



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Hamouche Boudiaf

Amghar Nadjim

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

RENFORCEMENT DU RESEAU D'AEP DES HUIT VILLAGES DE LA COMMUNE DE KENDIRA A PARTIR DU PIQUAGE DE LA CHAINE DE BERBACHA (W.BEJAIA)

Soutenu le **03 /07 /2019** Devant le jury composé de :

- Président : **Mr. CHENAFI. A**
- Promoteur : **Mr. SELLAOUI. A**
- Examineur : **Mr. ALLOUACHE. A**
- Invité : **Mr. BADJA. H**

REMERCIEMENT

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes vifs remerciements à :

- *Premier lieu, le bon dieu pour nous avoir accordé la santé, la paix, le courage, et la patience pour mener ce travail à terme*
- *Notre chère famille de leurs aides morale et financière*
- *Notre promoteur : Monsieur **SELLAOUI .A** pour ses conseils et ses consultations qui m'ont tout aidé a la réalisation de mon projet.*
- *Chef de service technique de la commune kendira est présenté par : Monsieur **BEDJA.H** pour ces orientations efficaces.*
- *Subdivisionnaire logement de la daïra d'Amizour : Monsieur **HAMOUCHE.F.***
- *Tout le corps enseignant et personnel qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.*
- *Aux membres de jury, dont j'espère qu'ils trouveront en ce travail une réussite.*
- *Nous remercions aussi les amis de leurs aides.*

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance en témoignage de ma profonde affection à :

- ❖ *Ma chère mère qui m'a protégé pendant toute ma vie, et qui a fait tout pour que je devienne ce que je suis.*
- ❖ *Mon père qui m'a tant aidé et encourager.*
- ❖ *Tous mes frères et sœurs.*
- ❖ *Toute la famille **Hamouche**.*
- ❖ *Tous mes cher en particulier (Kika (klilia), Zakzoki (Akrem), Hano (Hani), Rayane, Aya, Zidane).*
- ❖ *A mon club sportif essalem en particulier (chikh Karim, chikh Mohamed, Farid, Yacine, Fateh).*
- ❖ *A mon binôme Nadjim.*
- ❖ *Toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma réussite.*

**BOUDIAF
HAMOUCHE**

Dédicaces

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

A mon très cher père, pour ces conseils, son soutien matériels et moral et pour tous ses efforts et les faveurs qu'il m'a accordé et qui m'ont donné la volonté de réaliser et de finir ce travail

A ma très chère mère, la femme la plus chère de ma vie, à qui je dois beaucoup pour ses sacrifices, son amour et son soutien matériel et moral et me voir ainsi arriver à ce que je suis devenue aujourd'hui.

Que Dieu les protège

A mes très chers frères

A ma sœur

A mes très chères ami(e)s

A mon binôme Boudiaf

A toute ma grande famille

A ceux qui m'ont souhaité la réussite au fond de leurs cœurs.

Je vous aime et que Dieu vous protège

Nadjim

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

Chapitre I : Présentation de site

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de site.....	2
I.2.1. Intérêt du projet.....	2
I.2.2. Situation géographique de la commune de KENDIRA	3
I.2.3. La situation topographique	3
I.2.4. La situation climatique.....	3
I.2.4.1. Pluviométrie.....	3
I.2.4.2. Température	4
I.2.5. Situation hydraulique actuelle.....	4
I.2.5.1. Ressources en eau.....	4
I.2.5.2. Les Ouvrages de stockages.....	5
I.2.6. Données démographiques de la zone d'études.....	5
Conclusion.....	6

Chapitre II : Estimation des besoins

II.1. Introduction.....	7
II.2. Estimation des besoins en eau de la population.....	7
II.3. Le choix de norme de consommation	8
II.4. Calcul de la consommation moyenne journalière.....	8
II.4.1. Besoins domestiques	8
II.4.2. Besoin d'équipement.....	9
II.4.2.1. Besoins administratifs.....	9
II.4.2.2. Besoins scolaires.....	9
II.4.2.3. Besoins commerciaux	9
II.4.2.4. Besoins sanitaires	10
II.4.2.5. Besoins socioculturels	11
II.4.2.6. Besoins sport et loisirs.....	11
II.4.2.7. La consommation moyenne journalière total	11

II.5. Estimation des débits des équipements pour l'horizon 2044.....	12
II.6. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	12
II.7. La consommation maximum journalier ($Q_{\max,j}$).....	13
II.8. Détermination de coefficient de variation maximale horaire.....	13
II.9. Débit max horaire.....	14
II.9. Le bilan ressources - besoins.....	14
Conclusion.....	15

Chapitre III : Les réservoirs

III.1. Introduction.....	16
III.2. Fonctions générales des réservoirs.....	16
III.3. Caractéristiques d'un réservoir.....	16
III.4. La maintenance des réservoirs.....	17
III.5. Classification des réservoirs.....	17
III.6. Choix du type de réservoir.....	17
III.7. Emplacements des réservoirs	18
III.8. Fontainerie d'équipement des réservoirs.....	18
III.8.1. Conduite d'adduction	18
III.8.2. Conduite de distribution.....	18
III.8.3. Conduite de trop pleine.....	19
III.8.4. Conduite de vidange.....	19
III.8.5. By -pass entre adduction et distribution.....	19
III.8.6. Matérialisation de la réserve d'incendie.....	20
III.8.6.1. Le système à deux prises.....	20
III.8.6.2. Système a siphon.....	20
III.9. Dimensionnement des stations de reprises.....	21
III.10. Calcul la Capacité des réservoirs.....	21
III.10.1. Méthode analytique.....	22
III.10.2. Volume utile de stockage.....	22
III.10.3. Détermination la valeur de P (%).....	22

III.10.4. Volume total de réservoir	22
III.10.5. Méthode graphique.....	23
III.11. Partie calcul.....	23
III.11.1. Calcul de la station de reprise SR01.....	23
III.11.2. Calcul de la capacité de la station de reprise SR02.....	24
III.11.3. Le dimensionnement du réservoir final.....	24
III.12. Vérification les capacités des réservoirs existants.....	25
III.12.1 Vérification la capacité du réservoir de Tizi tindjit (R1).....	25
III.12.2. Vérification la capacité du réservoir d’Ait Saadoune (R2).....	26
III.12.3. Vérification la capacité du réservoir d’El Merdj (R3)	27
III.12.4. Vérification la capacité du réservoir d’Iankoudene (R4).....	28
III.12.5. Vérification la capacité du réservoir d’Ait Traa (R5)	29
III.12.6. Vérification la capacité du réservoir Taourirt Khelfa (R6)	31
III.12.7. Vérification la capacité du réservoir Bourached (R7).....	32
III.12.8. Vérification la capacité du réservoir d’El bir (R8).....	33
Conclusion.....	34

Chapitre IV : Adduction

IV.1. Introduction.....	35
IV.2. Définition.....	35
IV.3. Choix du tracé.....	35
IV.3.1. Conditions techniques.....	35
IV.3.2. conditions économiques.....	35
IV.4. Choix du type des conduites.....	35
IV.5. Dimensionnement des conduites.....	36
IV.5.1. Diamètre économique de la conduite d’adduction par refoulement.....	36
IV.5.2. Diamètre économique de la conduite d’adduction gravitaire.....	37
IV.5.3. Calcul de la vitesse.....	37
IV.5.4. Calcul des pertes de charge.....	38
IV.5.5. Détermination de la hauteur manométrique HMT.....	40
IV.5.6. Puissance absorbée par la pompe.....	40

IV.5.7. Energie consommée par la pompe.....	40
IV.5.8. Frais d'exploitation.....	41
IV.5.9. Frais d'amortissement.....	41
IV.5.10. Prix des conduites.....	41
IV.5.11. Bilan économique.....	42
IV.6. Equipement de l'adduction.....	42
IV.6.1. Robinets et vannes.....	42
IV.6.2. Vidange.....	42
IV.6.3. Ventouses.....	42
IV.6.4. Clapets.....	42
IV.7. Description du schéma d'adduction.....	42
IV.8. Détermination des diamètres économiques.....	43
IV.8.1. Partie 01 : Adduction par refoulement.....	43
IV.8.1.1. Conduite (SR01-SR02).....	43
IV.8.1.2. Conduite (SR02-Rf).....	44
IV.8.2. Partie 02 : Adduction gravitaire.....	45
IV.8.2.1. Conduite (Point de Piquage-SR01).....	45
IV.8.2.2. Conduite (Rf- Réservoir Tizi (R1)).....	46
IV.8.2.3. Conduite (Rf- Réservoir-Ait Saadoune (R2)).....	47
IV.8.2.4. Conduite (Rf- Réservoir EL-MERG (R3)).....	48
IV.8.2.5. Conduite (Rf- Réservoir-Iankoudene (R4)).....	49
IV.8.2.6. Conduite (Rf- Réservoir Ait Teraa (R5)).....	50
IV.8.2.7. Conduite (Rf- Point du piquage2).....	51
IV.8.2.8. Conduite (Point du piquage2-Réservoir Taourirt khelfa (R6)).....	51
IV.8.2.9. Conduite (Point du piquage2-Réservoir Bourached (R7)).....	52
IV.8.2.10. Conduite (R03-Resroire EL-BIR (R8)).....	53
Conclusion.....	55

Chapitre V : Les pompes

V.1. Introduction.....	57
------------------------	----

V.2. Classification des pompes.....	57
V.2.1. Les pompes volumétriques.....	57
V.2.2. Les turbopompes.....	57
V.3. Choix des pompes.....	57
V.4. Classification des pompes centrifuges.....	58
V.5. Constitution d'une pompe centrifuge	58
V.5.1. Un organe mobile.....	58
V.5.2. Un organe fixe.....	58
V.6. Les courbes caractéristiques d'une pompe	59
V.6.1. La courbe hauteur-débit ($H = f(Q)$).....	59
V.6.2. La courbe rendement-débit ($\eta = f(Q)$).....	59
V.6.3. La courbe des puissances absorbées-débit ($P = f(Q)$).....	59
V.7. Caractéristiques d'une conduite.....	60
V.8. Puissance absorbée (Pa).....	60
V.9. Le point de fonctionnement de la pompe.....	60
V.9.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage.....	61
V.9.2. Régulation par étouffement (Le vannage).....	61
V.9.3. Le rognage de la roue.....	62
V.9.4. Variation de la vitesse de rotation.....	62
V.10. Couplage des pompes.....	63
V.10.1. Couplage en série.....	63
V.10.2. Couplage en parallèle.....	63
V.11. Etude de la cavitation.....	63
V.11.1. Le NPSH requis (NPSH) _r	64
V.11.2. Le NPSH disponible (NPSH) _d	64
V.12. Choix des pompes pour différentes station de pompages.....	65
V.12.1. Elévation de l'eau de la SR1 vers le réservoir SR1	65
V.12.2. Elévation de l'eau de la SR2 vers le réservoir Rf	66
V.13. Etude de la cavitation.....	67

V.13.1. La pompe de la première station SR 01.....	67
V.13.2. La pompe de la deuxième station SR 02.....	68
Conclusion.....	68

Chapitre VI : Pose et protection des conduites

VI.1. Introduction.....	69
VI.2. Première partie : Pose des conduites.....	69
VI.2.1. Pose en tranchées.....	69
VI.2.2. Traverse des points spéciaux.....	70
VI.2.3. Butées et amarrages des conduites.....	72
VI.2.4. Désinfection des conduites.....	73
VI.3. Deuxième partie : Protection contre la corrosion.....	73
VI.3.1. La corrosion externe.....	73
VI.3.2. La corrosion interne.....	74
VI.4. Troisième partie : Protection contre le coup de bélier.....	74
VI.4.1. Le coup de bélier	74
VI.4.2. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	74
VI.4.2.1. Volant d'inertie.....	75
VI.4.2.2. Les ventouses.....	76
VI.4.2.3. Les soupapes de décharge.....	76
VI.4.2.4. Réservoir d'air.....	77
VI.4.2.5. Cheminée d'équilibre.....	77
VI.4.3. Étude du coup de bélier.....	78
VI.4.3.1. Calcul de la célérité d'onde	78
VI.4.3.2. Valeur numérique du coup de bélier.....	79
VI.4.4. Détermination des valeurs numériques du coup de bélier.....	80
VI.4.4.1. La célérité d'onde.....	80
VI.4.4.2. Valeurs de coup de bélier.....	80
Conclusion.....	80

Chapitre VII : Distribution

VII.1. Introduction	81
VII.2. Classifications des réseaux de distributions.....	81
VII.2.1. Réseau ramifié.....	81
VII.2.2. Réseau maille.....	81
VII.2.3. Réseau mixte.....	82
VII.3. Choix types des conduites de distribution.....	82
VII.4. Exigences du réseau de distribution.....	82
VII.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	82
VII.5.1. Débit de pointe.....	82
VII.5.2. Débit Spécifique.....	82
VII.5.3. Débit de route.....	83
VII.5.4. Débit du tronçon.....	83
VII.5.5. Calcul des différents débits du réseau du village Tizi tindjit.....	83
VII.6. Modélisation et simulation du réseau.....	85
VII.6.1. Présentation du logiciel EPANET.....	85
VII.6.2. Utilisation du logiciel EPANET.....	86
VII.6.3. Modélisation du réseau.....	86
VII.6.3.1. Au niveau des nœuds.....	86
VII.6.3.2. Au niveau des arcs.....	87
VII.6.3.3. Au niveau des réservoirs.....	87
VII.7. Résultat de la simulation.....	87
VII.7.1. Etat du réseau après la simulation.....	87
VII.7.2. Etat des conduites du réseau.....	87
VII.7.3. Etat des nœuds du réseau.....	89
Conclusion.....	92
Conclusion générale	93
Références bibliographiques.....	94

