-PK03	0,01573	574,55	PEHD	160	06	12,588
	PK03-RIVEJIOUENE	0,00194	10,54	PEHD	63	16	134,357
	PK03-PK4	0,01379	362,28	PEHD	160	06	6,295
	PK04-R IMRABDEN	0,0004	128,44	PEHD	32	16	133,662
	PK04-PK05	0,001339	270,88	PEHD	125	06	42,149
	PK05-R TINESSOUINE	0,00626	258,91	PEHD	110	10	73,697
	PK05-PK06	0,00713	875,85	PEHD	110	06	20,329
	PK06-R B OUAMAR	0,00593	610,72	PEHD	90	06	43,393
	PK06-R IDAMOUTHENE	0,0012	1874,75	ACIER	27	50	478,110

Tableau 76 : Caractéristiques des tronçons gravitaires de la partie est

adduction	Tronçon	Q (m ³ /s)	L (m)	type	D (mm)	PN	H _d
gravitaire	RF-PK07	0,01248	402,72	PEHD	160	10	76,599
	PK07-RTABOUDA	0,0036	82,31	PEHD	63	10	85,427
	PK07-RTTIGHILT	0,0089	887,09	PEHD	125	16	106,814
	R T.TIGHILT- RAYACHA	0,00633	1460,09	PEHD	110	25	210,191
	R AYACHA- RLEMCELLA	0,0058	681,72	PEHD	63	06	29,979

III.8. Conclusion :

Dans ce présent chapitre, nous avons vu l'adduction gravitaire et l'adduction par refoulement. Cette dernière commence à partir du piquage de la conduite venant du barrage de Tichy-Haff jusqu'au réservoir final à l'aide de cinq stations de reprise avec des conduites en PEHD (PN25). Il est nécessaire de choisir les pompes adéquates pour assurer l'adduction par refoulement ce qui est l'objectif du chapitre suivant.

Les
Pompes

VI.1. Introduction :

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

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

IV.2. Classification des pompes : [11]

Les pompes peuvent être classées comme suit :

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

- ✚ Pompe centrifuge : hauteur d'élévation très importante.
- ✚ Pompe hélice : débit important et hauteur d'élévation faible.
- ✚ Pompe hélico-centrifuge :
- ✚ Pompe volumétrique ;
- ✚ Pompe à piston.

On peut classer également les pompes centrifuges comme suit :

- ❖ **Suivant la forme de la roue :**
 - Pompes centrifuges radiales.
 - Pompes centrifuges semi axiales.
- ❖ **Suivant la forme du corps de la pompe :**
 - Pompe à volute ou colimaçon.
 - Pompe à diffuseur circulaire.
- ❖ **Suivant le nombre de roue :**
 - Monocellulaire.
 - Multicellulaires.
- ❖ **Suivant la position de son axe :**
 - Pompe à axe horizontal.
 - Pompe à axe vertical.

IV.3. Constitution d'une pompe centrifuge :

D'une façon générale, une pompe comporte :

IV.3.1. Diffuseur et volute :

Appelée également corps de pompe, c'est une sorte de tubulure profilée qui a pour but d'effectuer la transmission en pression d'une partie de la vitesse de l'eau à la sortie de la roue.

IV.3.2. La roue :

C'est un organe mobile appelé encore rotor ou impulseur. A l'intérieur de la roue, des canaux hydrauliques sont séparés par les aubes incurvées ; ces canaux peuvent être maintenus entre deux flasques (roue fermée (Figure (IV.1)) ; l'un de ces flasques ou les deux peuvent être absents (roue semi ouverte (Figure (IV. 2)), ou ouverte (Figure (IV.3))), ce qui facilite le pompage des eaux chargées en corps solides.

Le rotor est caractérisé par les angles de ces aubages, ses diamètres, sa longueur, et enfin la vitesse à laquelle elle doit tourner. Elle fournit au liquide une énergie cinétique qui l'entraîne vers la périphérie du fait des forces centrifuges.



Figure (IV.1): Roue fermée **Figure(IV.2) :** Roue semi Ouverte **Figure (IV.3):** Roue ouverte

IV.3.3. Vis de remplissage :

Elle est située sur le corps de la pompe.

IV.3.4. Presse étoupe :

Afin d'éviter d'éventuelles rentrées d'air et des fluides dans le corps de la pompe, on utilise des presse-étoupe, leurs rôle c'est d'assurer l'étanchéité de la roue.

IV.3.5. Flasques :

Ils assurent le raccordement entre la pompe et le presse-étoupe.

IV.3.6. Le palier :

Supporte l'arbre de transmission à l'intérieur duquel on trouve différents roulements.

IV.3.7. L'arbre :

L'accouplement se fait soit par moteur électrique soit par un moteur thermique.

La Figure (IV.4) donne d'une façon générale les éléments de base d'une turbopompe.

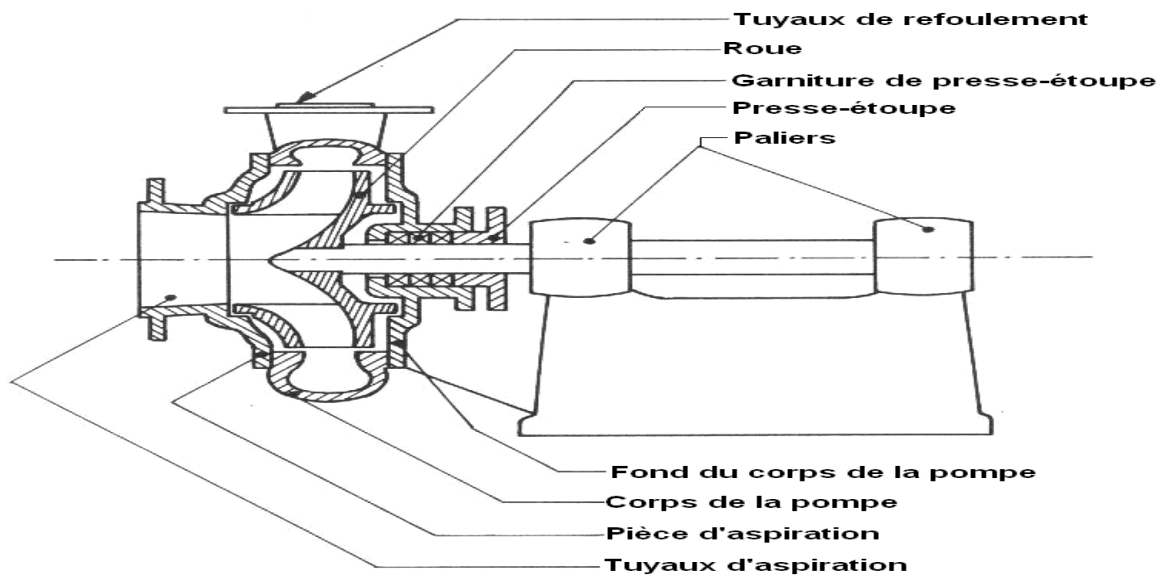


Figure (IV.4) : construction d'une turbopompe

IV.4. Choix de la pompe :

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

- Le débit (Q).
- La hauteur manométrique totale (HMT).
- Le rendement de la pompe (η).

Ces caractéristiques nous permettent de choisir le type de pompe convenable.

IV.5. Les courbes caractéristiques d'une pompe [12] :

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes suivantes

- **La courbe hauteur - débit « $H = f(Q)$ » :**

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

- **La courbe rendement – débit « $\eta = f(Q)$ » :**

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

- **La courbe des puissances absorbées débit « $P = f(Q)$ » :**

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits comme la figure si dessous explique :

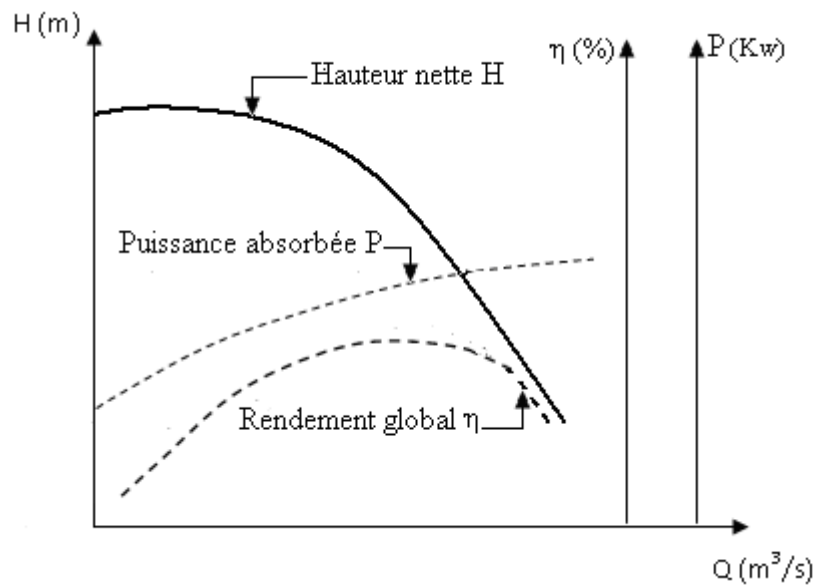


Figure (IV.5) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

IV.5.1. Puissance absorbée :

L'expression permettant de calculer la puissance absorbée par une pompe est la suivante :

$$P = \frac{9.81 * HMT * Q}{\eta}$$

Avec :

- P : Puissance absorbée en (Kw).
- Q : Débit à refouler en (m³/s).
- Hmt : Hauteur manométrique totale (m).
- η : Rendement de la pompe.

IV.5.2. Puissance utile :

La puissance utile est la puissance transmise au fluide de la pompe.

$$P_u = g * Q * H$$

IV.5.3. Hauteur manométrique totale (HMT) :

La HMT est la somme des termes suivant :

$$HMT = H_a + H_r + J_a + J_r$$

a) La hauteur géométrique de refoulement (H_r) :

Elle est toujours positive pour un groupe horizontal, c'est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontale de la pompe.

Pour un groupe vertical, elle représente la distance séparant le point le plus haut et le plan de la première roue.

b) La hauteur géométrique d'aspiration (H_a) :

Qui sera négative pour une aspiration en charge, positive pour une aspiration en dépression. C'est la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal. Elle représentera la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaires) et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

c) Les pertes de charges totales (d'aspiration et de refoulement) :

La pompe devra compenser les dissipations d'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont évaluées en hauteur exprimée en mètres.

$$J_T = J_a + J_r$$

Avec :

- J_a : Pertes de charge à l'aspiration.
- J_r : Pertes de charge au refoulement.

IV.6. Le point de fonctionnement de la pompe :**IV.6.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré :****a- Caractéristique de la conduite [13]**

Une conduite est caractérisée par la hauteur qu'il faut lui fournir en fonction du débit avec lequel on alimente, l'eau doit vaincre dans les différents tronçons du réseau les pertes de charges :

La courbe caractéristique du réseau est définie suivant l'équation suivante :

$$H_c = H_g + R * Q^2$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique en (m)

$R.Q^2$: pertes de charges au point considéré en (m)

R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite

$$R = 1,1 * \frac{8 * \lambda * L}{\pi^2 * D^5 * g}$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite.
- λ : Coefficient de frottement de Darcy.
- D : Diamètre de la conduite.
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m / s²).

Graphiquement, le point de fonctionnement est le point d'intersection de la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ » et celle de la pompe « $H = f(Q)$ » (Figure (IV.6)) ; et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominal.

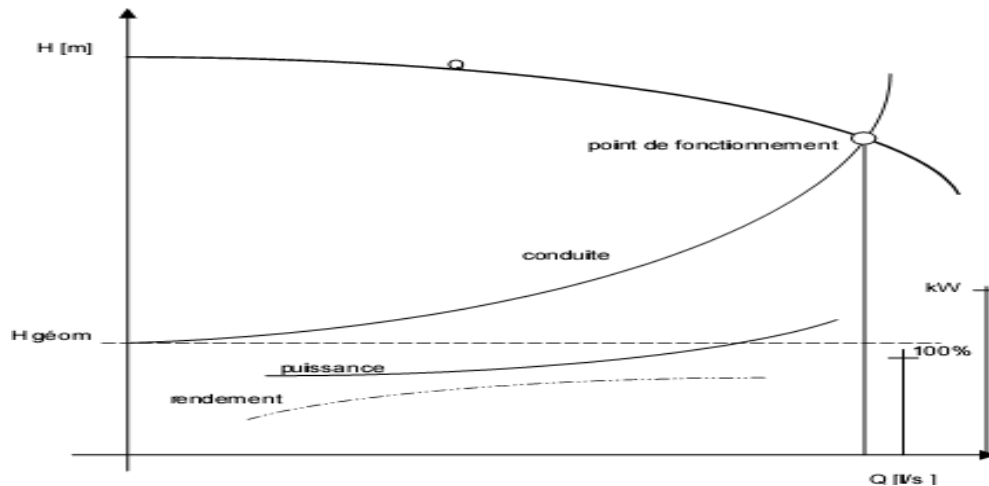


Figure (IV.6): Point de fonctionnement d'une pompe

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

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes. Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

A- Première variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage :

Dans cette variante, on accepte le point de fonctionnement P et on va chercher le nouveau temps de pompage, à l'aide de l'équation de la conservation du volume.

Dans notre cas le temps de pompage est de 20 h, le volume entrant dans le réservoir est :

$$V = 20 * Q$$

On aura le même volume après refoulement d'un débit Q pendant un temps t. le nouveau temps de pompage sera obtenu par l'égalité suivante :

$$T = 20 * \frac{Q_1}{Q_2}$$

La puissance absorbée dans ce cas sera :

$$P = \frac{g * Q * H}{\eta}$$

B- Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage)

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

$$P = \frac{g * Q_1 * H'}{\eta}$$

Avec :

$$H' = H_1 + h$$

Où

- h : Perte de charge engendrée par vannage en (m),
- H' : La hauteur créée par la pompe pour le débit désiré Q_1 ,
- η : Le rendement.

C- Troisième variante : Rognage de la roue

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

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m(\%)$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g * Q_1 * H_1}{\eta}$$

D- Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation

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

On trace la parabole d'équation $y = a * x^2$ (Courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P_1 (Figure (IV.7)) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P_3 (Q_3, H_3), on aura alors la nouvelle vitesse de rotation N' donnée par:

$$N' = N * \frac{Q_1}{Q'}$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{\rho * Q_1 * H_1}{\eta}$$

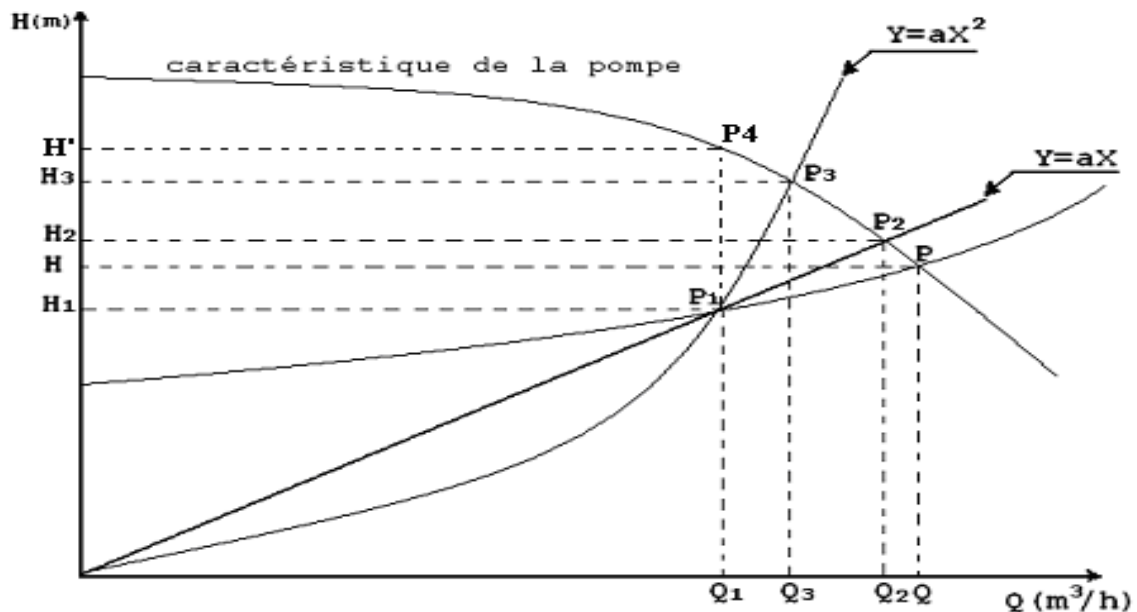


Figure (IV.7) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

IV.7. Couplage des pompes : [07]

Dans bien des cas, les besoins (H-Q) ne peuvent être satisfaits que par une seule pompe, ou, pour des raisons de souplesse, on préfère utiliser plusieurs pompes. Dans ces cas, on sera amené à utiliser un couplage de pompes.

IV.7.1. Couplage en parallèle :

Ce montage se rencontre lorsque l'on désire, pour une même hauteur de refoulement, augmenter le débit. La caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour une même hauteur les débits de chaque pompe. Il est souvent bien avantageux d'utiliser deux pompes identiques ce qui évite les risques de décrochage et améliore le rendement de l'ensemble.

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

Deux pompes sont couplées en parallèle, c'est-à-dire les hauteurs qui les traversent sont généralement les mêmes et les débits qu'elles fournissent à l'eau s'additionnent.

IV.7.2. Couplage en série :

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

elle est reprise par une pompe de surface. Dans ce cas, la caractéristique de l'ensemble des deux pompes s'obtient en ajoutant pour un débit donné les hauteurs de refoulement des deux pompes.

IV.8. Etude de la cavitation :

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

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration (NPSH)_d (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieur à la charge nette minimale requise à l'aspiration (NPSH)_r (donnée par le constructeur).

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

- Type de la pompe.
- Point de fonctionnement.

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

Le NPSH disponible (NPSH)_d est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

Soit la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

- Pour l'alimentation en charge

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

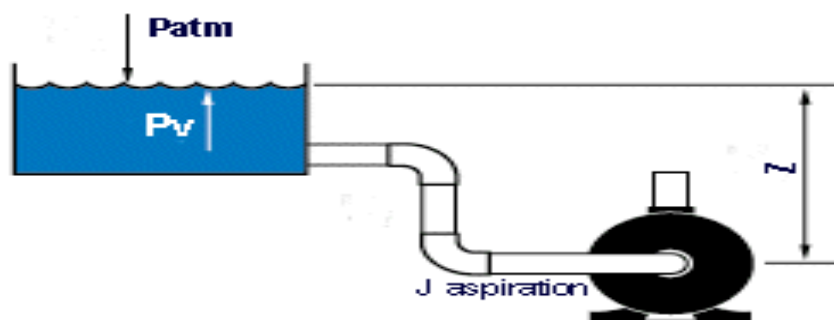


Figure (IV.8): Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge

- Pour l'alimentation en dépression:

$$(\text{NPSH})_r = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + T_v).$$

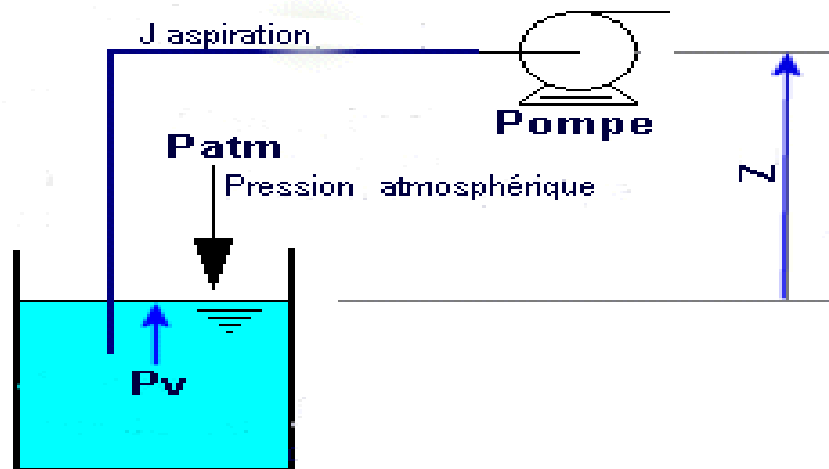


Figure (IV.9) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression

Avec:

H_a : Hauteur d'aspiration en (m).

J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m).

$P_0 / (g * \rho)$: Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration en (m).

T_v : Tension de vapeur d'eau pompée (0,24 m pour une température de 20°C).

IV.9. Choix du type des pompes pour différentes stations :

Dans cette partie on va citer à titre purement indicatif le choix des pompes, car dans ce type de projet le choix ce fait à travers un appel d'offre, et les solutions à proposer en cas ou le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré.

IV.9.1. Station de reprise 1-station de reprise 2 :

$$Q_1 = 0,04122 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{HMT}_1 = 158,883 \text{ m}$$

$$\text{Hg} = 154,04 \text{ m}$$

IV.9.1.1. Les caractéristiques de la pompe:

D'après les calculs, les caractéristiques de la pompe sont :

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

- $\eta = 76 \%$.

- $P = 88,4 \text{ KW}$.

- $\text{NPSH}_r = 2 \text{ m}$.

- le point de fonctionnement : ($Q = 41,9 \text{ l/s}$; $\text{HMT} = 164 \text{ m}$).

- le point désiré : ($Q_1 = 41,2 \text{ l/s}$; $\text{HMT}_1 = 158,883 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré (voir la figure dans l'annexe 04).

IV.9.1.2. Etude de la cavitation :

- La côte du point d'aspiration = $361,9 \text{ m}$.

- Côte de l'axe de la pompe = $359,16 \text{ m}$.

- Hauteur de l'aspiration : $H_a = C_p - C_a = 359,16 - 361,9 = -2,74 \text{ m}$.

* Calcule de la pression à la cote d'aspiration :

$$P_0 = 10,33 - 0,0016 * 361,9 = 9,75 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = 9,75 + 2,74 - (0 + 0,24) = 12,25 \text{ m}$$

On a $\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$, alors la pompe est hors domaine de cavitation.

IV.9.2. Station de reprise 2-station de reprise 3 :

$$Q_1 = 0,04122 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{HMT}_1 = 149,945 \text{ m}$$

$$H_g = 146,88 \text{ m}$$

IV.9.2.1. Les caractéristiques de la pompe:

D'après les calculs, les caractéristiques de la pompe sont :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$

- $\eta = 76,1 \%$.

- $P = 77,9 \text{ KW}$.

- $\text{NPSH}_r = 4,3 \text{ m}$.

- le point de fonctionnement : ($Q = 39,2 \text{ l/s}$; $\text{HMT} = 152 \text{ m}$).