Liste des figures

Figure (I.1) : carte de situation de la zone de kendira à la wilaya de Bejaia.....	02
Figure (III.1) : Adduction avec chute libre.....	18
Figure (III.2) : Conduite distribution.....	19
Figure (III.3) : Schéma de la conduite de vidange et trop pleine.....	19
Figure (III.4) : Schéma de la conduite de by-pass.....	20
Figure (III.5) : Système à deux prises.....	20
Figure (III.6) : Système à siphon.....	21
Figure (IV.9) : Schéma final d'adduction de la zone étudiée.....	56
Figure(V.1) : Constitution d'une pompe centrifuge.....	59
Figure (V.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	59
Figure (V.3) : Point de fonctionnement d'une pompe.....	60
Figure (V.4) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	63
Figure (V.5) : Schéma d'une installation d'une pompe en charge.....	65
Figure (V.6) : Schéma d'une installation d'une pompe en dépression.....	65
Figure (V.7) : Courbe caractéristique de la pompe 1.....	66
Figure (V.8) : Courbe caractéristique de la pompe 2.....	67
Figure (VI.1) : Coupe transversale d'une conduite enterrée.....	70
Figure (VI.2) : Traversée d'une route.....	70
Figure (VI.3) : Traversée d'un oued ou d'une rivière.....	71
Figure (VI.4) : Traversée d'un chemin de fer.....	71
Figure (VI.5) : Butée sur un cône.....	72
Figure (VI.6) : Butée sur un branchement	72
Figure (VI.7) : Butée sur un code horizontal	73
Figure (VI.8) : Butée sur un code vertical.....	73
Figure (VI.9) : Schéma générale d'un volant d'inertie.....	75
Figure (VI.10) : Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse.....	76
Figure (VI.11) : Schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge.....	76
Figure (VI.12) : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.....	77
Figure (VI.13) : Représente une cheminé d'équilibre.....	78
Figure (VII.1) : Réseau ramifié.....	81
Figure (VII.2) : Réseau maille.....	81
Figure (VII.3) : Réseau mixte.....	82
Figure (VII.4) : Schéma d'ossature du réseau de distribution de la zone Tizi tindjit.....	83
Figure (VII.5) : état du réseau après la simulation.....	87
Figure (VII.6) : Vanne de régulation de pression Avale.....	90
Figure (VII.7) : Résultat de la simulation avec régulateur de pression.....	91

Liste des tableaux

Tableau (I.1) : Série de données de la pluviométrie de la zone d'étude (période 1996-2006).....	4
Tableau (I.2) : Série de données de la température de la zone d'étude (période 1996-2006).....	4
Tableau (I.3) : Récapitulatif des ressources existant dans la commune de kendira.....	4
Tableau (I.4) : Les Ouvrages de stockages.....	5
Tableau (I.5) : La population des huit villages de kendira.....	5
Tableau (II.1) : La variation des populations des huit villages de kendira.....	7
Tableau (II.2) : Norme de consommation domestique.....	8
Tableau (II.3) : Détermination des besoins domestique.....	9
Tableau (II.4) : Détermination des besoins administratifs.....	9
Tableau (II.5) : Détermination des besoins scolaires.....	9
Tableau (II.6) : Détermination des besoins commerciaux.....	10
Tableau (II.7) : Détermination des besoins sanitaires.....	10
Tableau (II.8) : Détermination des besoins socioculturels.....	11
Tableau (II.9) : Détermination des besoins sport et loisirs.....	11
Tableau (II.10) : Les besoins des déferents besoins de l'agglomération.....	11
Tableau (II.11) : Estimation du débit d'équipements pour l'horizon 2044.....	12
Tableau (II.12) : La consommation après majoration.....	13
Tableau (II.13) : Débit maximum journalier.....	13
Tableau (II.14) : Valeurs de β_{max} fonction du nombre d'habitant.....	13
Tableau (II.15) : Détermination des valeurs des coefficients K_{maxh} en fonction du nombre d'habitants.....	14
Tableau (II.16) : Représentant les Débits max journalier actuel et future pour 2044.....	14
Tableau (III.1) : Détermination la capacité de station de reprise 01.....	23
Tableau (III.2) : Détermination la capacité de réservoir final.....	24
Tableau (III.3) : Détermination la capacité de réservoir R1.....	26
Tableau (III.4) : Détermination la capacité de réservoir R2.....	27
Tableau (III.5) : Détermination la capacité de réservoir R3.....	28
Tableau (III.6) : Détermination la capacité de réservoir R4.....	29
Tableau (III.7) : Détermination la capacité de réservoir R5.....	30
Tableau (III.8) : Détermination la capacité de réservoir R6.....	31
Tableau (III.9) : Détermination la capacité de réservoir R7.....	32
Tableau (III.10) : Détermination la capacité de réservoir R8.....	33
Tableau (IV.1) : Calcul de la HMT.....	43
Tableau (IV.2) : Les frais d'exploitation.....	43
Tableau (IV.3) : Les frais d'amortissements.....	43
Tableau (IV.4) : Calcul du bilan.....	44
Tableau (IV.5) : Calcul de la HMT.....	44
Tableau (IV.6) : Les frais d'exploitation.....	44
Tableau (IV.7) : Les frais d'amortissements.....	45

Liste des tableaux

Tableau (IV.8) : Calcul du bilan.....	45
Tableau (IV.9) : Calcul de la HMT.....	46
Tableau (IV.10) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Rf- R1).....	47
Tableau (IV.11) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Rf-R2).....	48
Tableau (IV.12) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (RF-R3).....	48
Tableau (IV.13) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Rf-R4).....	49
Tableau (IV.14) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Rf-R5).....	50
Tableau (IV.15) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Rf-PP2).....	51
Tableau (IV.16) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Rf-R6).....	52
Tableau (IV.17) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (PP-R7).....	53
Tableau (IV.18) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (PP-R8).....	53
Tableau (IV.19) : Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons.....	55
Tableau (V.1): Tension de vapeur d'eau pompe en fonction de la température.....	64
Tableau (V.2) : Récapitulatif des caractéristiques de toutes les pompes de notre projet.....	68
Tableau (VI.1) : Valeurs de la célérité de chaque tronçon.....	80
Tableau (VI.2) : Valeurs de coup de bélier.....	80
Tableau (VII.1) : Débits aux nœuds de la zone Tizi tindjit.....	84
Tableau (VII.2) : Etat des conduites du réseau.....	88
Tableau (VII.3) : Etat des nœuds du réseau.....	89
Tableau (VII.4) : L'état des nœuds avec les régulateurs de pression	91

Liste des symboles et abréviations

- A** : amortissement annuel de la conduite (annuité).
a : Célérité de l'onde (m/s).
a' : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).
a×Q² : Perte de charge au point considéré (m).
B : La valeur du coup de bélier (m).
BL : Le bilan (DA).
C : Coefficient de perte de charge (cas de montée de l'eau) dans la tuyère.
C' : Coefficient de perte de charge (cas de descente de l'eau) dans la tuyère.
Ca : Côte du plan d'aspiration (m).
CR : Côte du radier.
CTP : Côte du trop-plein.
D : Diamètre de la conduite en (mm).
d : Diamètre de la tuyère (m).
d' : Diamètre de la veine liquide contracté dans la tuyère (m).
Dext : Diamètre extérieur de la conduite en (mm).
Dint : Diamètre intérieur de la conduite (mm).
D_{min} : diamètre minimal de la conduite en (m).
D_{max} : diamètre maximal de la conduite en (m).
D1 : Diamètre donné par BONNIN (m).
D2 : Diamètre donné par BRESS (m).
Dt : Diamètre de la tubulure.
E : Energie totale dépensée par la pompe (KWh).
e : Epaisseur de la conduite (mm).
é : prix unitaire d'un KWh par la SONELGAZ (4.67 da).
E : Energie totale dépensée par la pompe (kwh).
Fexp : frais d'exploitation (DA).
Fam : Les frais d'amortissement (m).
g : Accélération de la pesanteur (m²/s).
H0 : Pression absolue de la conduite (m).
H' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m).
Ha : hauteur d'aspiration en (m).
Hc : caractéristique de la conduite (m).
Hd : Valeur de la dépression (m).
Hg : Hauteur géométrique de refoulement(m).
HL : pertes de charge linéaires (m).
HS : Pertes de charge singulières.
H_{MT} : Hauteur manométrique totale (m).
H_T : Perte de charge totale.
Hs : Valeur de la surpression (m).
i : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie).
J : Gradient de perte de charge par mètre linéaire (m/ml).

Liste des symboles et abréviations

- J_a**: perte de charge à l'aspiration en (m).
J_v : Perte de charge engendrée par vannage (m).
K : Rugosité de la conduite en (mm).
K_{min,j} : Le coefficient d'irrégularité minimal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur varie de 0,7 ÷ 0,9.
K_{max,j} : Il nous indique combien de fois le débit maximal de la journée dépasse le débit moyen de la journée, il varie entre 1,1 et 1,3.
K_{max,h} : Le coefficient de variations horaires.
L : La longueur de la conduite (m).
L_{ij} : Longueur du tronçon (i-j) en (m).
m : coefficient de rognage.
N : La vitesse de rotation (tr/min).
N' : La nouvelle vitesse de rotation (tr/min).
N_i : nombre d'habitants.
N.M : Nombre moyen de jours de pluie.
n_i : Nombre d'année d'amortissement (n=25ans).
P : La puissance utile (Kw).
P₀ : La population de l'année de référence (2008).
P_a : puissance absorbée par la pompe (KW).
P_n : La population future à l'horizon considéré.
PN : la pression nominale
P.M : Précipitation moyennes interannuelle.
P_u : Le prix unitaire de la conduite en (DA/ml).
PP_n : point du piquage n.
((P₀/g) × ρ) : pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en(m).
Q : débit transitant dans la conduite en m³/s.
q_i : Dotation moyenne journalière (l/j/ hab).
Q_{avale} : Débit à l'aval de chaque nœud (l/s) ;
Q_{dome} : Le débit des besoins domestique journalier en (m³/j).
Q_{équi} : Le débit des équipements journalier en (m³/j).
Q_{fuites} : Le débit des fuites en (m³/j).
Q_{maj,j} : Le débit majoré journalier en (m³/j).
Q_{moy,j} : Le débit moyen journalier en (m³/j).
Q_{max,j} : débit maximum journalier (m³/j).
Q_{min,j} : Le débit minimal du jour le plus chargé de l'année (m³/j).
Q_{max,h} : Le débit max horaire en (m³/h).
Q_r : débit a refoulé en (m³/s).
Q_{route} : Débit de route (l/s).
Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).
Q_{pointe} : Débit de pointe (l/s).
Q_t : Débit au nœud (le débit du calcul) (l/s).
R_n : numérotations des réservoirs.
Re : Nombre de Reynolds.
r : Le pourcentage de rognage (%).

Liste des symboles et abréviations

S : Section de la conduite (m^2).

SR1 : La première station de reprise.

SR2 : La deuxième station de reprise.

T : Le taux d'accroissement annuel de la population qui est de 2%.

t : le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (1/4 heure).

T' : Temps de fonctionnement des pompes ($t = 21$ heures).

T.M : Température moyenne interannuelle.

T_v : c'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Dans notre étude on prend $T = 20$ °C.

T_p : le temps de pompage.

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

V1 ET V2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère (m/s).

V_{incendie} : Volume de la réserve d'incendie.

V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement (m).

V_{max} : La vitesse maximale de l'écoulement dans la conduite qui est de 2 m/s.

V_{min} : La vitesse minimale de l'écoulement dans la conduite qui est de 0.5 m/s.

V_{reservoir} : Volume utile de stockage (m^3).

V_{SR} : volume de la station de reprise.

V_{total} : Volume total du réservoir (m^3).

ΔV^+ : la valeur maximale du résidu.

ΔV^- : la valeur minimale du résidu.

λ : Coefficient de pertes de charge.

η_p : Rendement de la pompe (%) ; (généralement on prend 75%).

ρ : masse volumique de l'eau = 1000 kg/m^3 .

ξ : coefficient d'ouverture de la vanne (%).

Θ° : l'angle de la vanne.

η : Rendement (%).

$2 \times \frac{L}{a}$: Le temps d'aller et retour de l'onde.

Z0 : pression absolue.

δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

ΣL_i : Somme des longueurs des tronçons(m).

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

$\Sigma \times Q_{avale}$: Le débit qui est transité par la conduite (l/s).

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

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

μ : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

AEP : alimentation en eau potable.

NPSH_d : La charge minimale disponible à l'aspiration.

NPSH_r : La charge nette minimale à l'aspiration.

PEHD : Polyéthylène haute densité.

RGPH : recensement générale de la population et l'habitat

*Introduction
générale*

Introduction générale

**Introduction
générale**

Introduction général

L'eau source de vie et de développement compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement sociale et économique du pays.

L'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie ont engendré une demande en eau potable sans cesse. La politique de développement du secteur hydraulique tel qu'elle a été menée à ce jour n'a pas donné les résultats escomptés malgré les gros investissements engagés dans cette voie. À cet effet plusieurs régions de l'Algérie souffrent d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable, dont la commune de Kendira, où la quasi-totalité de la population est alimentée à partir des sources et des forages, ainsi, et dans l'ensemble, la commune accuse un déficit en matière d'alimentation en eau potable.

Afin de résoudre ce problème qui perdure et qui entrave le développement de la commune, les autorités ont décidé de renforcer les ressources existantes à partir d'un piquage sur la conduite qui alimente la commune de Berbacha.

L'objectif de notre étude consiste à dimensionner la nouvelle chaîne d'adduction, qui aura pour but de remédier au déficit que connaissent les huit villages de la commune de Kendira en matière d'eau potable, ainsi que l'étude du réseau de distribution du village Tizi tandjit (chef-lieu).

Le présent mémoire s'articulera principalement sur les axes suivants :

Une présentation globale du site, dans laquelle on trouve des données de base et bien d'autres caractéristiques de la localité d'étude, fera l'objet du premier chapitre.

La détermination des besoins en eau nécessaire pour satisfaire la population à l'horizon projeté sera traitée dans le second chapitre du présent mémoire.

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

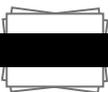
Tandis que le quatrième chapitre portera sur l'adduction, où on étudiera le choix du tracé, le type de conduite et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites.

Le choix des pompes adéquates qui devront répondre aux exigences du projet, sera le but du cinquième chapitre.

Par ailleurs, le sixième chapitre aura pour objectif de traiter un point extrêmement important dans l'étude du projet d'alimentation en eau potable, en l'occurrence, le phénomène transitoire très dangereux.

Dans le septième chapitre nous allons présenter un exemple de dimensionnement du réseau de distribution pour le village Tizi tandjit.

Le présent travail sera terminé par une conclusion générale où seront mis en lumière les points les plus importants auxquels auront abouti les différents calculs et dimensionnement.



Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction :

Avant de commencer notre projet une présentation de site indispensable, qui est une étude préliminaire de notre étude (commune de Kendira), qui consiste la récolte des données sur les différentes situations à savoir : la situation géographique, la situation topographique, la situation climatique, la situation hydraulique actuelle, et les données démographiques.

I.2. Présentation de site :

I.2.1. Intérêt du projet :

Le présent projet a pour premier intérêt à réalisation d'une étude de renforcement du réseau communal de KENDIRA à partir du piquage de l'achaine de BARBACHA, la zone d'étude est située : Au centre-sud de la ville de Bejaia. Afin de consolider le développement social et économique de cette région à travers l'amélioration des conditions d'alimentation en eau potable, l'APC de KENDIRA a signé une convention avec le bureau d'études hydraulique HOUMOURA, dans le but de réaliser l'étude du présent projet [1].

Cette étude a pour objectifs :

- Satisfait les besoins en eau de la population.
- Conception d'une étude de renforcement du réseau communal d'AEP à L'horizon 2044.

La zone géographique concernée par le projet est représentée sur la figure (I.1).



Figure (I.1) : Carte de situation de la zone de kendira à la wilaya de Bejaia.

I.2.2. Situation géographique de la commune de KENDIRA :

La commune de KENDIRA est créée en 1963 suite à la fusion des quatre ex-communes de : KENDIROU, BENI ABBES, BENI MELIKA et KEMBITA, Elle est située au centre sud de la wilaya de Bejaia, et à une distance de 54 km du chef-lieu de la wilaya et à 13 km du chef-lieu de la daïra de BARBACHA. Issue du douar OUED MARSA, son territoire s'étend sur une superficie de 45,56 km². La région est totalement rurale formée de plusieurs villages. Lors du découpage administratif de 1985, elle est limitée comme suit [1] :

- Au nord, par les communes de BOUKHLIFA et AMIZOUR.
- Au sud, par la commune de BOUSSELAM (W.Sétif).
- A l'est, par les communes de BOUKHLIFA (W.Bejaia) et D'AIT NOUAL M'Zada (W.Sétif).
- A l'ouest, par la commune de BARBACHA.

Le territoire de la commune est traversé par un réseau routier notamment :

- La route nationale 75 qui est caractérisée par une chaussée très rétrécie et en dégradation continue.
- Le chemin de wilaya 23.
- Les chemins ruraux.

Le territoire de la commune est structuré par des agglomérations réparties comme suit :

- ✓ Agglomération de TIZI TINDJIT : chef-lieu ;
- ✓ Agglomération de BOURACHED, EL BIR et TAOURIRTH KHELFA ;
- ✓ Agglomération EL-MERDJ et GUENANA ;
- ✓ Agglomération D'IHABACHEN.

I.2.3. La situation topographique :

La commune de KENDIRA est caractérisée par un relief montagneux très accidenté dont les altitudes varient entre 400 m et 1454 m [1].

I.2.4. La situation climatique :

La commune de KENDIRA est caractérisée par un climat méditerranéen, avec été chaud, froid et pluvieux en hiver [2].

I.2.4.1. Pluviométrie :

Les pluies dans la région sont connues pour leur intensité et leur brutalité durant la période hivernale, et pratiquement rares en période estivale ; elles sont en somme réparties d'une façon irrégulière au cours de l'année. Les précipitations moyennes interannuelles varient entre 4,59 de mois juillet et 89,31 mm au mois de décembre. En saison hivernale, la neige occupe les altitudes les plus élevées de la montagne [2].

Les précipitations moyennes interannuelles sont représentées dans le tableau (I.1) ci-dessous [2]:

Tableau (I.1) : la pluviométrie moyenne interannuel de la commune de kendira (1996-2006).

Mois	Jan	Fer	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
P.M	73,85	71,46	74,47	40,49	39,12	11,19	04,59	09,35	28,15	44,89	57,1	89,31

Avec :

- **P.M** : Précipitation moyennes interannuelles en (mm).

I.2.4.2. Température :

Les températures moyennes interannuelles durant les mois de l'année de la zone d'étude représenté dans tableau (I.2) [2] :

Tableau (I.2) : la température moyenne interannuelle de la commune de kendira (1996-2006).

Mois	Jan	Fer	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
T.M	9,47	11,44	14,34	17,54	20,40	24,85	27,31	29,30	22,16	19,50	14,58	11,10

Avec :

- **T.M** : Température moyenne interannuelle en (C°).

Remarque :

On voit que la température moyenne de la zone est estimée à 19°C pouvant atteindre Un pic de 29,30°C au mois d'aout, pour diminuer jusqu'à une température qui avoisine le 9,47°C au mois de janvier.

I.2.5. Situation hydraulique actuelle :

I.2.5.1 Ressources en eau :

L'alimentation de la majeure partie des villages de la commune est assurée à partir :

- des sources : tala imazighane, icharahene, tala idmiman.
- des forages : iguensionne et afrone zekka.

Selon les renseignements donnés par l'APC et la subdivision d'hydraulique d'Amizour, les ressources disponibles dans la zone d'étude sont récapitulées dans le tableau (I-3) suivant [1] :

Tableau (I.3) : Récapitulatif des ressources existant dans la commune de kendira.

La source	Débit (l/s)
Source tala imazighane	3
Source ichrahane	0,5
Source tala idmiman	0,5
Forage iguensiouane	0,5
Forage afrone zekka	1
Total	5,5

I.2.5.2. Les Ouvrages de stockages :

Les ouvrages de stockages de la zone d'étude sont en bon état, représentés dans le tableau (I.4) suivant [1] :

Tableau (I.4) : Les Ouvrages de stockages.

Commune	Localité	Réservoir	
		Nombre	Capacité (m ³)
kendiria	Réservoir principal	1	500
	Chef de lieu	1	150
	AIT.Traa	1	100
	El merdj	1	100
	Iguensiouane	1	100
	Bourached	1	50
	El.bir	1	50
	Ihbachene	1	200
	Iankoudene	1	50
	Ighil lahyout	1	100
	Ait saadoune	1	50
Taourirt khelfa	1	50	
Total		12	1500

Remarque :

Réservoir principal du 500 m³ assure une collecte de toutes les eaux pour pouvoir les distribuer pour chaque réservoir.

I.2.6. Données démographiques de la zone d'études :

La zone d'étude est composée des huit villages pour une population de 4665 habitants selon le RGPH réalisée en 2008 ; la population de chaque village est donnée dans le tableau (I.5) ci-dessous [1] :

Tableau (I.5) : La population des huit villages de kendiria.

Villages	La population
Tizi tandjait (chef-lieu)	1092
El merdj	933
Bourachad	832
El bir	601
Ait taraa	355
ait saadoune	326
Taourirt khalfa	324
Iankoudene	202
TOTAL	4665

Conclusion :

Dans ce chapitre on a étudié les différentes caractéristiques (situation géographique, relief et topographie, climat,...etc.) de la commune de kendira .Vu l'accroissement démographique de la commune et la diminution de son potentiel hydrique, une nouvelle chaine d'adduction des eaux du piquage de la chaine du berbacha est proposée.

Estimation des besoins

II.1. Introduction :

Dans le projet d'alimentation en eau potable, le calcul des besoins en eau porter sur l'estimation des effectifs à desservir, c'est-à-dire, la population concernée par la zone d'étude et par conséquent la détermination des besoins en eau éventuels. Pour déterminer les besoins actuels et futurs en eau, on doit déterminer les besoins de la population résidente, les besoins pour les équipements publics et sociaux.

II.2. Estimation des besoins en eau de la population :

L'estimation des besoins en eau à différents horizons, sera faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés suivante :

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

Avec :

- **P_n** : La population future à l'horizon considéré ;
- **P₀** : La population de l'année de référence ;
- **T** : Le taux d'accroissement annuel de la population qui est de 2% [1] ;
- **n** : Le nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considéré.

En se référant au recensement de la population fait en 2008 par les services d'urbanisme de l'A.P.C de la zone d'étude, on évaluera la population aux horizons futurs. On a retenu l'année en cours (2019), et le long terme (2044).

Les résultats sont représentés dans le tableau (II.1) ci-dessous :

Tableau (II. 1) : La variation des populations des huit villages de kendira.

N°	Les villages	Population En 2008	Population En 2019	Population En 2044
1	TIZI TANDJAI	1092	1358	2228
2	EL MERDJ	933	1160	1903
3	BOURACHED	832	1035	1697
4	EL BIR	601	747	1226
5	Ait taraa	355	441	724
6	Ait saadoune	326	405	665
7	TAOURIRT KHELFA	324	403	661
8	Iankoudene	202	251	412
TOTAL		4665	5800	9516

II.3. Le choix de norme de consommation :

La population, les ressources disponibles et les normes d'hygiène déterminent la consommation à adopter. Elle se caractérise par une unité de consommation par jour par habitant [5], elle est représentée dans le tableau (II.2) :

Tableau (II.2) : Norme de consommation domestique.

Nombre d'habitants	Norme de consommation (l/hab/j)
De 5 000 à 20 000	150 à 200
20 000 à 100 000	200 à 300
Supérieure à 100 000	300 à 400

Dans notre cas, on prend une dotation de **150 (l/j/hab.)** selon le :

- le nombre d'habitants ;
- notre zone est rurale et souffre d'un déficit ;
- les équipements existent.

II.4. Calcul de la consommation moyenne journalière :

Le dimensionnement du réseau projeté est estimé sur la base de la consommation en eau actuelle et future, elle se détermine en tenant compte des différents types de consommation :

Domestique, socioculturel, scolaire, sanitaire, administratif, sport et loisirs...etc.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \sum (q_i \times N_i / 1000) \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: Consommation moyenne journalière des habitants (m^3/j) ;
- q_i : Dotation moyenne journalière (l/j/ hab.) ;
- N_i : nombre d'habitants.

Pour les différents usagers Les différents besoins en eau de la commune de Kendira sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

II.4.1. Besoins domestiques :

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

D'autre part, elle évolue d'une année à l'autre, en liaison avec l'évolution du niveau de vie. Les besoins domestique actuel et futur des 08 villages de la commune.

Après l'application de l'équation (II.2), Les besoins en eau de la population sont représentés dans le tableau (II.03) :

Tableau(II.03) : Détermination des besoins domestiques.

Les villages	Population 2019	Population 2044	Besoin (m ³ /j)	
			2019	2044
Chef-lieu	1358	2228	203,7	334,2
EL MERDJ	1160	1903	174	285,45
BOURACHED	1035	1697	155,25	254,55
EL BIR	747	1226	112,05	183,9
Ait taraa	441	724	66,15	108,6
Ait saadoune	405	665	60,75	99,75
TAOURIRT KHELFA	403	661	60,45	99,15
Iankoudene	251	412	37,65	61,8
Somme	5800	9516	870	1427,4

II.4.2. Besoin d'équipement :

II.4.2.1. Besoins administratifs :

Tableau(II.04) : Détermination des besoins administratifs.

Localité	Equipment	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Chef-lieu	Agence postale	Employés	10	15	0,150
	Siege APC	Employés	100	15	1,500
				Total	1,650

II.4.2.2. Besoins scolaires :

Tableau (II.05) : Détermination des besoins scolaires.

Localité	Equipment	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Chef-lieu	01 C.E.M	Elève	389	15	5,835
	Ecole primaire	Elève	180	15	2,7
	Somme	-	569	-	8,535
EL MERDJ	Ecole primaire	Elève	120	15	1,8
	Somme	--	120	-	1,8
BOURACHED	Ecole primaire	Elève	115	15	1,725
	Somme	-	115	-	1,725
				Total	12,06

II.4.2.3. Besoins commerciaux :

Les besoins en eau des commerciaux sont représentés dans le tableau (II.06) :

Tableau(II.06) : Détermination des besoins commerciaux.