- le point désiré : ($Q_1 = 41,2 \text{ l/s}$; $\text{HMT}_1 = 149,945 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (voir la figure dans l'annexe 05),

Comme Le point de fonctionnements désiré se situe au-dessus de point de fonctionnement de la pompe, alors on opte pour l'utilisation de deux pompes en parallèles. Donc le débit de chaque pompe sera 20,6 l/s, $\eta = 74,6 \%$

Point de fonctionnement désiré sera ($Q_1 = 20,6 \text{ l/s}$; $HMT_1 = 153 \text{ m}$),

Point de fonctionnement de la pompe ($Q = 21 \text{ l/s}$; $HMT = 153 \text{ m}$),

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré (voir la figure dans l'annexe 06).

IV.9.2.2. Etude de la cavitation:

- La côte du point d'aspiration = 511,94 m.
- Côte de l'axe de la pompe = 509,19 m.
- Hauteur de l'aspiration : $H_a = C_p - C_a = 509,19 - 511,94 = - 2,75 \text{ m}$.

* Calcule de la pression à la cote d'aspiration :

$$P_0 = 10,33 - 0,0016 * 511,94 = 9,51 \text{ m.}$$

$$NPSH_d = 9,51 + 2,75 - (0 + 0.24) = 12,02 \text{ m.}$$

On a $NPSH_d > NPSH_r$, alors la pompe est hors domaine de cavitation.

IV.9.3. Station de reprise 3-station de reprise 4 :

$$Q_1 = 0,04122 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$HMT_1 = 184,962 \text{ m}$$

$$H_g = 178,08 \text{ m}$$

IV.9.3.1. Les caractéristiques de la pompe:

D'après les calculs, les caractéristiques de la pompe sont :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 76,8 \%$.
- $P = 105 \text{ KW}$.
- $NPSH_r = 4,99 \text{ m}$.
- le point de fonctionnement : ($Q = 42,9 \text{ l/s}$; $HMT = 193 \text{ m}$).
- le point désiré : ($Q_1 = 41,2 \text{ l/s}$; $HMT_1 = 184,962 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (voir la figure dans l'annexe 07).

IV.9.3.2. Réalisation du point désiré :

Pour la réalisation du point désiré on opte pour :

- **Le changement du temps de pompage :**

$$V = T_1 * Q_1 = T * Q \Rightarrow T = \frac{T_1 * Q_1}{Q} = \frac{20 * 41,22}{42,9} = 19,21 \text{ h} = 19 \text{ h et } 12' \text{ et } 36''$$

$$P = \frac{g * Q * H}{\eta} \Rightarrow P = 105,76 \text{ KW}$$

- **Le vannage :**

$$H' = H_1 + h \Rightarrow h = H' - H_1 = 196,65 - 191,39 = 5,26 \text{ m}$$

$$P = \frac{g * Q_1 * H'}{\eta} \Rightarrow P = \frac{9,81 * 0,0412 * 196,65}{0,768} = 103,49 \text{ KW}$$

- **Variation de la vitesse de rotation :**

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

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 \Rightarrow H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 = 0,113 * Q^2$$

La courbe de la conduite coupe celle de la pompe au point (41,66 l/s ; 196,11 m)

- **Calcul de nombre de tours :**

$$N_2 = \frac{41,2^2 * 2900}{41,66^2} = 2836,31 \text{ (Tr /min)}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g * Q * H}{\eta} \Rightarrow P = \frac{9,81 * 0,04166 * 196,11}{0,768} = 104,36 \text{ KW}$$

On opte pour la deuxième variante (le vannage) qui représente la puissance minimale.

IV.9.3.3. Etude de la cavitation :

- La côte du point d'aspiration = 654,82 m.
- Côte de l'axe de la pompe = 652,07 m.
- Hauteur de l'aspiration : $H_a = C_p - C_a = 652,07 - 654,82 = -2,75 \text{ m}$.

* Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$P_0 = 10,33 - 0,0016 * 654,82 = 9,28 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = 9,28 + 2,75 - (0 + 0.24) = 11,79 \text{ m.}$$

On a $\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$, alors la pompe est hors domaine de cavitation.

IV.9.4. Station de reprise 4-station de reprise 5 :

$$Q_1 = 0,0409 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{HMT}_1 = 170,54 \text{ m}$$

$$\text{Hg} = 163,55 \text{ m}$$

IV.9.4.1. Les caractéristiques de la pompe:

D'après les calculs, les caractéristiques de la pompe sont :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 77,1 \%$.
- $P = 89,1 \text{ KW}$.
- $\text{NPSH}_r = 4,42 \text{ m}$.
- le point de fonctionnement : ($Q = 39,9 \text{ l/s}$; $\text{HMT} = 176 \text{ m}$).
- le point désiré : ($Q_1 = 40,9 \text{ l/s}$; $\text{HMT}_1 = 170,54 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (voir la figure dans l'annexe 08).

Comme Le point de fonctionnements désiré se situe au-dessus de point de fonctionnement de la pompe, alors on opte pour l'utilisation de deux pompes en parallèles (couplage des pompes). Donc le débit de chaque pompe sera $20,45 \text{ l/s}$, $\eta = 67,3 \%$

Point de fonctionnement désiré sera ($Q_1 = 20,4 \text{ l/s}$; $\text{HMT}_1 = 177 \text{ m}$),

Point de fonctionnement de la pompe ($Q = 20,1 \text{ l/s}$; $\text{HMT} = 177 \text{ m}$),

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré (voir la figure dans l'annexe 09).

IV.9.4.2. Etude de la cavitation :

- La côte du point d'aspiration = $829,28 \text{ m}$.
- Côte de l'axe de la pompe = $826,15 \text{ m}$.
- Hauteur de l'aspiration : $\text{Ha} = \text{Cp} - \text{Ca} = 826,15 - 829,28 = -3,13 \text{ m}$.

* Calcule de la pression à la cote d'aspiration :

$$P_0 = 10,33 - 0,0016 * 829,28 = 9 \text{ m.}$$

$$\text{NPSH}_d = 9 + 2,75 - (0 + 0,24) = 11,51 \text{ m.}$$

On a $NPSH_d > NPSH_r$, alors la pompe est hors domaine de cavitation.

IV.9.5. Station de reprise 5- RF :

$$Q_1 = 0,0409 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$HMT_1 = 182,554 \text{ m}$$

$$H_g = 177,97 \text{ m}$$

IV.9.5.1. Les caractéristiques de la pompe:

D'après les calculs, les caractéristiques de la pompe sont :

$$- N = 2900 \text{ tr/min}$$

$$- \eta = 76,4 \%$$

$$- P = 106 \text{ KW.}$$

$$- NPSH_r = 5,25 \text{ m.}$$

- le point de fonctionnement : ($Q = 44,1 \text{ l/s}$; $HMT = 188 \text{ m}$).

- le point désiré : ($Q_1 = 40,9 \text{ l/s}$; $HMT_1 = 182,554 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré (voir la figure dans l'annexe 10).

IV.9.5.2. Réalisation du point désiré :

Pour la réalisation du point désiré on opte pour :

○ *Le changement du temps de pompage :*

$$V = T_1 * Q_1 = T * Q \quad \Leftrightarrow \quad T = \frac{T_1 * Q_1}{Q} = \frac{20 * 40,9}{44,1} = 18,54 \text{ h} = 18 \text{ h et } 32' \text{ et } 24''$$

$$P = \frac{g * Q * H}{\eta} \quad \Leftrightarrow \quad P = 106,45 \text{ KW}$$

• *Le vannage :*

$$H' = H_1 + h \quad \Leftrightarrow \quad h = H' - H_1 = 195,27 - 186,78 = 8,49 \text{ m}$$

$$P = \frac{g * Q_1 * H'}{\eta} \quad \Leftrightarrow \quad P = \frac{9,81 * 0,0409 * 1965,27}{0,764} = 102,5 \text{ KW}$$

• *Variation de la vitesse de rotation :*

○ *Calcul de la courbe iso-rendement :*

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 \quad \Leftrightarrow \quad H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 = 0,111 * Q^2$$

La courbe de la conduite coupe celle de la pompe au point (41,74 l/s ; 193,46m)

- **Calcul de nombre de tours :**

$$N_2 = \frac{40,9^2 * 2900}{41,74^2} = 2784,45 \text{ (Tr /min)}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g * Q * H}{\eta} \quad \Rightarrow \quad P = \frac{9,81 * 0,04174 * 193,46}{0,764} = 103,68 \text{ KW}$$

On opte pour la deuxième variante (le vannage) qui représente la puissance minimale.

IV.9.5.3. Etude de la cavitation :

- La côte du point d'aspiration = 988,45 m.
- Côte de l'axe de la pompe = 985,7 m.
- Hauteur de l'aspiration : $H_a = C_p - C_a = 985,7 - 988,45 = - 2,75 \text{ m}$.

* Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$P_0 = 10,33 - 0,0016 \times 988,45 = 8,75 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 8,75 + 2,75 - (0 + 0,24) = 11,26 \text{ m}$$

On a $NPSH_d > NPSH_r$, alors la pompe est hors domaine de cavitation.

IV.10. Conclusion :

Au cours de ce chapitre, nous avons pu déterminer les caractéristiques des pompes qui conviennent au projet, en choisissant la variante la plus économique, bien sûr tout en prévenant une pompe en secours.

Protection
et pose
des conduites

V.1. Introduction :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, caractérisé par toutes modifications rapides ou changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergie dues aux frottements. Ces ondes se traduisent par des alternations de surpressions et de dépressions par rapport à la pression de service [14]. En ingénierie d'hydraulique, les causes fréquentes occasionnant des coups de bélier sont :

- la mise en marche ou l'arrêt des pompes sur des conduites de refoulement ;
- modification de la vitesse angulaire d'une pompe ;
- coupure électrique inopinée dans une station de pompage
- la mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine ;
- 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.

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de conduites, peut atteindre, des valeurs très élevées, pouvant être égales à plusieurs fois la pression de service sur le réseau.

V.2. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression. Parmi ces moyens, on trouve :

- Volant d'inertie ;
- Soupape de décharges ;
- Les ventouses ;
- Cheminée d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Vanne de fermeture lente.

La Figure (V.1) présente l'arrêt brusque d'une pompe :

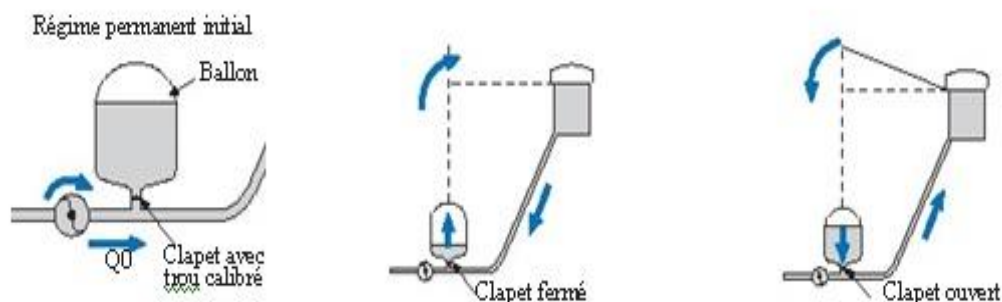


Figure (V.1) : Cas d'arrêt brusque d'une pompe.

V.2.1. Le volant d'inertie :

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante, fixée à l'arbre du groupe moteur pompe. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier (Figure (V.2)).

Ce système est généralement peu ou non utilisé, car :

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions ;
- Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique ;
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce dernier, ce qui peut conduire à des appels d'intensités de courant inadmissibles;

Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueurs de refoulement faible où moyenne, qui n'accède pas quelques centaines de mètres.

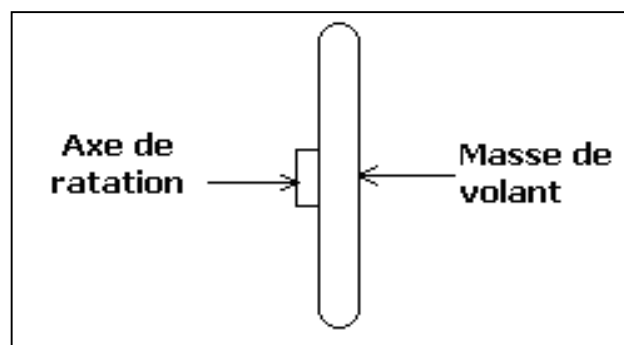


Figure (V.2) : le volant d'inertie

V.2.2. Les soupapes de décharge :

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin, ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite, au point à la protéger, c'est-à-dire, là où la surpression à craindre est maximale et libérée, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible.

Cette soupape (Figure (V.3)) ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée. L'ouverture doit se faire très rapidement pour que l'opération soit efficace.



Figure (V.3): Soupape de décharge

V.2.3. Les ventouses :

Ils ont pour rôle principal l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permettre aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsque l'on procède à leur vidange ou généralement lorsqu'il y'a apparition de la cavitation en un point haut.



Figure (V.4) : la ventouse

V.2.4. Cheminée d'équilibre :

C'est un réservoir débouchant à l'air libre permettant de protéger la conduite contre les surpressions et les dépressions. Ces conditions sont remplies si l'on a la possibilité d'absorber ou au contraire de fournir une certaine quantité d'eau, en fonction de la variation instantanée de pression dans la conduite à protéger, il faut pour cela disposé d'un réservoir susceptible de se remplir ou de se vider d'eau suivant que la pression dans la conduite augmente ou diminue. Les cheminées d'équilibres sont souvent utilisées au niveau des points hauts, elles sont très rarement utilisées à la station (Figure (V.5)). Elles présentent certains avantages, à savoir :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien.
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessible.

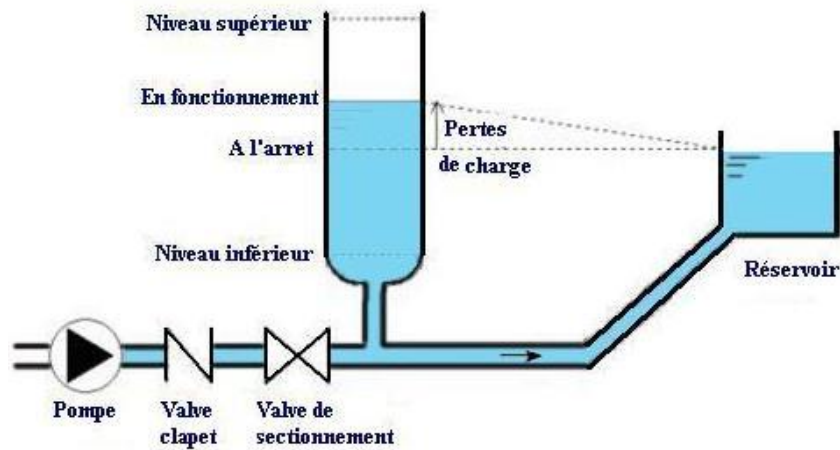


Figure (V.5) : Cheminée d'équilibre

V.2.5. Réservoir d'air :

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression dans une cuve métallique disposée dans la station de pompage et raccordée à l'aval du clapet de coté refoulement. A la disjonction on aura dépression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. Après diminution progressive puis annulation du débit dans la conduite, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche.

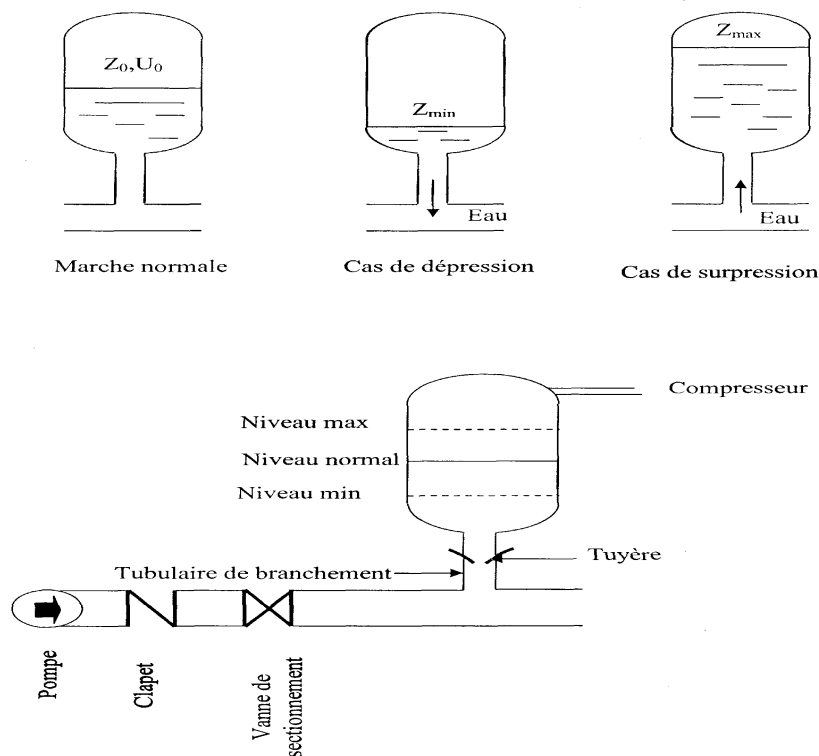


Figure (V.6) : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air

V.3. Les valeurs numériques de coup de bélier :

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

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K * D / e}}$$

Avec :

- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- K' : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite.
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

On peut distinguer deux cas pour la valeur maximale du coup de bélier :

1er cas : Fermeture brusque :

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que : $T < 2 * La$.
La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a * V_0}{g}$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m)
- a : La célérité de l'onde (m/s)
- V_0 : Vitesse d'écoulement
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²)

- La valeur maximale de la pression- surpression est

$$H_s = H_0 + B$$

- La valeur minimale de la pression- dépression est

$$H_d = H_0 - B$$

Où :

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

$$H_0 = H_g + 10$$

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement ;
- 10 : Pression atmosphérique.

- 2^{ème} cas : Fermeture lente :

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > (2 * L) / a$

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

$$B = \frac{2 * L * V_0}{g * T}$$

V.4. 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 tronçon 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.

V.4.1. 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 suivant :

Tableau 77 : Les valeurs numériques de coup de bélier

Tronçon	matériau	PN	Dext(m)	e (m)	D int (m)	V (m/s)	Hg (m)	Z0 (m)	a	B	Hs	Hd
SR01-SR02	PEHD	25	0,315	0,0431	0,229	1,003	154,04	164,04	447,73	45,78	209,82	118,26
SR02-SR03	PEHD	25	0,315	0,0431	0,229	1,003	146,88	156,88	447,73	45,78	202,66	111,10
SR03-SR04	PEHD	25	0,315	0,0431	0,229	1,003	178,08	188,08	447,73	45,78	233,86	142,30
SR04-SR05	PEHD	25	0,315	0,0431	0,229	0,995	163,55	173,55	447,73	45,42	218,97	128,13
SR05-RF	PEHD	25	0,315	0,0431	0,229	0,995	177,97	187,97	447,73	45,42	233,39	142,55

V.4.2. Interprétation des résultats :

Les résultats de calcul des valeurs du coup de bélier montrent que les tronçons de cinq stations vérifient la pression minimale de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti bélier.

V.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 d'un 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.

V. 5.1. Exécution et aménagement de la tranchée :

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes (Figure(V.5)), (Tableau (78)) :

- La section transversale de la tranchée dépend de la largeur et de la profondeur ;
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite et de la nature du sol ;
- Un espacement de 30 cm est prévu de part et d'autre de la conduite ;

- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre les efforts de surcharges et de la variation de la température, on prévoit une profondeur minimale de 0,8 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite ;
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé ; après quoi, il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm ;
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes. Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure 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.

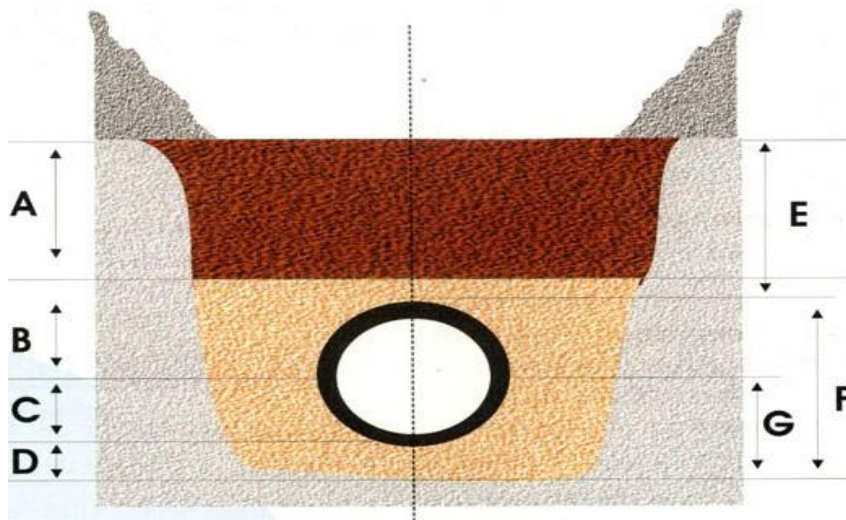


Figure (V.6) : pose de la conduite en tranchée

- A : Remblai supérieur
- B : Remblai de protection
- C : Assise
- D : Lit de pose
- E : Hauteur de couverture
- F : Enrobage
- G : Appui

Le tableau ci-après nous donne les épaisseurs des différentes couches du remblai et les matériaux utilisés.

Tableau 78 : Hauteur des couches de remblai

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0,1 à 5 mm (1)	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0,1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe de tube
Remblai de protection	Sable 0,1 à 5 mm	10 cm au-dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai (2)	Jusqu'à la surface

(1) : Entre 5 et 15 mm en présence d'une nappe phréatique.

(2) : après élimination des éléments impropres.

V.5.2. Franchissement des points spéciaux :

V.5.2.1. Traversées des routes :

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite et à la route, la conduite sera introduite à l'intérieur d'une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), ce qui la préservera des vibrations qui pourraient être les causes des ruptures.

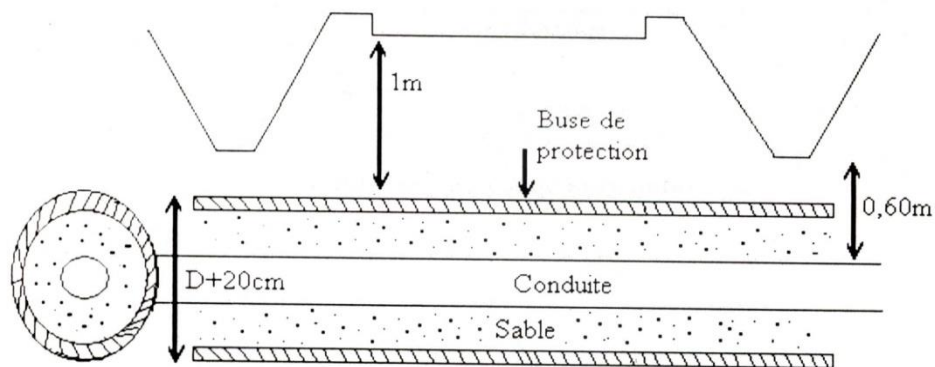


Figure (V.7) : Protection pour la traversés des routes

V.5.2.2. Traversés souterraine de ravin ou d'oued :

Le risque auquel est exposée une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son découvrement, à la suite duquel se trouve soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Et cela est à cause de l'approfondissement du lit par érosion et son déplacement latéral.