Localité	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Chef-lieu	03commerçants	Surface (m ²)	100	05	0,5
	4 cafés	Clientes	200	10	2
	01 boulangerie	Surface (m ²)	80	5	0,4
	02 restaurants	Clients	100	10	1
	02 boucheries	Surface (m ²)	60	5	0,3
	01 station de service lavage	Clients	10	20	0,2
	Somme	-	-	-	4,4
EL MERDJ	4 commerçants	Surface (m ²)	90	05	0,45
	2 cafés	Clientes	100	10	1
	01 boulangerie	Surface (m ²)	70	5	0,35
	01 boucherie	Surface (m ²)	20	5	0,1
	Somme	-	-	-	1,9
BOURACHED	2 commerçants	Surface (m ²)	60	05	0,3
	01 café	Clients	60	10	0,6
	01 usine eau minéral	Employés	15	10	0,15
	Somme	-	-	-	1,05
EL BIR	2 commerçants	Surface (m ²)	50	05	0,25
Ait taraa	1 commerçant	Surface (m ²)	20	05	0,1
Ait saadoune	1 commerçant	Surface (m ²)	15	05	0,075
	01 café	Clients	40	10	0,4
	Somme	-	-	-	0,475
Iankoudene	1 commerçant	Surface (m ²)	15	05	0,075
	01 station de service lavage	Clients	10	20	0,2
	Somme	-	-	-	0,275
				Total	8,45

II.4.2.4. Besoins sanitaires :

Tableau(II.07) : Détermination des besoins sanitaires.

Localité	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Chef-lieu	01 polyclinique	m ²	500	5	2,5
EL MERDJ	01 salle de soin	m ²	150	5	0,75
BOURACHED	01 salle de soin	m ²	150	5	0,75
				Total	4

II.4.2.5. Besoins socioculturels :

Tableau (II.08) : Détermination des besoins socioculturels.

Localité	Equipment	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Chef-lieu	Mosquée	Fidèles	80	10	0,8
	Maison de jeune	m ²	400	5	2
	Bibliothèque	m ²	160	5	0,8
	Somme	-	640	-	3,6
EL MERDJ	Mosquée	Fidèles	65	10	0,65
BOURACHED	Mosquée	Fidèles	50	10	0,5
EL BIR	Mosquée	Fidèles	40	10	0,4
	Maison d'activité	m ²	100	5	0,5
	Somme	-	140	-	0,9
AIT taraa	Mosquée	Fidèles	35	10	0,35
TAOURIRT KHELFA	Mosquée	Fidèles	30	10	0,3
				Total	6,30

II.4.2.6. Besoins sport et loisirs :

Tableau (II.09) : Détermination des besoins sport et loisirs.

Localité	Equipment	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Chef-lieu	Salle de sport	m ²	230	5	1,150
	01 stade	Sportif	150	10	1,500
				Total	2,650

II.4.2.7. La consommation moyenne journalière total :

Les besoins totaux en eaux concernée par le renforcement en AEP sont donnés par le tableau (II.10) ci-dessous :

Tableau (II.10) : Les besoins des différents besoins de l'agglomération.

Catégorie des besoins	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Domestique	870
Administratifs	1,650
Scolaires	12,060
Commerciaux	8,450
Sanitaires	4,00
Socioculturels	6,300
Sport et loisirs	2,650
Total	905,11

II.5. Estimation des débits des équipements pour l'horizon 2044 :

Après l'estimation détaillée des équipements et de leurs besoins, on obtient une demande en eau d'équipements publics pour la zone d'étude pour l'horizon 2019. Et pour estimer les besoins d'équipements en 2044, on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques de chaque village, et à la base de ce rapport, on estime les besoins projetés d'équipements pour l'horizon voulu, ont appliquant la formule suivante :

$$(Q_{\text{equi}2019}/Q_{\text{dome}2019}) = (Q_{\text{equi}2044}/Q_{\text{dome}2044}) \quad (\text{II.3})$$

Avec :

- $Q_{\text{equi}2019}$: Besoins d'équipement en 2019 (m^3/j) ;
- $Q_{\text{equi}2044}$: Besoins d'équipement en 2044 (m^3/j) ;
- $Q_{\text{dome}2019}$: Besoins domestiques en 2019 (m^3/j) ;
- $Q_{\text{dome}2044}$: Besoins domestiques en 2044 (m^3/j).

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (II.11) suivant :

Tableau (II.11) : Estimation du débit d'équipements pour l'horizon 2044.

Catégories des besoins	Débit moyenne journalière (m^3/j)	
	2019	2044
Besoin domestique	870	1427,40
Besoin d'équipement	35,11	57,60
Total	905,11	1485

II.6. Majoration de la consommation moyenne journalière :

Pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins totaux journaliers. Cela pour combler les fuites qui sont généralement dues :

- Soit à la consommation non quantifiée (illégal) ;
- Soit aux fuites dans le système d'adduction et de distribution qui sont en fonction du type de tuyaux, vieillissement de réseau, les différents équipements hydrauliques, la nature du terrain et la qualité d'entretien ;
- Soit aux fuites chez les consommateurs (robinet).

$$Q_{\text{maj},j} = Q_{\text{moy},j} + Q_{\text{fuites}} \quad (\text{II.4})$$

$$Q_{\text{maj},j} = 1,2 \times Q_{\text{moy},j}$$

Avec :

- $Q_{\text{maj},j}$: Le débit majoré journalier en (m^3/j) ;
- $Q_{\text{moy},j}$: Le débit moyen journalier en (m^3/j) ;
- Q_{fuites} : Le débit des fuites en (m^3/j).

Tableau (II.12) : La consommation après majoration.

	Q _{moy,j} (m ³ /j)		Q _{moy,j} majoré (m ³ /j)	
	ACTUEL	Future	ACTUEL	Future
Zone d'étude	905,11	1485	1086 ,132	1782

II.7. la consommation maximum journalier (Q_{max,j}) :

Pour prévoir une évolution de la consommation, on devra tenir compte des extensions prévues de l'agglomération et du développement progressif de la consommation individuelle. Ce débit caractérise la consommation maximale d'eau du jour le plus chargé de l'année, il se calcule par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = Q_{maj,j} \times K_{max,j} \tag{II.5}$$

Avec :

- Q_{max,j} : débit maximum journalier (m³/j) ;
- Q_{maj,j} : débit majoré journalier (m³/j) ;
- K_{max,j} : Il nous indique combien de fois le débit maximal de la journée dépasse le débit moyen de la journée, il varie entre 1,1 et 1,3

Les résultats sont représentés dans le tableau (II.13) suivant :

Tableau (II.13) : Débit maximum journalier.

	Q _{maj,j} (m ³ /j)		K _{max,j}	Q _{max,j} (m ³ /j)	
	ACTUEL	Future		ACTUEL	Future
Zone d'étude	1086 ,132	1782	1,2	1303,36	2138,40

II.8. Détermination de coefficient de variation maximale horaire :

Le débit maximal subit des variations horaires, ces dernières sont caractérisées par le coefficient de variation horaire : K_{max,h} est défini comme suit :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \tag{II.6}$$

Avec :

- α_{max} : Le -coefficient qui dépend du niveau de vie et de confort, il est compris entre 1,2 ÷ 1.4 ; Pour notre étude nous avons pris prend : α_{max} =1,3 ;
- β_{max} : Le coefficient qui dépend du nombre d'habitant, sera déterminé par la méthode d'interpolation à l'aide du tableau (II.14) :

Tableau (II.14) : Valeurs de β_{max} fonction du nombre d'habitant.

Nombre d'habitant ×10 ³	<1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>10 ³
Valeurs de β _{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (II.15) suivant :

Tableau (II.15) : Détermination des valeurs des coefficients K_{maxh} en fonction du nombre d'habitants.

Les villages	Population		β_{max}		$K_{max.h}$	
	2019	2044	2019	2044	2019	2044
Chef-lieu	1358	2228	1,86	1,65	2,42	2,15
EL MERDJ	1160	1903	1,93	1,72	2,51	2,24
BOURACHED	1035	1697	1,97	1,76	2,56	2,29
EL BIR	747	1226	2	1,91	2,60	2,48
Ait taraa	441	724	2	2	2,60	2,60
Ait Saadoune	405	665	2	2	2,60	2,60
TAOURIRT KHELFA	403	661	2	2	2,60	2,60
Iankoudene	251	412	2	2	2,60	2,60
Total	5800	9516	1,41	1,31	1,83	1,70

II.9. Débit max horaire :

Représente la consommation d'eau maximale de l'heure la plus chargée au cours de la journée, il est donné par :

$$Q_{max.h} = (Q_{max.j}/24) \times K_{max.h} \tag{II.7}$$

$$Q_{max\ h} \text{ (actuel)} = (Q_{max\ j} / 24) \times K_{max\ h} = (1303,36/24) \times 1,70 = \mathbf{99,38\ m^3/h}$$

$$Q_{max\ h} \text{ (future)} = (Q_{max\ j} / 24) \times K_{max\ h} = (2138,40/24) \times 1,83 = \mathbf{151,47\ m^3/h}$$

Avec :

- $Q_{max.j}$: Le débit max journalier en (m^3/j) ;
- $Q_{max.h}$: Le débit max horaire en (m^3/h) ;
- $K_{max.h}$: Le coefficient de variations horaires.

II.10. Le bilan ressources- besoins :

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (II.16) suivant :

Tableau (II.16) : Déficits à combler pour les 8 villages à l'horizon de 2044

Agglomération	Ressources mobilisées (l/s)	Besoin (l/s)		Déficit (l/s)	
		actuel	future	actuel	future
Zone d'étude	5,5	15,09	24,75	9,59	19,25

Conclusion :

Lors de cette phase, nous pensons avoir cerné toutes les difficultés de la zone d'étude et avoir acquis toutes les données nécessaires qui pourront aider à élaborer les chapitres qui suivront, pour entamer notre étude du projet.

L'alimentation de la commune de Kendira se fait à partir des forages et sources avec un débit est du **475,2 m³/j soit 5,5 l/s**. On constate que ces ressources ne peuvent pas assurer la satisfaction des besoins futurs (2044) de la population est **Q_{max,j} = 2138,40 m³/j soit 24,75 l/s**, ajouté à cela leurs dégradations quantitatives (pluviométrie...) et qualitatives (contamination, mauvais entretien ...) même la satisfaction des besoins actuels n'est pas sûre.

Donc, il nécessite de mobiliser une nouvelle source qui devra couvrir le déficit estimé à **1663,2 m³/j soit 19,25 l/s**, celle-ci est de faire un renforcement à partir de la chaîne de Berbacha de la wilaya Bejaia à travers un piquage.

Les réservoirs

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons traiter l'un d'importantes ouvrages hydrauliques, et aussi de grandes utilités dans un projet d'alimentation en eau potable qui est le réservoir, c'est l'organe intermédiaire entre adduction et distribution, et destiné à contenir de l'eau, soit à consommation publique, soit de l'eau à l'usage industriel.

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques qui doivent présenter certains impératifs à savoir : la résistance et l'étanchéité, la durabilité et aussi constituent par les organes régulateurs de pression et débit entre le régime de production et régime de consommation.

III.2. Fonctions générales des réservoirs :

La construction des réservoirs d'eau nous conduit à bénéficier de nombreux avantages à savoir [3] :

- Rôle de régulateur et accumulateur : dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé.

Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé, il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage et assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de pompage.

- Augmentation des pressions : il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre, le réservoir est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.
- Reserve incendie garantie, une partie du volume est réservée à la lutte contre l'incendie.
- Utilité pour briser la charge : si le terrain présente un relief très accidenté en certains points de réseau, on peut avoir des pressions non admissibles.
- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage : le réservoir permet de réduire la dépense d'énergie.
- Milieu où on peut désinfecter le réseau à l'aide du chlore.

III.3. Caractéristiques d'un réservoir :

Les réservoirs d'eau potable doivent être conçus de façon à ce que qu'aucune détérioration de la qualité de l'eau ne puisse se produire et les matériaux de construction choisis devront assurer [3] :

- Une parfaite étanchéité afin de parer à toute infiltration d'eau pouvant contaminer l'eau stockée.
- Une résistance et durabilité des matériaux après un long contact avec l'eau et à l'effet de pression.
- En plus les réservoirs doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leurs étanchéités, comme ils doivent disposer d'un dispositif permettant le prélèvement des échantillons d'eau à l'amont et à l'aval du réservoir.

III.4. La maintenance des réservoirs :

Tous ces réservoirs font l'objet de soins attentifs, travaux périodiques pour assurer leur étanchéité et améliorer leur aspect extérieur, mais surtout des procédures de contrôles et de nettoyages très précises pour garantir la sécurité et la qualité de l'eau [3].

Parmi ces soins on peut citer comme exemple :

- ✓ Le renouvellement de l'étanchéité extérieure pour éviter toute fuite ;
- ✓ Le renouvellement de l'eau dans les réservoirs est une condition obligatoire à la préservation de la qualité de l'eau ;
- ✓ La séparation de la réserve d'eau et de la chambre à vannes ;
- ✓ La vidange des réservoirs pour faire au moins un nettoyage annuel.

III.5. Classification des réservoirs :

Il existe plusieurs types de réservoir, et leurs classements selon plusieurs facteurs à savoir sont [3] :

A) D'après la nature des matériaux, on distingue :

- Les réservoirs métalliques ;
- Les réservoirs en maçonneries ;
- Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint ;

B) D'après la situation des lieux (leurs emplacements par rapport au sol :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés, sur tour,

C) Selon leur forme :

- Circulaire ;
- Carre ou rectangulaire ;
- Forme quelconque ;

D) D'après l'utilisation :

- Réservoirs d'accumulation et de stockage ;
- Réservoirs d'équilibre ;
- Réservoirs de traitement.