En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier.

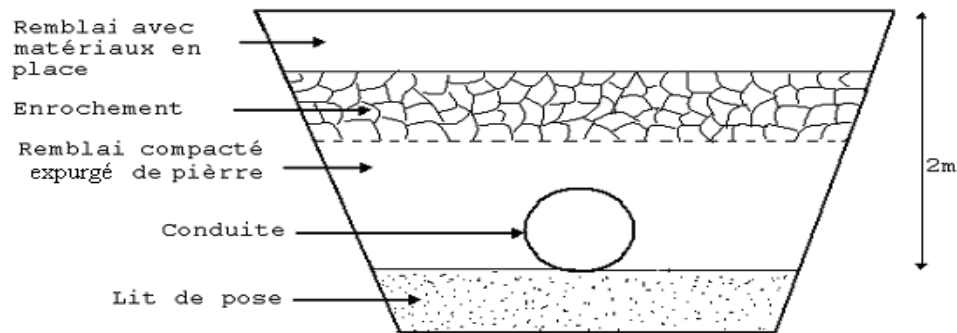


Figure (V.8) : Traversée d'oued

V.5.2.3. Pose en élévation :

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépressions, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées, butées au préalable jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre d'un ou de deux par tuyau.

V.5.2.4. Stabilisation 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.

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduites aux poussées dues à la pression de l'eau au niveau des coudes et des branchements, qui peut engendrer des déboîtements des joints ou des ruptures des soudures, on prévoit la construction des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboîtements et aux ruptures par leur poids (Figures (V.9), (V.10) et (V.11)).

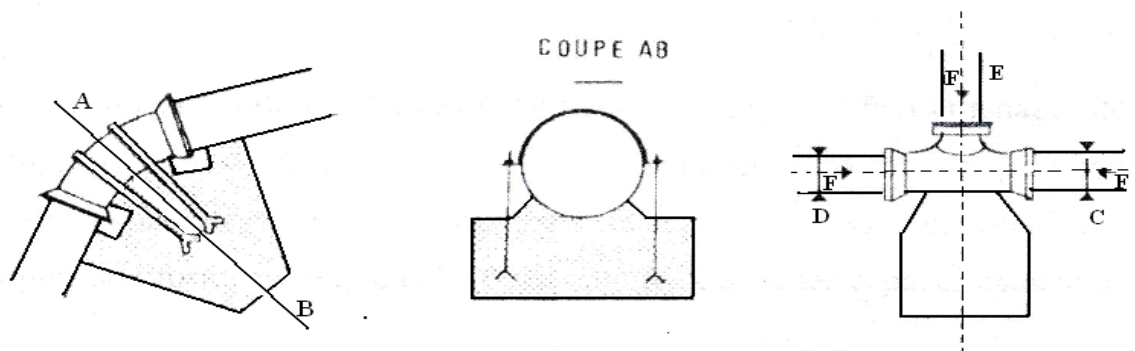


Figure (V.9) : Butée sur coude horizontal

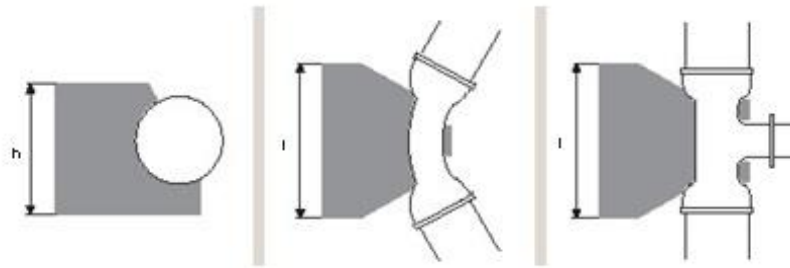


Figure (V.10) : Butée sur coude vertical

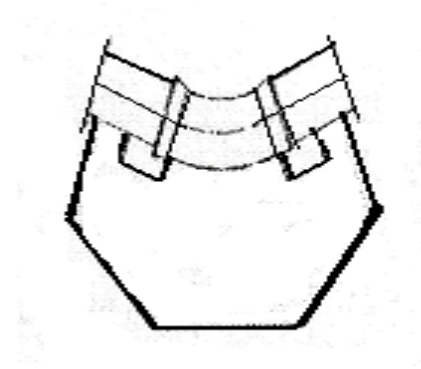


Figure (V.11) : butée sur branchement

V.5.2.5. Essais hydrostatiques du réseau (en tranchée) :

Dès la fin des travaux sur l'ensemble du réseau ou une partie homogène dotée de tous ses équipements hydrodynamiques et avant le remblaiement de la tranchée, il sera procédé à un assai progressif du réseau jusqu'à ce que la pression atteigne la pression de service demandée pour vérifier l'étanchéité des joints. Tous les ouvrages et organes de la conduite feront l'objet d'une vérification et éventuellement d'une manœuvre test sur des tronçons de 200m au maximum, avec une pression égale à la pression majorée de 50 % pendant un temps d'épreuve de 30 minutes. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve, et la variation de la pression doit être inférieure à 0.2 bar.

V.5.2.6. Le remblaiement de la conduite :

Le remblaiement de la tranchée s'effectue par couches successives, en utilisant une terre dépourvue de pierres, très fortement damée pour éviter tous tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

V.5.2.7. Précaution intéressant les conduites :

L'entrepreneur prendra toutes les dispositions utiles pour qu'à aucun moment les travaux des corps étrangers ne viennent pénétrer dans les tuyaux. Il devra en particulier vérifier

chaque élément de tronçons avant sa pose et procéder à un bouchage efficace des tronçons posés ou en cours d'essai.

V.5.2.8. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service :

Elle doit être précédée d'un nettoyage et d'un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose plutôt qu'un simple remplissage suivi d'une vidange souvent insuffisant ou un rinçage au fil de l'eau, il est préférable de procéder à un nettoyage mécanique.

V.6. Conclusion :

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux surpressions et pression éventuelles, aux flexion longitudinales et aux efforts d'ovalisation, donc la pose et la stabilité des conduites est d'une importance majeure, afin d'éviter leurs destruction ou leurs dégradation dans le temps.

Pour la gestion et l'exploitation du réseau, nous devons prendre des précautions préventives afin d'assurer le bon rendement du réseau, qui est la différence entre le volume entrant dans le réseau et le volume consommé ou facturé, pour cela, le gestionnaire de service d'eau est appelé à porter une attention constante, pour la mise en équivalence de ces deux systèmes complémentaire.

Reseau de distribution

VI.1. Introduction :

Les réseaux de distribution constituent l'ensemble du circuit hydraulique qui permet de véhiculer l'eau potable depuis le réservoir jusqu'à l'abonné, avec des pressions suffisantes pour atteindre le point le plus défavorable des immeubles. Il est dimensionné de manière à véhiculer le débit maximal horaire. On distingue plusieurs types de réseau de distribution :

- Réseaux ramifiés.
- Réseaux maillés.
- Réseaux étagés.
- Réseaux combinés.

VI.2. Type des réseaux :

VI.2.1. Réseau ramifié :

Ce réseau est composé de conduites qui vont toujours en se divisant à partir du point d'alimentation sans jamais se refermer, il présente l'avantage d'être économique à cause du linéaire réduit des canalisations posées et du nombre moins important des équipements hydrauliques mis en service. Comme le présente la Figure (VI.1) :

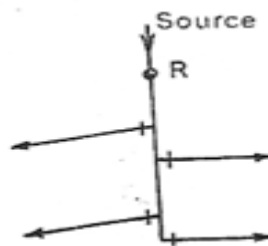


Figure (VI.1) : Réseau ramifié

VI.2.2. Réseau maillés :

Ce réseau est composé de conduites suivant des contours fermés permettant une alimentation en retour. Une simple manœuvre de robinets peut isoler un tronçon accidenté tout en poursuivant l'alimentation des autres usagers. Il est utilisé généralement dans les zones urbaines pratiquement plates (Figure (VI.2)).

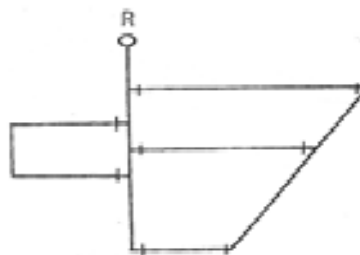


Figure (VI.2) : Réseau maillé

VI.2.3. Réseau combiné :

Ce réseau est un réseau constitué d'une partie ramifiée et d'une autre maillé, il est utilisé pour des agglomérations présentant des endroits plats et d'autres accidentés.

VI.2.4. Réseau étagé :

Lorsqu'une agglomération présente des différences de niveaux importantes, la distribution par un seul réservoir n'est pas possible (fortes pression au point bas), on installe un réservoir intermédiaire alimenté par le premier pour régulariser les pressions.

VI.3. Choix du réseau à adopter :

La distribution se fera entièrement par gravité à partir le réservoir situé à une côte de 750,6m et le point le plus éloigné situé à une cote de 676,6 m. Notre réseau est de type ramifié.

VI.3.1. Matériaux à utiliser :

Le réseau sera réalisé avec des conduites en PEHD pour les avantages dont il dispose mentionnés précédemment dans le chapitre d'adduction.

VI.3.2. Conception du réseau :

La conception d'un réseau de distribution est influencée par certains facteurs, tel que :

- Le relief ;
- La disposition du quartier ;
- Assurer un service souple et régulier ;
- L'emplacement des consommateurs principaux.

Le principe de réalisation du tracé est comme suit :

- Choisir le lieu de consommation;
- Déterminer le sens principal de l'écoulement ;
- Tracer les conduites maitresses.

VI.3.3. Exigences du réseau de distribution :

Pour qu'un réseau soit performant il faut que :

- la pression doit être supérieure à 1 bar.
- sur la totalité du réseau, la pression maximale régnant ne doit en aucun cas dépasser les 6 bars (60 m).
- Les vitesses doivent être entre 0,5 et 1,5 m/s.
- Les diamètres doivent permettre l'écoulement des débits de pointe.

VI.4. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

La détermination des débits dans un réseau s'effectue selon les étapes suivantes :

- Déterminer la longueur de chaque de tronçon ;
- Déterminer les débits spécifiques ;
- Calculer les débits en route pendant l'heure de pointe ;

- Déterminer les débits supposés concentrer aux nœuds.

VI.4.1. Déterminer les débits du réseau :

VI.4.1.1. Débit spécifique :

On admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur toute la longueur du réseau. Ce débit se calcul comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i}$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe (m^3 / h).
- $\sum L_i$: somme de longueurs alimentées par le réseau en (m).
- Q_s : Débit spécifique en (l/s)

VI.4.1.2. 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 :

$$Q_r = Q_{sp} * L_{ij}$$

Avec :

- Q_r : Débit en route de tronçon (l/s).
- Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m).
- L_{ij} : Longueur du tronçon (i-j) en (m).

VI.4.1.3. Débits aux nœuds :

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

$$Q_n = 0.5 * \sum Q_r + \sum Q_c$$

Q_n : Débit au nœud (l/s).

$\sum Q_r$: Somme des débits en route autour du nœud considéré (l/s).

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

VI.4.2. Les pertes de charge :

Les pertes de charge linéaires sont calculées selon la formule de Hazen - Williams.
Les pertes de charge singulières sont incluses dans les pertes de charge linéaires, étant donné que le coefficient de rugosité est égal à 0,4 mm.

$$J = 10,69 * Q^{1,852} * C_{HW}^{-1,852} * D^{-4,87}$$

Avec :

- J = Pertes de charge en (m) par mètre de conduite
- Q = Débit véhiculé dans la conduite (m³/s)
- D = Diamètre de la conduite en (m)
- C_{HW} = Coefficient de Hazen – Williams (entre 120 et 140 pour les conduites en polyéthylène).