III.6. Choix du type de réservoir :

Généralement, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain) [4]. Mais Il est préférable de réaliser des réservoirs circulaires qui représentent les avantages suivants [6] :

- Des frais de construction économique ;
- Conservation de l'eau à une température constante ;

- Une étude architecturale simplifiée ;
- Une bonne étanchéité facile à réaliser.

III.7. Emplacements des réservoirs :

La topographie des lieux et nature de terrain sont les paramètres très importants pour le choix d'emplacements des réservoirs, doivent être placés à un niveau supérieur de l'agglomération qui alimente. L'altitude de la cuve et plus précisément celle de son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau, et cet emplacement pour l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe [3].

III.8. Fontainerie d'équipement des réservoirs :

Les réservoirs en général sont équipés des systèmes d'adduction et distribution et ainsi que le trop pleins de vidange, et aussi par les dispositions spéciales (by-pass entre adduction et distribution, matérialisation de la réserve d'incendie) [5].

III.8.1. Conduite d'adduction :

La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer l'eau atteinte dans la cuve son niveau maximal :

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

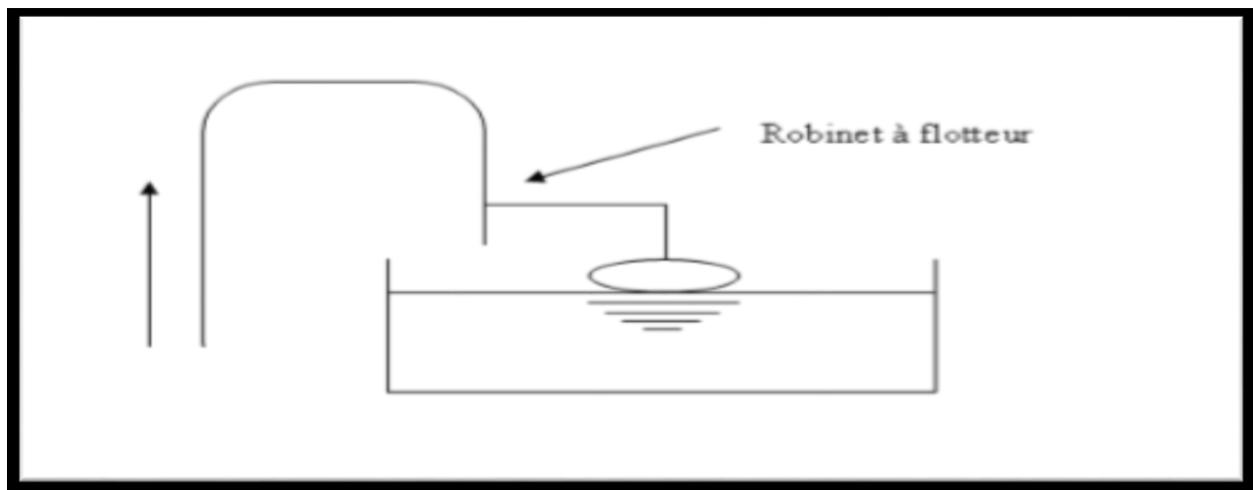


Figure (III.1) : Adduction avec chute libre.

III.8.2. Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 m ou 0,20 m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve, et aussi il y'a lieu de réserver un minimum de 0,50 m au-dessus de génératrice supérieure de la conduite.

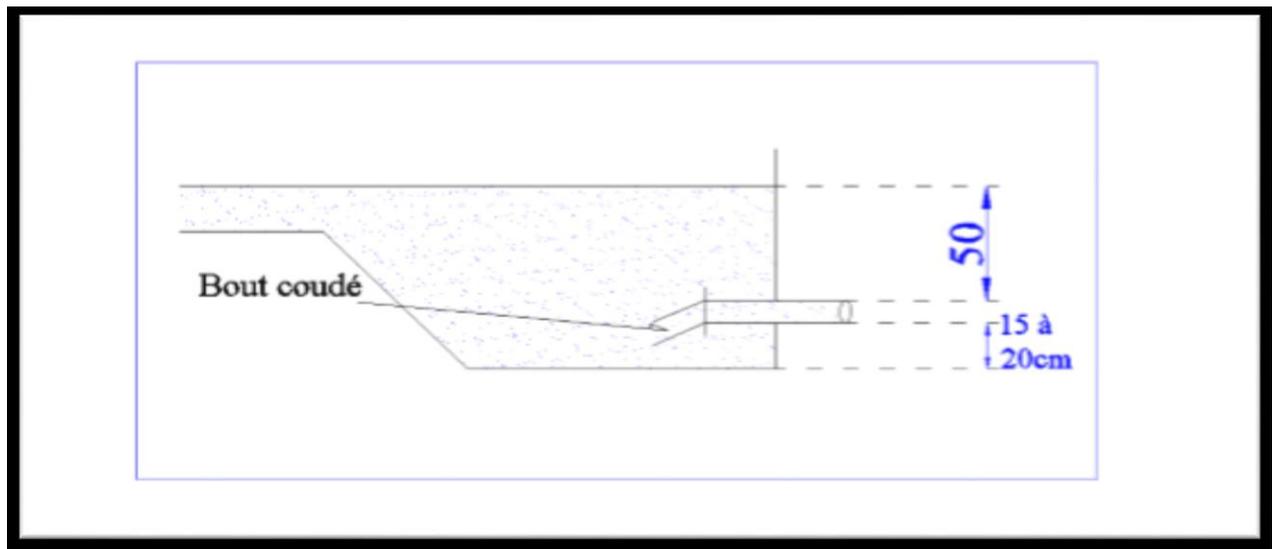


Figure (III.2) : Conduite distribution.

III.8.3. Conduite de trop pleine :

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'eau excédentaire en cas de défaillance du robinet flotteur qui entraîne le non-arrêt de la pompe.

III.8.4. Conduite de vidange :

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop pleine elle comporte un robinet- vanne, on utilise pour nettoyage du réservoir ou réparation.

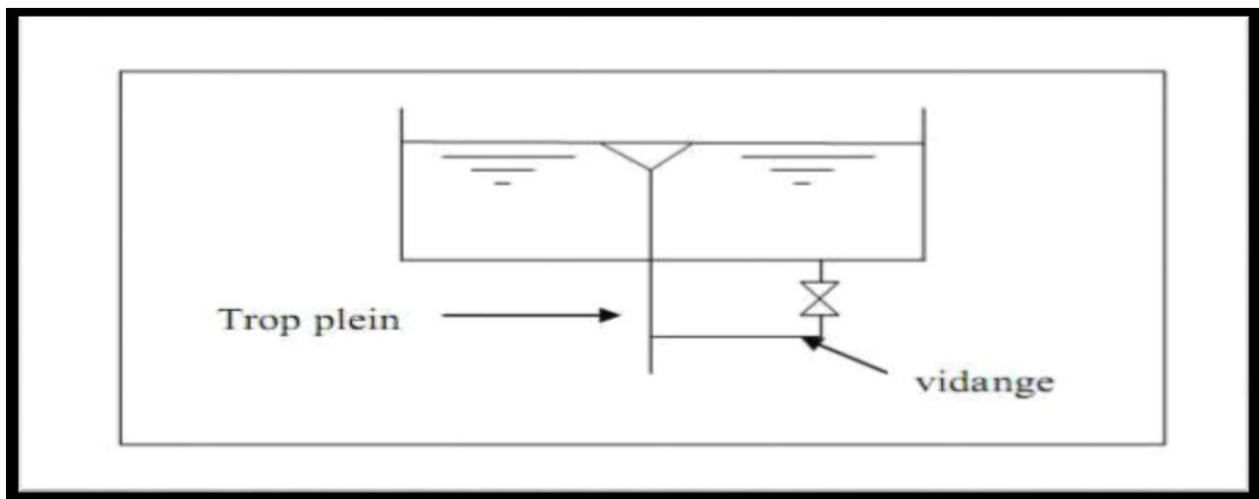


Figure (III.3) : Schéma de la conduite de vidange et trop pleine.

III.8.5. By-pass entre adduction et distribution :

En cas d'indisponibilité (nettoyage, si le réservoir n'est compartimenté), ou de réparation du réservoir, il est bon de prévoir une communication entre ces deux conduites elle s'effectue selon le schéma de la figure (III.6) :

- ✓ En temps normal, 1 et 3 sont ouverts et 2 fermes.
- ✓ En by-pass, on ferme 1 et 3 et a ouvert 2.

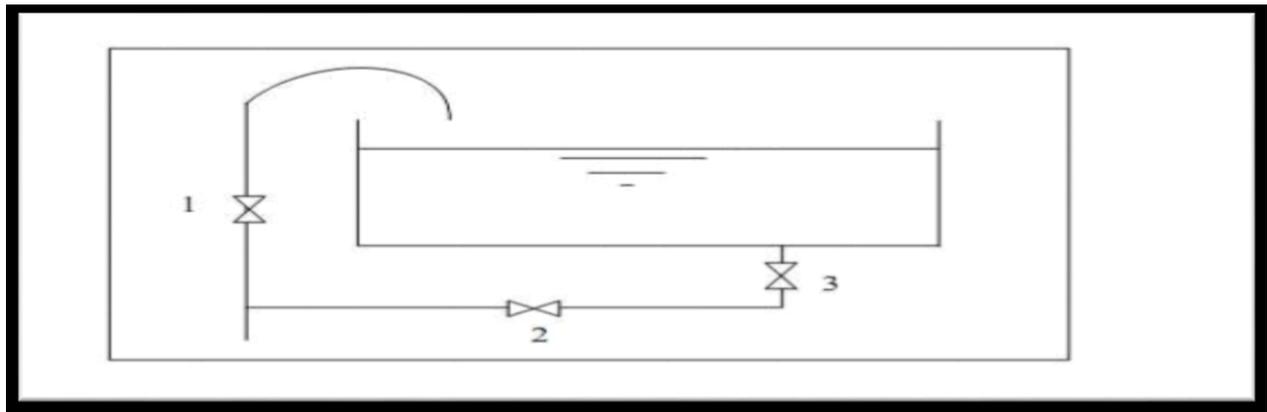


Figure (III.4) : Schéma de la conduite de by-pass.

III.8.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

Il est théoriquement impossible d'établir le besoin en eau pour l'extinction d'un incendie car trop de facteurs interviennent.

L'estimation se fera par détermination du nombre de la lance nécessaire pour combattre efficacement un incendie. Cette estimation est basée sur la pratique. Pour conserver la réserve d'incendie, deux systèmes sont utilisés :

III.8.6.1. Le système à deux prises :

- En temps normal, 1 est fermé et 2 ouvert.
- En cas d'incendie il suffit d'ouvrir 1. Mais il existe une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.

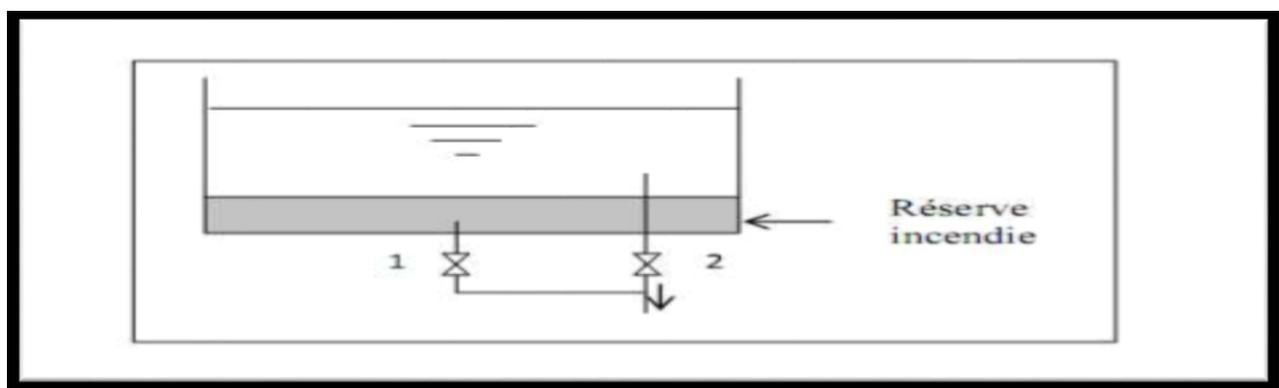


Figure (III.5) : Système à deux prises.

III.8.6.2. Système a siphon :

- Dans le cas normal 1 et 3 sont ouverts et 2 fermées.
- Dans le d'incendie 2 est ouvert et 1 fermée.