VI.4.3. La vitesse :

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

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).
- Q : Débit véhiculé dans la conduite (m³/s).
- D : Diamètre de la conduite (m).

VI.4.4. Calcul des pressions :

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

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

$$P_j = C_{pj} - CTN_j$$

Avec :

- P_j : Pression au sol du point considéré (m).
- C_{pj} : Cote piézométrique du même point considéré (m).
- CTN_j : Cote du terrain naturel du point considéré (m).

La cote piézométrique est donnée par la formule suivante :

$$C_{pj} = C_{pi} - H_{ij}$$

Avec :

- C_{pi} : Cote piézométrique du point (i).
- H_{ij} : Perte de charge dans le tronçon (ij) ; l'écoulement s'effectue de (i) vers (j).

VI.5. Dimensionnement du réseau de distribution :

Les valeurs du calcul des débits en route, diamètres et vitesses de chaque conduite du réseau de distribution du village d'IDAMOUTHENE sont données dans le tableau (79) ci-dessous :

Tableau 79 : Débits en route, diamètres et vitesses dans chaque conduite du réseau du village d'IDAMOUTHENE

N° de tronçon	Longueur (m)	Q _r (l/s)	D int (mm)	V (m/s)
R-1	168,1	1,2	44	0,79
1-2	68,04	0,1	16	0,5
1-3	61,23	0,95	35,2	0,98
3-4	48	0,1	16	0,5
3-5	188,32	0,70	28	1,14
5-6	114,03	0,1	16	0,5
5-7	75,66	0,1	16	0,5
5-8	145,19	0,34	21	0,98
8-9	56,1	0,1	16	0,5
8-10	131,3	0,1	16	0,5

Le tableau (80) ci-après représente les débits aux nœuds, leurs altitudes et leurs pressions pour le réseau de distribution du village d'IDAMOUTHENE.

Tableau 80 : Débits aux nœuds, altitudes et pressions aux nœuds du réseau de distribution du village d'IDAMOUTHENE

ID Nœud	Altitudes (m)	Débits aux nœuds (l/s)	Pression (m)
Réservoir 1	750,6	/	0
Nœud 1	720	0,15	29,76
Noeud2	700	0,1	47,93
Nœud 3	700	0,15	47,76
Nœud 4	690	0,1	56,47
Nœud 5	683	0,16	54,03
Nœud 6	680	0,1	53,96
Nœud 7	681	0,1	53,99
Nœud 8	669	0,14	58,89
Nœud 9	668	0,1	58,38
Nœud 10	671	0,1	53,36

Le réseau de distribution du village d'IDAMOUTHENE avec les pressions au niveau des nœuds et les vitesses de chaque tronçon est représenté dans la Figure (IV.3) :

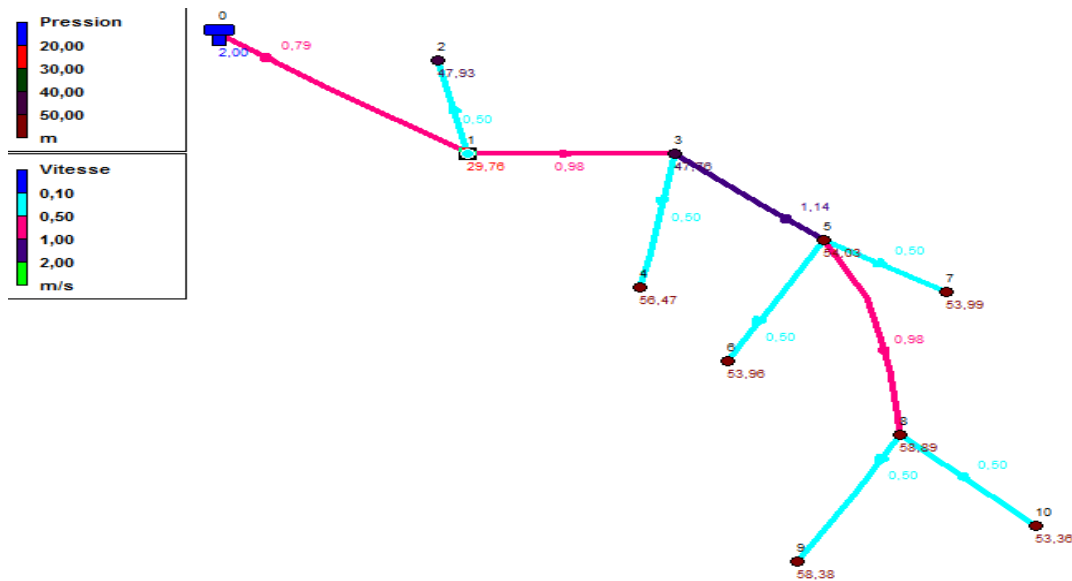


Figure (VI.3) : Réseau de distribution du village d'IDAMOUTHENE

VI.6. Equipement du réseau de distribution :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

- A. Robinets vannes** : ils sont placés au niveau de chaque nœud, ils permettent d'isoler les différents tronçons et de régler les débits.
- B. Bouches ou poteaux d'incendies** : ils doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s avec une pression de 1 bar.
- C. Clapets** : ils empêchent l'eau de passer en sens contraire de l'écoulement.
- D. Ventouses** : Ce sont des appareils qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour chasser l'air contenu dans la conduite.
- E. Robinets de vidanges** : Ce sont des robinets aux endroits les plus bas du réseau pour assurer la vidange du réseau.

VI.7. Pièces spéciales de raccordement :

- A. Les tés** : permettent le raccordement de conduites de différents diamètres.
- B. Les cônes** : Ce sont des convergents ou divergents qui permettent de raccorder des conduites de différents diamètres.
- C. Les coudes** : Ils sont utilisés en cas de changement de direction.
- D. Bouchons d'extrémités** : Ce sont des dispositifs placés aux extrémités du réseau de distribution servant d'obturateur final des tronçons.

VI.8. Conclusion :

Pour assurer un bon système d'alimentation, les diamètres des tronçons sont déterminés en vérifiant l'acceptabilité des paramètres vitesses et pressions au niveau de ces mêmes tronçons et des nœuds concernés.

Conclusion

générale

Conclusion générale

L'étude du projet de l'alimentation en eau potable de la commune de Béni Melikeche constitue une priorité à long terme dans laquelle nous pensons avoir pu borner les différentes phases de l'étude d'un tel projet.

Après estimations des besoins pour l'horizon 2041 dont la population sera 12571 habitants, nous avons constaté l'incapacité des ressources existantes de couvrir les besoins de la commune ce qui a exigé un piquage depuis la conduite venant du barrage Tichy-Haff.

Depuis le point de piquage, l'eau est acheminée à l'aide de cinq stations de reprise vers le réservoir final de la commune, de ce dernier, l'adduction gravitaire commence vers les 12 réservoirs des villages répartis en partie Est et Ouest.

A l'aide des formules de BONNIN et BRESS nous avons pu choisir les diamètres économiques pour la chaîne de refoulement en optant pour des conduites en PEHD PN 25 avec des diamètres de 315 mm. Et pour l'adduction gravitaire, on s'est appuyé sur les limites des vitesses ($0,5 \text{ m/s} < V < 1,5 \text{ m/s}$) où on a opté pour un réseau mixte de l'acier et de PEHD.

En se basant sur un logiciel, nous avons déterminé les caractéristiques des pompes à utiliser dans la chaîne de refoulement.

Au cours de la vérification du phénomène du coup de bélier, on a abouti à des résultats des surpressions et dépressions qui ne présentent pas de risque pour les conduites.

Après simulation avec EPANET, on a pu déterminer les caractéristiques des conduites ainsi celles des nœuds.

En fin, nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée, de garantir une alimentation en eau potable et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

Annexes

Annexe 02 :**Tableau 31 : Les prix des Conduites en PEHD PN 06**

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
40	1,5	63,61
50	1,6	84,95
63	2	130,7
75	2,3	180,8
90	2,8	259,22
110	3,2	383,38
125	3,7	498,83
160	4	604,04
200	4,9	923,27
63	2	130,7
75	2,3	180,8
90	2,8	259,22
110	3,2	383,38
125	3,7	498,83
160	4	604,04
200	4,9	923,27
250	6,2	1460,41
315	7,7	2077,45
400	9,8	3346,32
500	12,3	5247,00
630	15,4	8259,04

Tableau 32 : Les prix des Conduites en PEHD PN 10

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2,0	40,15
25	2,0	51,23
32	2,0	64,47
40	2,4	97,69
50	3,0	150,53
63	3,8	238,48
75	4,5	338,61
90	5,4	446,80
110	6,6	665,64
125	7,4	843,99
160	9,5	1382,45
200	11,9	2162,92
250	14,8	3357,81
315	18,7	5057,83
400	23,7	8115,39
500	29,7	12616,15
630	37,4	19980,32

Tableau 33 : Les prix des Conduites en PEHD PN 16

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2,0	40,74
25	2,3	59,87
32	3,0	99,14
40	3,7	153,50
50	4,6	238,07
63	5,8	376,64
75	6,8	529,43
90	8,2	691,61
110	10,0	1026,15
125	11,4	1316,19
160	14,6	2151,15
200	18,2	3378,11
250	22,7	5226,50
315	28,6	8026,99
400	36,3	12966,67
500	45,4	19569,51
630	57,2	31072,20

Tableau 34 : Les prix des Conduites en PEHD PN 20

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	3,0	47,26
25	3,5	75,33
32	4,4	116,55
40	5,5	181,93
50	6,9	281,77
63	8,6	449,84
75	10,3	632,48
90	10,1	838,95
110	12,3	1242,29
125	14,0	1597,23
160	17,9	2597,52
200	22,4	4065,68
250	27,9	6324,39
315	35,2	9616,95
400	44,7	15498,26
500	55,8	23549,74
630	70,3	37414,92

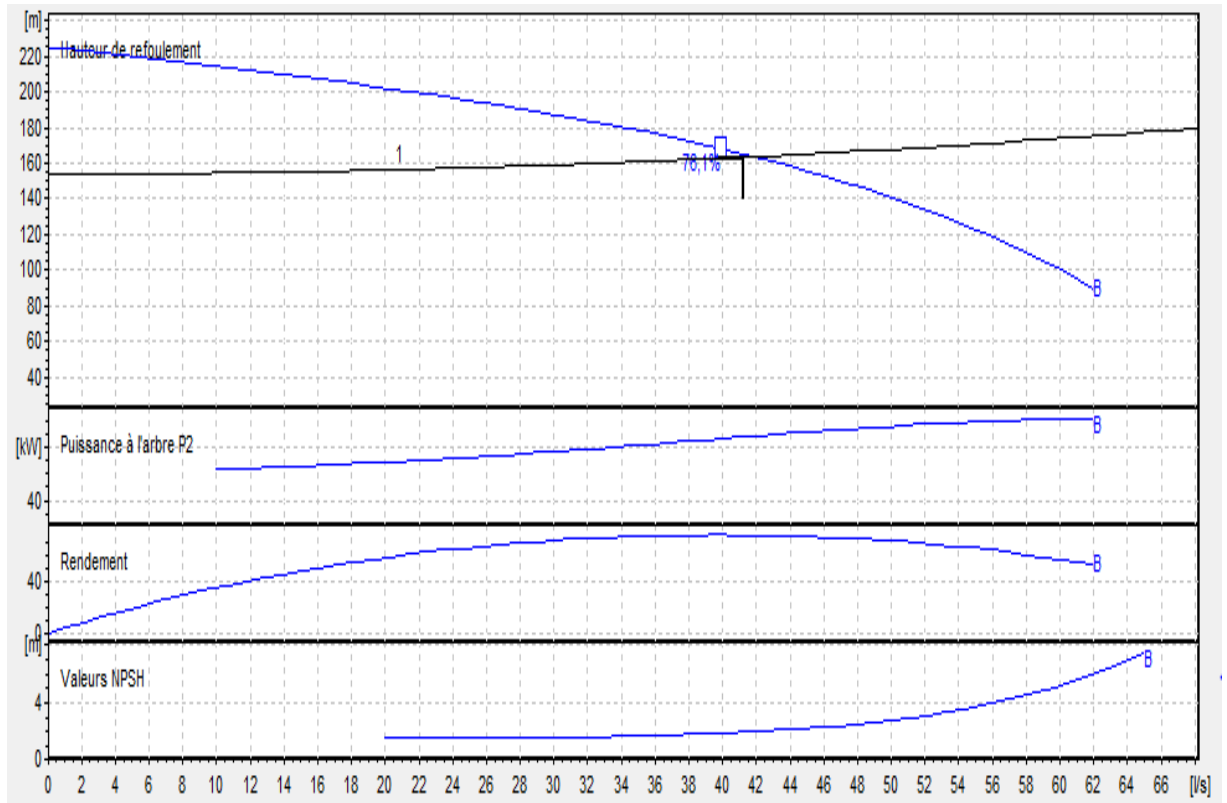
Tableau 35 : Les prix des Conduites en PEHD PN 25

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	3,4	54,7
25	4,2	81,21
32	5,4	130,21
40	6,7	203,03
50	8,3	316,79
63	10,5	498,01
75	12,5	709,42
90	12,3	925,32
110	15,1	1386,46
125	17,1	1764,46
160	21,9	2883,46
200	27,4	4421,13
250	34,2	6898,03
315	43,1	10709,08
400	54,7	17244,51

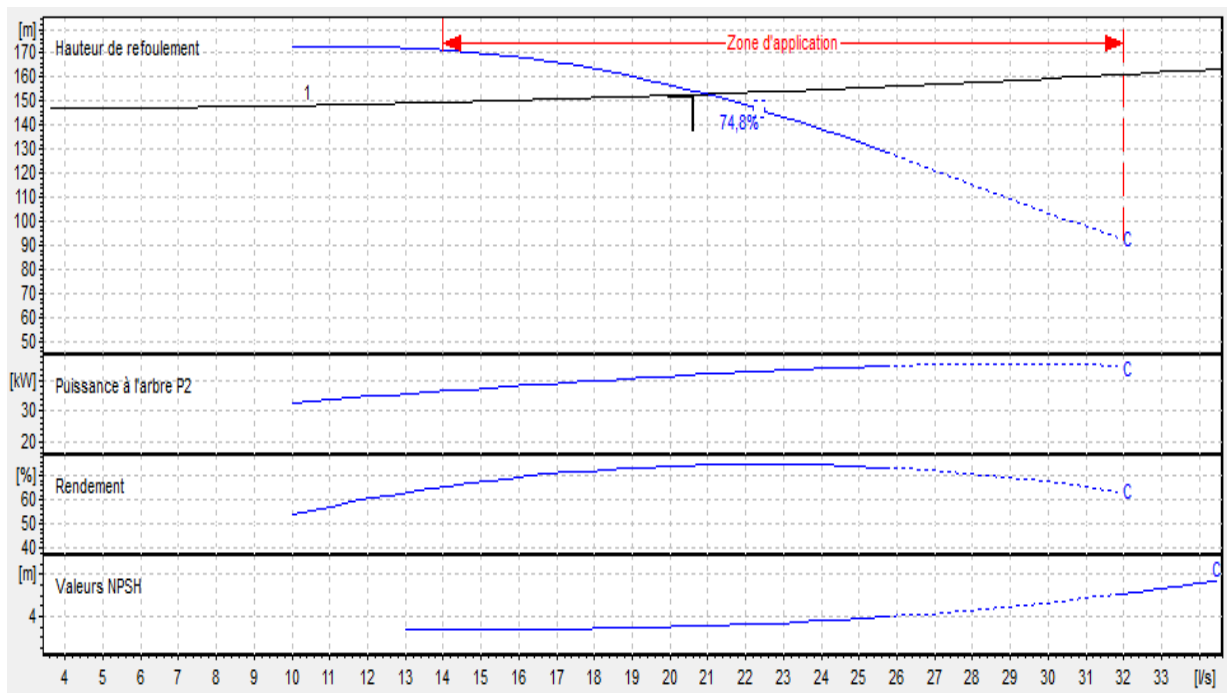
Annexe 03 : Variation de l'angle d'ouverture en fonction de K

Angle d'inclinaison du papillon (θ)	K
0-5	0,25
10	0,52
20	1,54
30	3,91
40	10,8
45	18,7
50	32,6
60	118
70	751
80	1400

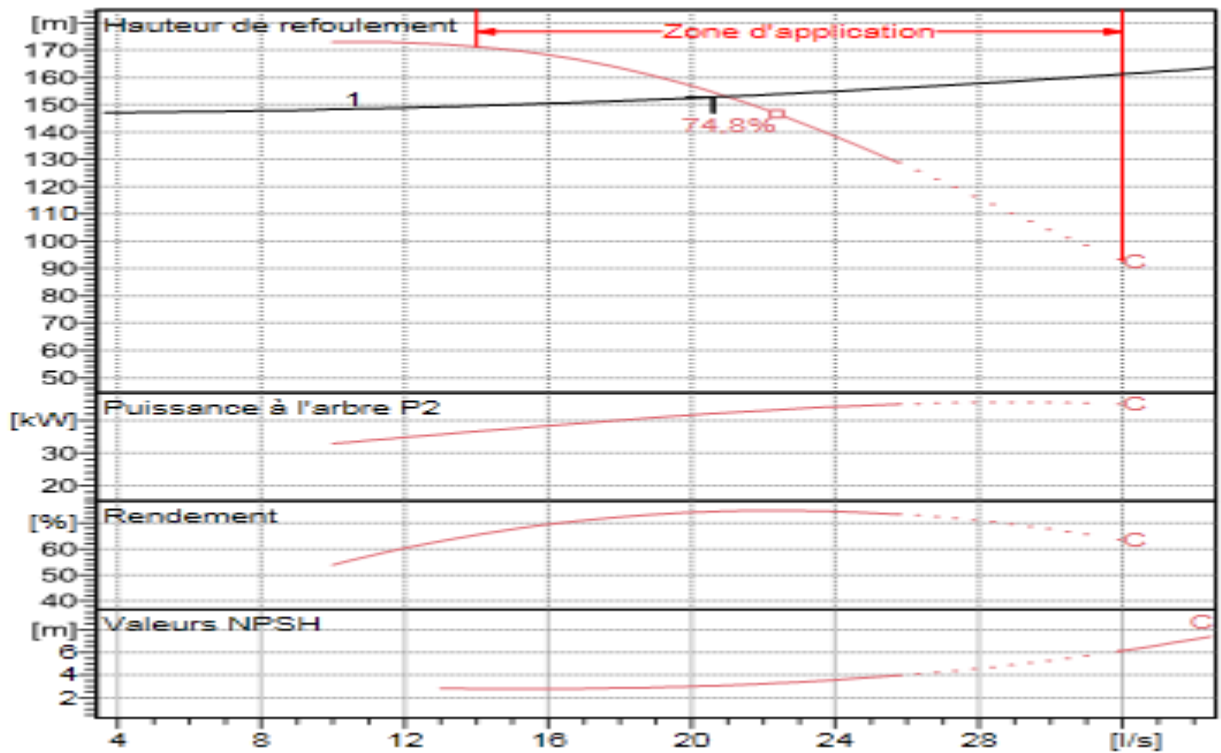
Annexe 04 : Caractéristiques de la pompe de la SR1



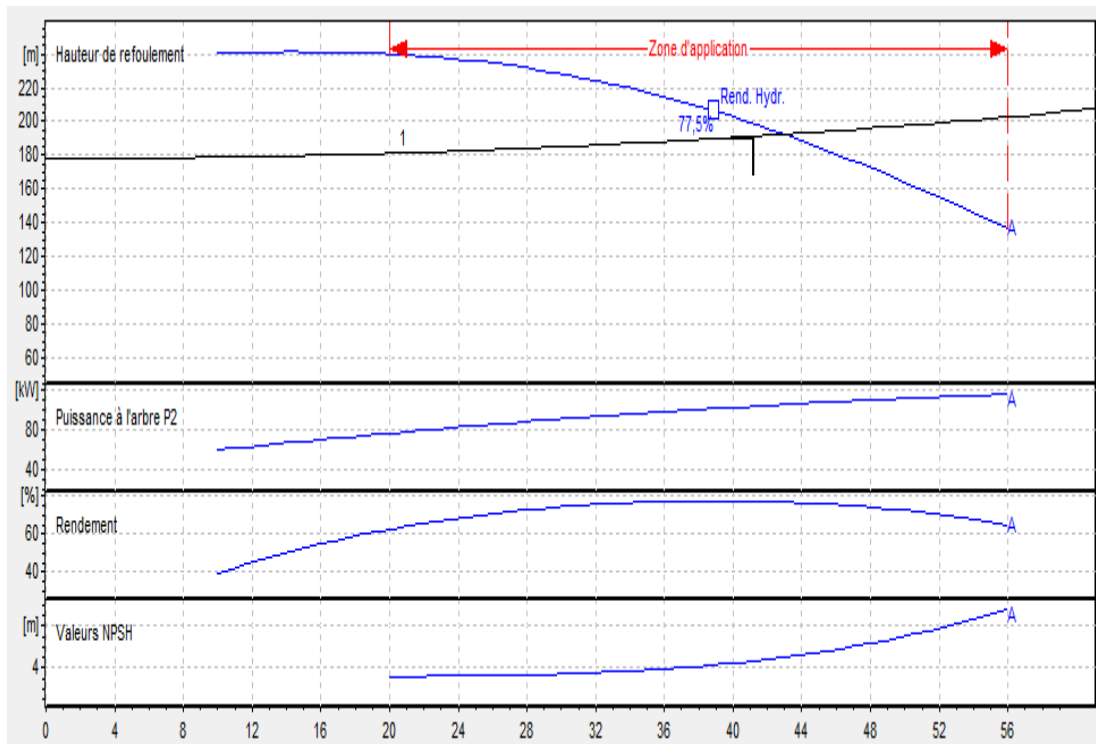
Annexe 05 : Caractéristiques de la pompe de la SR2