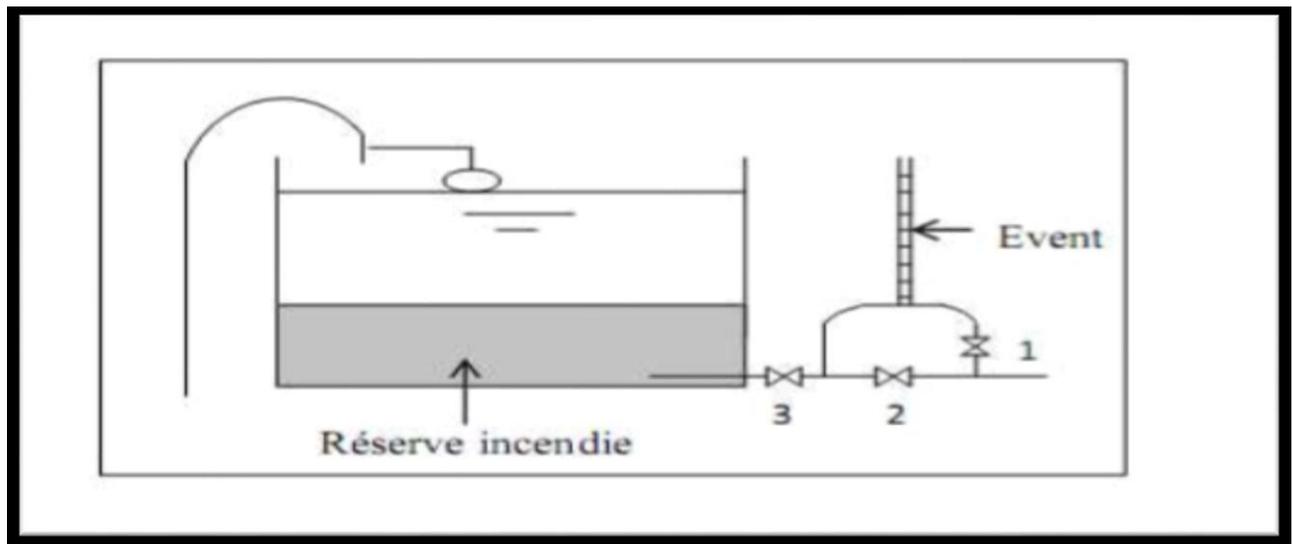


Figure (III. 6) : Système à siphon.

III.9. Dimensionnement des stations de reprises :

La station de reprise est équipée d'un ouvrage de transaction d'eau, avec une capacité bien déterminée et une station de pompage permettent le refoulement, l'adduction par refoulement jusqu'au le réservoir final qui s'effectue par deux stations de reprise SR01, SR02.

La station de reprise SR01 est composée d'un réservoir et une station de pompage, alimentée gravitaire ment, à partir de piquage de la chaine de berbacha et, ceci 24h/24h avec une pression de 130 m à une altitude de 692,88m puisque le temps de refoulement sera comme les réservoirs.

Le dimensionnement de la deuxième station de reprise SR02, sera déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge on prendra, dans ce cas un quart d'heure (1/4 heure). D'où la formule de calcul sera présentée comme suite :

$$V_{SR} = (Q_{max j} \times t) / T \quad (III.1)$$

Avec :

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

III.10. Calcul la Capacité des réservoirs :

Connaissons les variations des débits entrants et sortants, nous pouvons alors déterminer la capacité du réservoir qui peut être calculée selon les deux méthodes à savoir [4] :

- Méthode graphique
- Méthode analytique

III.10.1. Méthode analytique :

Afin de dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le maximum du résidu. Si l'apport est supérieur à la distribution, pour une heure donnée, cela indique un surplus, dans le cas contraire on notera un déficit. Ainsi a déterminé le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

La répartition des débits d'apport se fait sur 24 heures dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 21 heures dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation des pannes éventuelles et l'entretien au niveau de la station de pompage, et en tenant compte des heures de pointe arrêter par la tarification de la SONELGAZ ou le prix d'énergie est élevé, le régime de la consommation de notre agglomération (K_{max}) sera défini d'après les résultats expérimentaux présentés sous forme tableau des régimes de la consommation des agglomérations.

III.10.2. Volume utile de stockage :

Capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération.

Le volume maximal de stockage du réservoir à prévoir est déterminé par la formule Suivante :

$$V_{max} = (P \times Q_{maxj}) / 100 \quad (III.2)$$

Avec :

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

III.10.3. Détermination la valeur de P(%) :

On fait la différence, pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation ; cette différence est ensuite reportée dans la colonne des surplus et déficits selon son signe. On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la valeur maximale trouvée P_{max} (%) sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{max} (\%) = |\Delta V^+| + |\Delta V^-| \quad (III.3)$$

Avec :

- ΔV^+ : la valeur maximale du résidu (%) ;
- ΔV^- : la valeur minimale du résidu (%) .

III.10.4. Volume total de réservoir :

Pour déterminer la valeur totale de réservoir nous devons tenir compte de la réserve d'incendie qui égale à $120 m^3$ (volume nécessaire pour éteindre un incendie de 2 heures à raison ($60 m^3/h$)).

Donc la formule de calcul sera comme suite :

$$V_{total} = V_{réservoir} + V_{incendie} \quad (III.4)$$

Sachant que :

- V_{total} : Volume total du réservoir (m^3) ;
- $V_{\text{réservoir}}$: Volume utile de stockage (m^3) ;
- V_{incendie} : Volume de la réserve d'incendie ($V_{\text{incendie}} = 120 \text{ m}^3$).

III.10.5. Méthode graphique :

Cette méthode tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients de variations horaires et de la courbe d'apport des débits. On trace sur même graphe les courbes cumulées des débits et de consommation en fonction du temps, la capacité de réservoir est déduite en additionnant la valeur absolue des écarts des deux extremums entre les deux courbes.

III.11. Partie calcul :

III.11.1. Calcul de la station de reprise SR01 :

La station de reprise est située à cote de 770,52 m, elle reçoit un débit de 1663,2 m^3/j .

Le calcul de leur capacité sera présenté dans le tableau (III.1) suivant :

Tableau (III. 1) : Détermination la capacité de station de reprise 01.

Heures	Apport (%)	Refolement(%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4,167	4,762		-0,595	-0,595
01-02	4,167	4,762		-0,595	-1,19
02-03	4,167	4,762		-0,595	-1,785
03-04	4,167	4,762		-0,595	-2,28
04-05	4,166	4,762		-0,596	-2,976
05-06	4,166	4,762		-0,596	-3,372
06-07	4,166	4,762		-0,596	-4,168
07-08	4,166	4,762		-0,596	-4,764
08-09	4,167	4,762		-0,595	-5,359
09-10	4,167	4,762		-0,595	-5,954
10-11	4,167	4,762		-0,595	-6,549
11-12	4,167	4,762		-0,595	-7,144
12-13	4,166	4,762		-0,596	-7,74
13-14	4,166	4,762		-0,596	-8,336
14-15	4,166	4,762		-0,596	--8,932
15-16	4,166	4,762		-0,596	-9,528
16-17	4,167	4,762		-0,595	-10,123
17-18	4,167	4,762		-0,595	-10,718
18-19	4,167	0	4,167		-6,551
19-20	4,167	0	4,167		-2,384
20-21	4,167	0	4,167		1,783
21-22	4,167	4,762		-0,595	1,188
22-23	4,167	4,762		-0,595	0,595
23-00	4,167	4,762		-0,595	0
Total	100	100	-	-	-

- D'où la valeur de P(%) est :

$$P_{\max} = |-10,718| + |1,783| = 12,501(\%)$$

- Donc le volume total de SR01 est

$$V_{SR01} = (12,501 \times 1663,2) / 100 = 207,91 \text{ m}^3$$

Donc on opte pour une station de reprise de **250 m³**

Après avoir la capacité de station de reprise, on fixe sa hauteur de 4m et son diamètre sera déterminé par la formule suivante :

$$D = [4 \times V / 4 \times \pi]^{1/2} \tag{III.5}$$

Donc : $D = [4 \times 250 / 4 \times 3,14]^{1/2} = 8,9$

On prend : $D = 9 \text{ m}$

III.11.2. Calcul de la capacité de la station de reprise SR02 :

La station de reprise 02 qui joue le rôle de transitoire, qui se trouve à la côte de 1005,83 m qui reçoit même débit de SR01. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge est généralement estimé à un quart d'heure (15 min).

Le volume de la station de reprise est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{SR02} = (Q_{\max} \times t) / T$$

$V_{SR02} = (1663,2 \times 0,25) / 21 = 19,8 \text{ m}^3$

On opte pour une station de reprise de **20 m³**

Après avoir déterminé la capacité de SR02, on fixe la hauteur h=4m, leur diamètre sera :

$D = [4 \times 20 / 4 \times 3,14]^{1/2} = 2,52 \text{ m}$

On prend : $D = 3 \text{ m}$

III.11.3. Le dimensionnement du réservoir final :

Le réservoir final se situe à une côte de 1132,25m, il reçoit un débit de 2138,40 m³/j, ce réservoir assurer une distribution gravitaire vers les villages.

- **Par la méthode analytique :**

La capacité de réservoir sera présentée dans le tableau (III .2) suivant :

Tableau (III.2) : Détermination la capacité de réservoir final.

Heures	Apport (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4,762	4,167	0,595		0,595
01-02	4,762	4,167	0,595		1,19
02-03	4,762	4,167	0,595		1,785
03-04	4,762	4,167	0,595		2,38
04-05	4,762	4,166	0,596		2,976

Tableau (III.2) : Détermination la capacité de réservoir final (suite et fin).

Heures	Apport (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
05-06	4,762	4,166	0,596		3,572
06-07	4,762	4,166	0,596		4,168
07-08	4,762	4,166	0,596		4,764
08-09	4,762	4,167	0,595		5,359
09-10	4,762	4,167	0,595		5,954
10-11	4,762	4,167	0,595		6,549
11-12	4,762	4,167	0,595		7,144
dé-13	4,762	4,166	0,596		7,74
13-14	4,762	4,166	0,596		8,336
14-15	4,762	4,166	0,596		8,932
15-16	4,762	4,166	0,596		9,528
16-17	4,762	4,167	0,595		10,123
17-18	4,762	4,167	0,595		10,718
18-19	0	4,167		-4,167	6,551
19-20	0	4,167		-4,167	2,384
20-21	0	4,167		-4,167	-1,783
21-22	4,762	4,167	0,595		-1,188
22-23	4,762	4,167	0,595		-0,593
23-00	4,762	4,167	0,595		0,002
Total	100	100	-	-	-

- D'où la valeur de P_{\max} (%) :

$$P_{\max} = |10,718| + |-1,783| = 12,501 \text{ (\%)}$$

- Le volume utile de réservoir est :

$$V_{\text{utile}} = (2138,40 \times 12,501) / 100 = 267,32 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir existant est vérifiée.

III.12. Vérification des capacités des réservoirs existants :

III.12.1 Vérification de capacité du réservoir de Tizi (chef-lieu) (R1) :

Ce réservoir est déjà existant, alors on doit vérifier sa capacité qui est 150 m^3 , ce réservoir assure la distribution vers le chef -lieu dont le nombre habitants est de 2228 et la consommation maximale journalière est de $536,371 \text{ m}^3/\text{j}$.

On a $K_{\max h} = 2,15$.

D'après annexe (1) on prend $K_{\max h} = 2$.

Les résultats de dimensionnement de R1 sont mentionnés dans le tableau (III.3) ci-après :

Tableau (III. 3) : Détermination la capacité de réservoir R1.

Heures	Apport (%)	Distribution(%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4,167	0,75	3,417		3,417
01-02	4,167	0,75	3,417		6,834
02-03	4,167	1	3,167		10,001
03-04	4,167	1	3,167		13,168
04-05	4,166	3	1,166		14,334
05-06	4,166	5,5		-1,334	13
06-07	4,166	5,5		-1,334	11,666
07-08	4,166	5,5		-1,344	10,322
08-09	4,167	3,5	0,667		10,989
09-10	4,167	3,5	0,667		11,656
10-11	4,167	6		-1,833	9,823
11-12	4,167	8,5		-4,333	5,49
12-13	4,166	8,5		-4,333	1,157
13-14	4,166	6		-1,834	-0,677
14-15	4,166	5		-0,834	-1,511
15-16	4,166	5		-0,834	-2,345
16-17	4,167	3,5	0,667		-1,678
17-18	4,167	3,5	0,667		-1,011
18-19	4,167	6		-1,833	-2,844
19-20	4,167	6		-1,833	-4,677
20-21	4,167	6		-1,833	-6,51
21-22	4,167	3	1,167		-5,343
22-23	4,167	2	2,167		-3,176
23-00	4,167	1	3,167		0,009
Total	100	100	-	-	-

- D'où la valeur de P_{\max} (%) :

$$P_{\max} = |14,334| + |-6,51| = 20,844 \text{ (\%)}$$

- Le volume utile de réservoir est :

$$V_{\text{utile}} = (536,371 \times 20,844) / 100 = 111,80 \text{ m}^3$$

On remarque que la capacité du réservoir existant suffisante pour satisfaire les besoins en eau de village.

III.12.2. Vérification de capacité du réservoir d'Ait Saadoune (R2) :

Ce réservoir est déjà existant, alors on doit vérifier sa capacité qui est 50 m^3 , ce réservoir assure la distribution vers le village dont le nombre habitants est de 665 et la consommation maximale journalière est de $144,763 \text{ m}^3/\text{j}$.

On a $K_{\max h} = 2,60$.

D'après l'annexe (1) $K_{\max h} = 2,5$.

Les résultats de dimensionnement de R2 sont mentionnés dans le tableau (III.4) ci-après :

Tableau (III .4) : Détermination la capacité de réservoir R2.