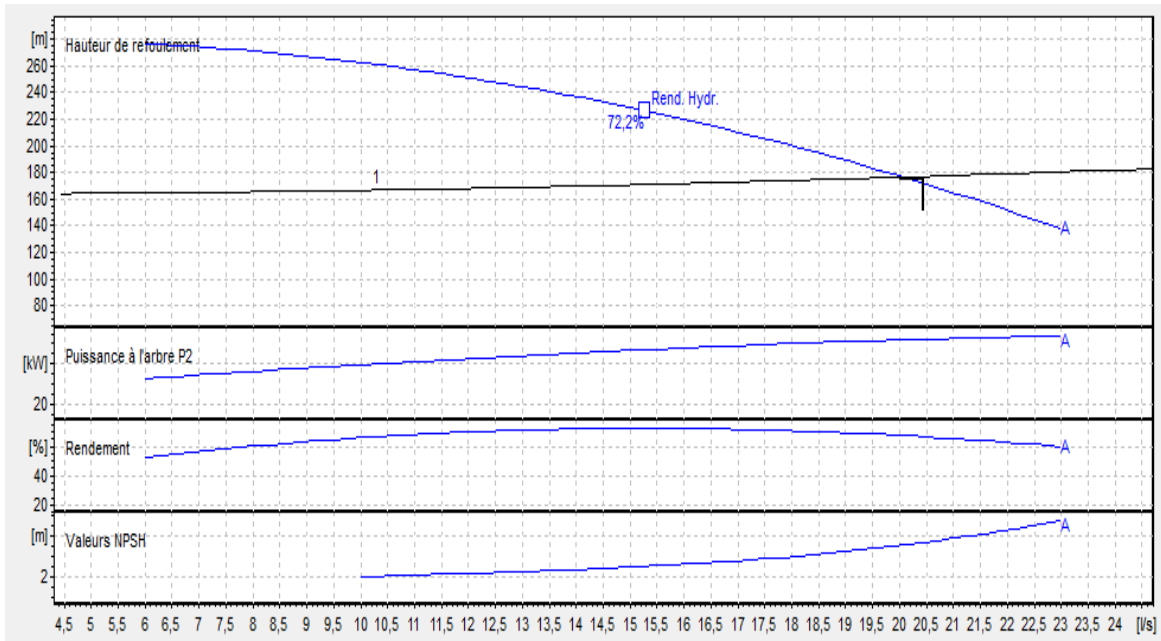
Annexe 06 : Caractéristiques désirées de la pompe de la SR2



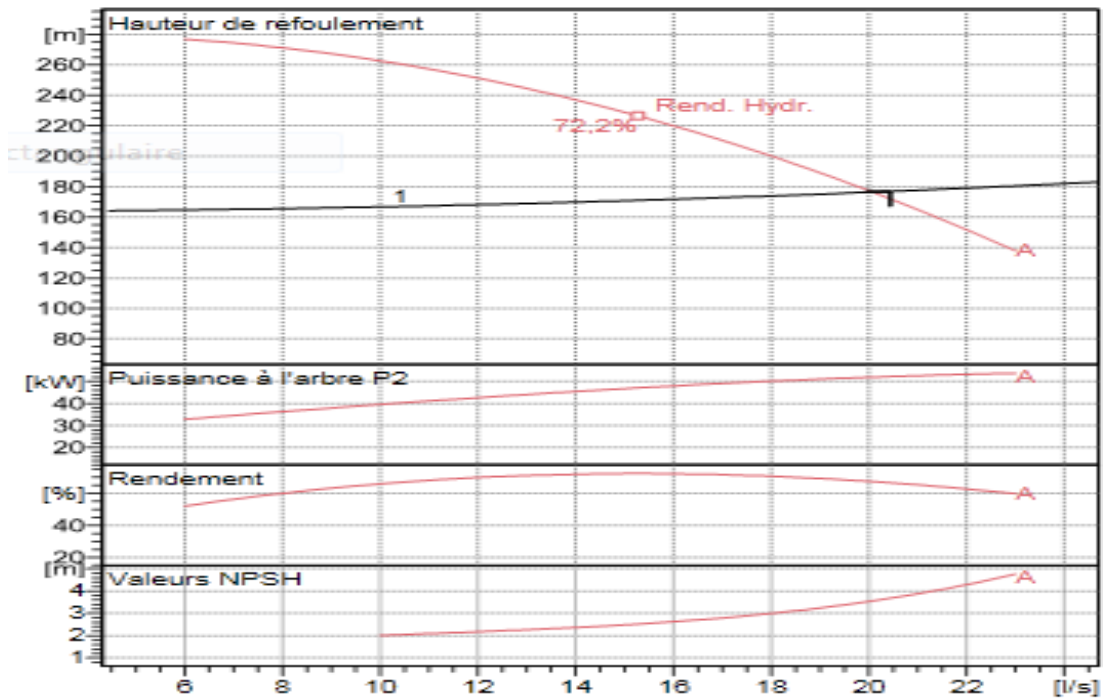
Annexe 07 : Caractéristiques de la pompe de la SR3



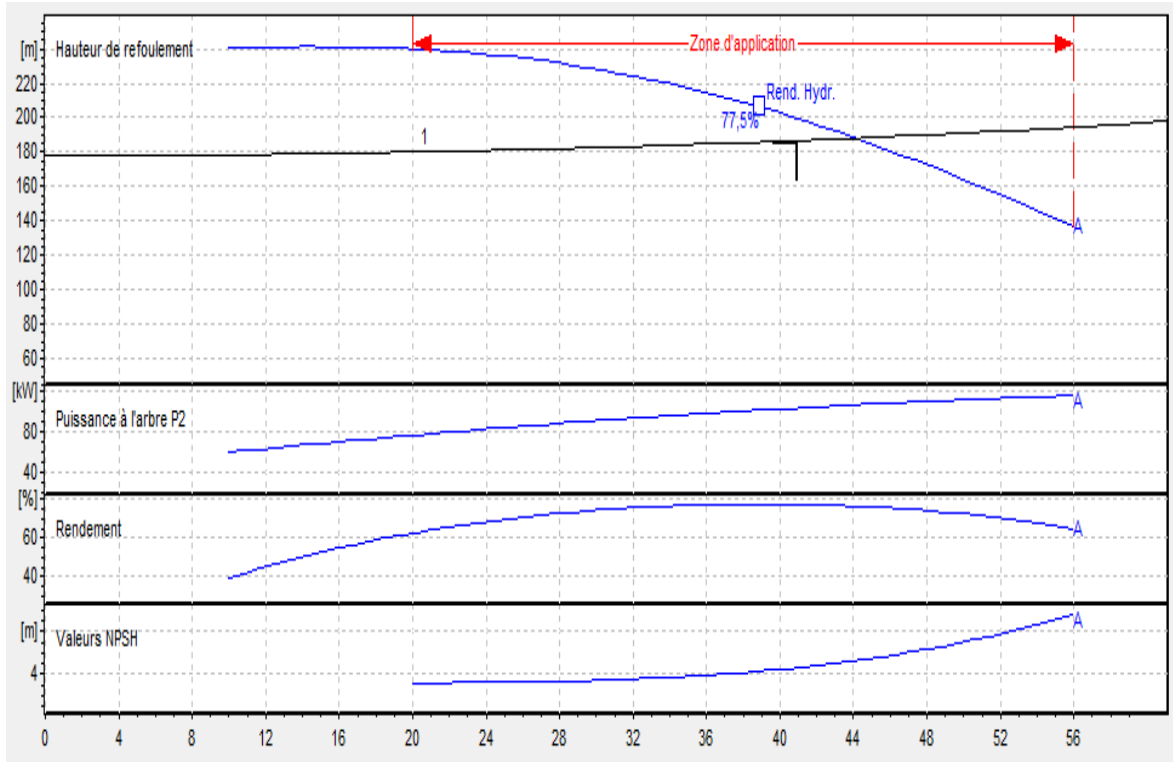
Annexe 08 : Caractéristiques de la pompe de la SR4



Annexe 09 : Caractéristiques désirées de la pompe de la SR4



Annexe 10 : Caractéristiques désirées de la pompe de la SR5



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : **DUPONT, A.** : "Hydraulique urbaine", Tome II. Edition Eyrolles, Paris, 1977.
- [2] : **Karima, Z. et Hasina, M.** : Mémoire de fin d'étude (étude et l'adduction et d'asservissement de la chaîne de refoulement des villages de Béni Melikeche et du village de tignathine <Daïra de Tazmalt> 2003.
- [3] : Mecafllu_BTS.doc <Mécanique des fluides> (internet).
- [4] : **BONVIN, J.** : Hydraulique urbaine I captage réseaux d'adduction_réservoirs_réseaux de Distributions_équipements_pompes_petites centrales hydraulique.
- [5] : l'APC de Béni Melikeche.
- [6] : **NAIT ALI, N. et BOUZIANE, C.** : "Etude de l'adduction des douze villages de Toudja, Wilaya de Bejaia", Mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia, 2006.
- [7] : **BENDAHMANE, B. et OUBELGHA, N.:** " Renforcement de l'AEP de OUADHIAS et de TAGUEMOUNT EL DJEDID à partir de THAKHOUKHT, Wilaya de Tizi-Ouzou", Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2007.
- [8] : **ALMAS, M. et MAAKNI, R.:** "Réhabilitation de la chaîne de refoulement de TABLIENTE TICHY Wilaya de Bejaia", Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2007.
- [9] : **CALIER, M.** : « Hydraulique générale et appliquée ». Edition EYROLLES, 1980.
- [10] : Catalogue de GROUPE CHIALI, BEJAIA.
- [11] : **Bonnin, J.** : « Hydraulique urbaine », Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977.
- [12] : **DUPONT, A.** : "Hydraulique urbaine", Tome II. Edition Eyrolles, Paris, 1979.
- [13] : **BENMAMMAR, T. et MAHTOUT, R.** : "Alimentation en eau potable des villages de Beni Mellikeche et Thignathine commune de Tazmalt, Wilaya de Bejaia". Mémoire de Fin d'études, Université de Bejaia, 2006.
- [14] : **AMARA, L.,** Etude numérique du phénomène transitoire du coup de bélier par la méthode des caractéristiques. Mémoire de Fin d'Etudes d'Ingéniorat, Université de BEJAIA, 2010.

Résumé

Le présent mémoire de fin d'études présente un projet d'alimentation en eau potable de la commune de Béni Melikeche et la distribution du village Idamouthen.

Le chemin d'eau commence à partir du piquage depuis la conduite venant du barrage Tichy-Haff jusqu'à un réservoir final à l'intermédiaire de cinq stations de pompage, de là, il se subdivise en deux adductions gravitaires. Après avoir estimé les besoins en eau futurs, nous avons procédé au dimensionnement des réservoirs et les conduites d'adduction. Par la suite, nous avons choisi les pompes adéquates au système étudié. L'étude du coup de bélier a été réalisée afin de protéger les conduites qui présentent des risques. A la fin, nous avons dimensionné le réseau de distribution du village Idamouthen.

Mots clés : Alimentation en eau potable, réservoirs, adduction, pompes, coup de bélier, distribution.

Abstract

The present memory presents a water supply project of the department Beni-Melikeche and distribution of Idamouthen's village. The route starts from Tichy-Haff's dam to a final tank with the interminable of five pumping's stations, where it is divided into two supplies. After estimating future water needs, we proceeded to the sizing of tanks and transmission mains. Subsequently, we selected the appropriate pumps to the studied system. The study of water hammer was performed to protect pipelines that pose risks. At the end, we sized the distribution network of Idamouthen's village.

Keywords: Potable water alimentation, tanks, water supply, pumps, water hammer, distribution.

ملخص

مذكرة نهاية الدراسة تكمن في إمداد مياه الشرب لبلدية بني مليكش ولاية بجاية. التمديد يبدأ من النقر من الأنبوب الأتي من سد تيشي-حاف حتى الخزان النهائي أين ينقسم إلى قسمين.

بعد تقدير الاحتياجات المائية المستقبلية قمنا بتحجيم أنابيب النقل و خزانات المياه و كذلك تم اختيار المضخات المناسبة.

تمت دراسة المطرقة المائية على كل القنوات وكذا حمايتها من هذه الظاهرة. في الأخير تم تحجيم شبكة توزيع المياه لقرية ايداموثن.

الكلمات

الخزانات, المضخات, المطرقة المائية, شبكة توزيع المياه, الأنابيب