Heures	Apport (%)	Distribution(%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4,167	0,6	3,567		3,567
01-02	4,167	0,6	3,567		7,134
02-03	4,167	1,2	2,967		10,101
03-04	4,167	2	2,167		12,268
04-05	4,166	3,5	0,666		12,934
05-06	4,166	3,5	0,666		13,6
06-07	4,166	4,5		-0,334	-13,266
07-08	4,166	10,2		-6,034	7,232
08-09	4,167	8,8		-4,633	2,599
09-10	4,167	6,5		-2,333	0,266
10-11	4,167	4,1	0,067		0,333
11-12	4,167	4,1	0,067		0,4
12-13	4,166	3,5	0,666		1,066
13-14	4,166	3,5	0,666		1,732
14-15	4,166	4,7		-0,534	1,198
15-16	4,166	6,2		-2,034	-0,836
16-17	4,167	10,4		-6,233	-7,069
17-18	4,167	9,4		-5,233	-12,302
18-19	4,167	7,3		-3,133	-15,435
19-20	4,167	1,6	2,567		-12,868
20-21	4,167	1,6	2,567		-10,301
21-22	4,167	1	3,167		-7,134
22-23	4,167	0,6	3,567		-3,567
23-00	4,167	0,6	3,567		0
Total	100	100	-	-	-

- D'où la valeur de P_{\max} (%) :

$$P_{\max} = | -15,435 | + | 13,266 | = 28,701(\%).$$

- Le volume utile de réservoir est :

$$V_{\text{utile}} = (144,763 \times 28,701)/100 = 41,55 \text{ m}^3.$$

On remarque que la capacité du réservoir existant suffisante pour satisfaire les besoins en eau de village.

III.12.3. Vérification de capacité du réservoir El-Merdj (R3) :

Ce réservoir est déjà existant, alors on doit vérifier sa capacité qui est 100 m^3 , ce réservoir assure la distribution vers le village dont le nombre habitants est de 1903 et la consommation maximale journalière est de $423,086 \text{ m}^3/\text{j}$.

On a $K_{\max h} = 2,24$.

D'après annexe (1) on prend $K_{\max h} = 2$.

Les résultats de dimensionnement de R3 sont mentionnés dans le tableau (III.5) ci-après :

Tableau (III .5) : Détermination la capacité de réservoir R3.

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4,167	0,75	3,417		3,417
01-02	4,167	0,75	3,417		6,834
02-03	4,167	1	3,167		10,001
03-04	4,167	1	3,167		13,168
04-05	4,166	3	1,166		14,334
05-06	4,166	5,5		-1,334	13
06-07	4,166	5,5		-1,334	11,666
07-08	4,166	5,5		-1,344	10,322
08-09	4,167	3,5	0,667		10,989
09-10	4,167	3,5	0,667		11,656
10-11	4,167	6		-1,833	9,823
11-12	4,167	8,5		-4,333	5,49
12-13	4,166	8,5		-4,333	1,157
13-14	4,166	6		-1,834	-0,677
14-15	4,166	5		-0,834	-1,511
15-16	4,166	5		-0,834	-2,345
16-17	4,167	3,5	0,667		-1,678
17-18	4,167	3,5	0,667		-1,011
18-19	4,167	6		-1,833	-2,844
19-20	4,167	6		-1,833	-4,677
20-21	4,167	6		-1,833	-6,51
21-22	4,167	3	1,167		-5,343
22-23	4,167	2	2,167		-3,176
23-00	4,167	1	3,167		0,009
Total	100	100	-	-	-

- D'où la valeur de P_{\max} (%) :

$$P_{\max} = |14,334| + |-6,51| = 20,844 \text{ (\%)}$$

- Le volume utile de réservoir est :

$$V_{\text{utile}} = (423,086 \times 20,844)/100 = 88,19 \text{ m}^3$$

On remarque que la capacité du réservoir existant suffisante pour satisfaire les besoins en eau de village.

III.12.4. Vérification de capacité du réservoir d'Iankoudene (R4) :

Ce réservoir est déjà existant, alors on doit vérifier sa capacité qui est 50 m^3 , ce réservoir assure la distribution vers le village dont le nombre habitants est de 412 et la consommation maximale journalière est de $89,64 \text{ m}^3/\text{j}$.

On a $K_{\max h} = 2,60$

D'après l'annexe (1) on a $K_{\max h} = 2,5$.

Les résultats de dimensionnement de R4 sont mentionnés dans le tableau (III.6) ci-après :

Tableau (III .6) : Détermination la capacité de réservoir R4.

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4,167	0,6	3,567		3,567
01-02	4,167	0,6	3,567		7,134
02-03	4,167	1,2	2,967		10,101
03-04	4,167	2	2,167		12,268
04-05	4,166	3,5	0,666		12,934
05-06	4,166	3,5	0,666		13,6
06-07	4,166	4,5		-0,334	-13,266
07-08	4,166	10,2		-6,034	7,232
08-09	4,167	8,8		-4,633	2,599
09-10	4,167	6,5		-2,333	0,266
10-11	4,167	4,1	0,067		0,333
11-12	4,167	4,1	0,067		0,4
12-13	4,166	3,5	0,666		1,066
13-14	4,166	3,5	0,666		1,732
14-15	4,166	4,7		-0,534	1,198
15-16	4,166	6,2		-2,034	-0,836
16-17	4,167	10,4		-6,233	-7,069
17-18	4,167	9,4		-5,233	-12,302
18-19	4,167	7,3		-3,133	-15,435
19-20	4,167	1,6	2,567		-12,868
20-21	4,167	1,6	2,567		-10,301
21-22	4,167	1	3,167		-7,134
22-23	4,167	0,6	3,567		-3,567
23-00	4,167	0,6	3,567		0
Total	100	100	-	-	-

- D'où la valeur de P_{\max} (%) :

$$P_{\max} = |-15,435| + |13,266| = 28,701 \text{ (\%)}$$

- Le volume utile de réservoir est :

$$V_{\text{utile}} = (89,64 \times 28,701)/100 = 25,72 \text{ m}^3$$

On remarque que la capacité du réservoir existant suffisante pour satisfaire les besoins en eau de village.

III.12.5. Vérification de capacité du réservoir d'Ait Traa (R5) :

Ce réservoir est déjà existant, alors on doit vérifier sa capacité qui est 100 m^3 , ce réservoir assure la distribution vers le village dont le nombre habitants est de 724 et la consommation maximale journalière est de $157,449 \text{ m}^3/\text{j}$.

On a $K_{maxh} = 2,60$.

D'après l'annexe (1) $K_{maxh} = 2,5$.

Les résultats de dimensionnement de R5 sont mentionnés dans le tableau (III.7) ci-après :

Tableau (III.7) : Détermination la capacité de réservoir R5.

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4,167	0,6	3,567		3,567
01-02	4,167	0,6	3,567		7,134
02-03	4,167	1,2	2,967		10,101
03-04	4,167	2	2,167		12,268
04-05	4,166	3,5	0,666		12,934
05-06	4,166	3,5	0,666		13,6
06-07	4,166	4,5		-0,334	-13,266
07-08	4,166	10,2		-6,034	7,232
08-09	4,167	8,8		-4,633	2,599
09-10	4,167	6,5		-2,333	0,266
10-11	4,167	4,1	0,067		0,333
11-12	4,167	4,1	0,067		0,4
12-13	4,166	3,5	0,666		1,066
13-14	4,166	3,5	0,666		1,732
14-15	4,166	4,7		-0,534	1,198
15-16	4,166	6,2		-2,034	-0,836
16-17	4,167	10,4		-6,233	-7,069
17-18	4,167	9,4		-5,233	-12,302
18-19	4,167	7,3		-3,133	-15,435
19-20	4,167	1,6	2,567		-12,868
20-21	4,167	1,6	2,567		-10,301
21-22	4,167	1	3,167		-7,134
22-23	4,167	0,6	3,567		-3,567
23-00	4,167	0,6	3,567		0
Total	100	100	-	-	-

- D'où la valeur de P_{max} (%) :

$$P_{max} = |-15,435| + |13,266| = 28,701 \text{ (%)}$$

- Le volume utile de réservoir est :

$$V_{utile} = (157,449 \times 28,701)/100 = 45,19 \text{ m}^3$$

On remarque que la capacité du réservoir existant suffisante pour satisfaire les besoins en eau de village.

III.12.6. Vérification de capacité du réservoir Taourirt Khelfa (R6) :

Ce réservoir est déjà existant, alors on doit vérifier sa capacité qui est 50 m^3 , ce réservoir assure la distribution vers le village dont le nombre habitants est de 661 et la consommation maximale journalière est de $143,496 \text{ m}^3/\text{j}$.

On a $K_{\text{maxh}} = 2,60$.

D'après l'annexe (1) $K_{\text{maxh}} = 2,5$.

Les résultats de dimensionnement de R6 sont mentionnés dans le tableau (III.8) ci-après :

Tableau (III .8) : Détermination la capacité de réservoir R6.

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4,167	0,6	3,567		3,567
01-02	4,167	0,6	3,567		7,134
02-03	4,167	1,2	2,967		10,101
03-04	4,167	2	2,167		12,268
04-05	4,166	3,5	0,666		12,934
05-06	4,166	3,5	0,666		13,6
06-07	4,166	4,5		-0,334	-13,266
07-08	4,166	10,2		-6,034	7,232
08-09	4,167	8,8		-4,633	2,599
09-10	4,167	6,5		-2,333	0,266
10-11	4,167	4,1	0,067		0,333
11-12	4,167	4,1	0,067		0,4
12-13	4,166	3,5	0,666		1,066
13-14	4,166	3,5	0,666		1,732
14-15	4,166	4,7		-0,534	1,198
15-16	4,166	6,2		-2,034	-0,836
16-17	4,167	10,4		-6,233	-7,069
17-18	4,167	9,4		-5,233	-12,302
18-19	4,167	7,3		-3,133	-15,435
19-20	4,167	1,6	2,567		-12,868
20-21	4,167	1,6	2,567		-10,301
21-22	4,167	1	3,167		-7,134
22-23	4,167	0,6	3,567		-3,567
23-00	4,167	0,6	3,567		0
Total	100	100	-	-	-

- la valeur de P_{max} (%) :

$$P_{\text{max}} = | -15,435 | + | 13,266 | = 28,701(\%).$$

- Le volume utile de réservoir est :

$$V_{\text{utile}} = (143,496 \times 28,701)/100 = 41,19 \text{ m}^3.$$

On remarque que la capacité du réservoir existant suffisante pour satisfaire les besoins en eau de village.

III.12.7. Vérification de capacité du réservoir Bourached (R7) :

Ce réservoir est déjà existant, alors on doit vérifier sa capacité qui est 50 m^3 , ce réservoir assure la distribution vers village avec un débit de $376,056 \text{ m}^3/\text{j}$ dont le nombre habitants est de 1697, ainsi un transfert vers R04 de village El-bir avec un débit de $267,523 \text{ m}^3/\text{j}$.

On a $K_{\max h} = 2,29$.

D'après annexe (1) on prend $K_{\max h} = 2$.

Les résultats de dimensionnement de R7 sont mentionnés dans le tableau (III.9) ci-après :

Tableau (III.9) : Détermination la capacité de réservoir R7.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Adduction vers R4 (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4,167	0,438	1,732	1,996		1,996
01-02	4,167	0,438	1,732	1,996		3,993
02-03	4,167	0,584	1,732	1,850		5,844
03-04	4,167	0,584	1,732	1,850		7,694
04-05	4,166	1,752	1,732	0,681		8,375
05-06	4,166	3,213	1,732		-0,779	7,596
06-07	4,166	3,213	1,732		-0,779	6,816
07-08	4,166	3,213	1,732		-0,779	6,036
08-09	4,167	2,045	1,732	0,389		6,426
09-10	4,167	2,045	1,732	0,3898		6,816
10-11	4,167	3,505	1,732		-1,070	5,745
11-12	4,167	4,966	1,732		-2,531	3,213
12-13	4,166	4,966	1,732		-2,532	0,681
13-14	4,166	3,505	1,732		-1,071	-0,390
14-15	4,166	2,921	1,732		-0,487	-0,878
15-16	4,166	2,921	1,732		-0,487	-1,366
16-17	4,167	2,045	1,732	0,389		-0,976
17-18	4,167	2,045	1,732	0,389		-0,586
18-19	4,167	3,505	1,732		-1,070	-1,657
19-20	4,167	3,505	1,732		-2,531	-2,728
20-21	4,167	3,505	1,732		-2,532	-3,799
21-22	4,167	1,752	1,732	0,682		-3,116
22-23	4,167	1,168	1,732	1,266		-1,850
23-00	4,167	0,584	1,732	1,850		0
Total	100	58,431	41,589	-	-	-

- D'où la valeur de P_{\max} (%) :

$$P_{\max} = |8,375| + |-3,799| = 12,154 \text{ (\%)}.$$

- Le volume utile de réservoir est :

$$V_{\text{utile}} = (643,569 \times 12,154) / 100 = 78,219 \text{ m}^3.$$

On remarque que la capacité du ce réservoir est insuffisante pour satisfaire les besoins en eau de village, alors on doit projeter un réservoir jumelé avec le réservoir existant à une capacité de 50m³.

Après avoir la capacité du réservoir projeté, on fixe sa hauteur de 4 m et son diamètre sera déterminé par la formule suivante :

$$D = [4 \times 50 / 4 \times 3,14]^{1/2} = 4 \text{ m.}$$

III.12.8. Vérification de capacité du réservoir d'El-bir (R8) :

Ce réservoir est déjà existant, alors on doit vérifier sa capacité qui est 50 m³, ce réservoir assure la distribution vers le village dont le nombre habitants est de 1226 et la consommation maximale journalière est de 267,523 m³/j.

On a $K_{maxh} = 2,48$.

D'après l'annexe (1) $K_{maxh} = 2,5$.

Les résultats de dimensionnement de R8 sont mentionnés dans le tableau (III.10) ci-après :

Tableau (III .10) : Détermination la capacité de réservoir R8.

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4,167	0,6	3,567		3,567
01-02	4,167	0,6	3,567		7,134
02-03	4,167	1,2	2,967		10,101
03-04	4,167	2	2,167		12,268
04-05	4,166	3,5	0,666		12,934
05-06	4,166	3,5	0,666		13,6
06-07	4,166	4,5		-0,334	-13,266
07-08	4,166	10,2		-6,034	7,232
08-09	4,167	8,8		-4,633	2,599
09-10	4,167	6,5		-2,333	0,266
10-11	4,167	4,1	0,067		0,333
11-12	4,167	4,1	0,067		0,4
12-13	4,166	3,5	0,666		1,066
13-14	4,166	3,5	0,666		1,732
14-15	4,166	4,7		-0,534	1,198
15-16	4,166	6,2		-2,034	-0,836
16-17	4,167	10,4		-6,233	-7,069
17-18	4,167	9,4		-5,233	-12,302
18-19	4,167	7,3		-3,133	-15,435
19-20	4,167	1,6	2,567		-12,868
20-21	4,167	1,6	2,567		-10,301
21-22	4,167	1	3,167		-7,134

Tableau (III .10) : Détermination la capacité de réservoir R8 (suite et fin).

Heures	Apport (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
22-23	4,167	0,6	3,567		-3,567
23-00	4,167	0,6	3,567		0
Total	100	100	-	-	-

- D'où la valeur de P_{\max} (%) :

$$P_{\max} = |-15,435| + |13,266| = 28,701(\%).$$

- Le volume utile de réservoir est :

$$V_{\text{utile}} = (267,523 \times 28,701) / 100 = 76,781 \text{ m}^3.$$

On remarque que la capacité du ce réservoir est insuffisante pour satisfaire les besoins en eau de village, alors on doit projeter un réservoir jumelé avec l'existant à une capacité de 50 m^3 .

Après avoir la capacité du réservoir projeté, on fixe sa hauteur de 4 m et son diamètre sera déterminé par la formule suivante :

$$D = [4 \times V / 4 \times \pi]^{1/2}$$

$$D = [4 \times 50 / 4 \times 3,14]^{1/2} = 4 \text{ m}.$$

Conclusion :

Dans ce chapitre, notre étude était basée sur les ouvrages de stockages et dimensionnements des stations de reprise, dans le but de satisfaire les besoins en eau de la zone d'étude à horizon 2044, ce qui nous amenait à projeter deux stations de reprises pour la partie comporte l'adduction par refoulement vers le réservoir final et à l'implantation des nouveaux réservoirs qui seront jumelés aux anciens pour la partie comporte l'adduction gravitaire.

Les résultats obtenus sont :

- ✓ Une Station de reprise SR01 a une capacité de 250 m^3 .
- ✓ Une Station de reprise SR02 a une capacité de 20 m^3 .
- ✓ Un réservoir de 50 m^3 à Bourached.
- ✓ Un réservoir de 50 m^3 à El-bir.

Adduction

IV.1. Introduction :

Le transport est nécessaire entre le point de captage et le point d'utilisation ; dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

IV.2. Définition :

L'adduction est le procédé qui permet de transporter des débits d'eau depuis les zones de captage (sources, forage, puits, barrage, ...etc.) jusqu'au point de stockage ou de distribution (réservoirs, bâches d'eau, ...etc.). Elle peut être soit entièrement gravitaire, soit par refoulement et soit mixte (refoulement gravitaire) [7].

Dans l'adduction par refoulement, l'écoulement fait appel à une source d'énergie, tandis que l'adduction gravitaire, l'écoulement s'effectue sous l'effet de la pesanteur.

IV.3. Choix du tracé :

Pour faire un choix du tracé d'adduction, on doit tenir compte des considérations d'ordre technique et économique [5].

IV.3.1. Conditions techniques :

- Avoir un profil en long le plus régulier.
- Eviter les contre pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

IV.3.2. conditions économiques :

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite augmente plus les pertes de charge et les frais d'exploitation diminuent, le contraire est vrai.

IV.4. Choix du type des conduites :

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution de récentes techniques spécialisées dans le domaine. De ce fait, on distingue plusieurs types de matériaux de conduites ; chacun ayant ses avantages et ses inconvénients. Les plus utilisées dans l'alimentation en eau potable sont :

- Conduites en fonte ductile ;
- Conduites en acier ;
- Conduites en PVC (Chlorure de Polyvinyle) ;
- Conduites en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) [6].

Le choix d'un matériau de canalisation devra se faire en fonction de nombreux critères à savoir :

- Prix d'achat.
- Disponibilité sur le marché.
- Pression à supporter.

- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement.
- Nature de terrain.
- Longueur des conduites.

On utilise le PEHD (PN 10) lorsque la hauteur géométrique $H_g < 100$ m, et le PEHD (PN 20) Lorsque $H_g \approx 200$ m.

Dans le cas de notre projet, on optera pour deux types de conduites à savoir [4] :

- 1) Conduites en PEHD pour l'adduction avec gravitation :

Les Avantages :

- Facilité de pose (grande flexibilité) ;
- Réponds parfaite aux normes de potabilité ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50 ans à une température de 20°C) ;
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) ;
- Résistance à la corrosion interne, externe et microbiologique et à l'entartrage.

- 2) Conduites en fonte ductile pour les conduites d'adduction en refoulement :

Les Avantages :

- Résistance à des grandes pressions (>à 20 bars) ;
- Permettre une pose simple et adéquate ;
- Adaptation au terrain accidenté ;
- Longue durée de vie.

IV.5. Dimensionnement des conduites :

IV.5.1. Diamètre économique de la conduite d'adduction par refoulement :

Afin d'obtenir un équilibre relatif entre ces deux facteurs (dépenses), le diamètre doit être judicieusement choisi, de façon à avoir l'optimum économique qui résulte de ces deux types de dépenses. Pour cela, on dispose de deux corrélations établies par BRESS et BONNIN [5], qui permettent l'approximation de ce diamètre :

- **Formule de BONNIN :**

$$D1 = \sqrt{Q} \quad (IV.1)$$

- **Formule DE BRESS :**

$$D2 = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (IV.2)$$

Avec

- **D1** : Diamètre donné par BONNIN (m) ;
- **D2** : Diamètre donné par BRESS (m) ;
- **Q** : débit transitant par la conduite (m³/s).

Ces deux relations nous donnent une approche du dernier diamètre économique, plusieurs diamètres normaliser seront fixés, une autre étude portera sur ces derniers. Le diamètre économique de la conduite correspondra au cout minimal des frais d'exploitation plus les frais d'amortissements.

IV.5.2. Diamètre économique de la conduite d'adduction gravitaire :

Pour le calcul des conduites gravitaires, quatre paramètres interviennent : le débit (Q) ; la vitesse (V) ; les pertes de charge (H) et le diamètre (D).

Pour les conduites gravitaires le diamètre est déterminé approximativement avec le choix de la vitesse d'écoulement V_{\min} et V_{\max} , telle que :

$$D_{\max} = [(4 \times Q) / (\pi \times V_{\min})]^{1/2} \quad (\text{IV.3})$$

Et

$$D_{\min} = [(4 \times Q) / (\pi \times V_{\max})]^{1/2} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- D_{\max} : diamètre maximal de la conduite en (m) ;
- D_{\min} : diamètre minimal de la conduite en (m) ;
- Q : débit transitant dans la conduite en (m³/s) ;
- V_{\max} : La vitesse maximale de l'écoulement dans la conduite qui est de 2 m/s ;
- V_{\min} : La vitesse minimale de l'écoulement dans la conduite qui est de 0,5 m/s [5].

Le principe du dimensionnement d'une adduction gravitaire consiste à trouver le diamètre qui permet la dissipation de toute la charge disponible (Hd) avec une vitesse acceptable.

Telle que :

$$HT \leq Hd \quad (\text{IV.5})$$

Avec

- HT : Perte de charge totale en (m) ;
- Hd : La charge disponible en (m).

IV.5.3. Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = ((4 \times Q) / (\pi \times D^2)) \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

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

IV.5.4. Calcul des pertes de charge :

Les parois de la conduite de refoulement exercent une friction sur l'eau. Cette friction entraîne une perte de charge, c'est-à-dire, qu'elle réduit considérablement le rendement. La perte de charge est liée à la longueur de la conduite, à son diamètre ainsi qu'aux singularités (vannes, coudes, té, clapet et raccords) utilisées lors de l'installation. Elles se présentent sous deux formes [5] :

- Pertes de charge linéaires.
- Pertes de charge singulières.

A. Pertes de charge linéaires (HL) :

Les pertes de charge linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des canalisations, elles sont déterminées par la formule de Darcy -Weisbbach :

$$HL=J \times L \quad (IV.7)$$

Avec :

- H_L : pertes de charge linéaires (m) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- J : Gradient de perte de charge par mètre linéaire (m/ml).

Où :

$$J = (\lambda/D) \times (V^2/2g) \quad (III.8)$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- V : Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m^2/s) ;
- λ : Coefficient de pertes de charge.

➤ Calcul du coefficient de pertes de charge (λ) :

Est un coefficient de perte de charge. Il est sans dimension et est en fonction du nombre de Reynolds et de la rugosité de la paroi. Pour déterminer ce coefficient aux différents régimes, on applique les formules suivantes :

- **Régime turbulent rugueux :**

Il est donné par la formule de NIKURADZI :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \times \ln(K/D))^{-2} \quad (IV.9)$$

- **Régime transitoire :**

Pour déterminer le coefficient des pertes de charges, on peut appliquer la formule de Colebrook suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{(3,71 \times D)} + \frac{2,51}{(R \times \sqrt{\lambda})} \right) \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

- **D** : Diamètre de la conduite en (mm) ;
- **Re** : Nombre de Reynolds ;
- **K** : rugosité de la conduite en (mm), qui représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau, elle croît avec l'âge de la conduite qui varie comme suit :

- **Pour les tubes en PEHD :**

$$K = 0,01 \text{ si } D \leq 200 \text{ mm ;}$$

$$K = 0,02 \text{ si } D > 200 \text{ mm ;}$$

- **Pour les conduites en Fonte ductile :**

$$K = 0,2 \text{ mm.}$$

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

$$Re = (V \times D / \mu) \quad (\text{IV.11})$$

μ : Viscosité cinématique de l'eau donnée par la formule [stocks] suivante :

$$\mu = 0,0178 / (1 + 0,0337 \times t + 0,000221 \times t^2) \quad (\text{IV.12})$$

- A $t = 10 \text{ }^\circ\text{C}$: stocks = $1,31 \times 10^{-6} \text{ m/s}$.
- A $t = 20 \text{ }^\circ\text{C}$: stocks = $1,00 \times 10^{-6} \text{ m/s}$.
- A $t = 30 \text{ }^\circ\text{C}$: stocks = $0,08 \times 10^{-6} \text{ m/s}$.

B. Pertes de charge singulières (HS) :

Les pertes de charge singulière sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction ou de section ...etc. elles sont estimées à [6] :

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

$$HS = 0,10 \times J \times L \quad (\text{IV.13})$$

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

$$HS = 0,15 \times J \times L \quad (\text{IV.14})$$

C. Pertes de charge totales HT :

Elles présentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, pour chaque conduite de longueur L ; donc on aura [8] :

➤ **Pour le PEHD :**

$$HT = 1,10 \times HL \quad (IV.15)$$

➤ **Pour la Fonte Ductile :**

$$HT = 1,15 \times HL \quad (IV.16)$$

IV.5.5. Détermination de la hauteur manométrique HMT

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et des pertes de charge résultant de l'aspiration et du refoulement [8].

$$HMT = HT + H_g \quad (IV.17)$$

Avec :

- **HT** : Perte de charge totale ;
- **HMT** : Hauteur manométrique ;
- **H_g** : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau.

IV.5.6. Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante [5] :

$$P_a = (\rho \times g \times Q \times HMT) / 1000 \times (\eta_p) \quad (IV.18)$$

Avec :

- **P_a** : puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- **Q** : Débit de la pompe (m³/s) ;
- **HMT** : Hauteur manométrique totale (m) ;
- **η_p** : Rendement de la pompe (%) ; (généralement on prend 75%) ;
- **ρ** : masse volumique de l'eau = 1000kg/m³.

IV.5.7. Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule :

$$E = P_a \times T' \times 365 \quad (IV.19)$$

Avec :

- **E** : Energie totale dépensée par la pompe (KWh) ;
- **P_a** : puissance absorbée (KW) ;
- **T'** : Temps de fonctionnement des pompes (t = 21 heures).

IV.5.8. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (Kwh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante [7] :

$$F_{exp} = E \times \acute{e} \quad (IV.20)$$

Avec :

- **F_{exp}** : frais d'exploitation (DA) ;
- **E** : Energie totale dépensée par la pompe (kwh) ;
- **é** : prix unitaire d'un KWh par la SONELGAZ (4.67 da).

IV.5.9. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pause. Dans notre cas, nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 25 ans (durée d'exploitation), ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A".

$$A = i + (i / [(i+1)^n - 1]) \quad (IV.21)$$

Avec:

- **A** : amortissement annuel de la conduite (annuité) ;
- **i** : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie) ;
- **n** : durée d'exploitation de la conduite = 25ans.

Donc :

$$A = 0,08 + [(0,08 / (0,08+1)^{25} - 1)]$$

$$A = 0,0937$$

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante [8] :

$$F_{am} = A \times L \times P_u \quad (IV.22)$$

Avec :

- **F_{am}** : Les frais d'amortissement (m) ;
- **L** : La longueur de la conduite (m) ;
- **P_u** : Le prix unitaire de la conduite en (DA/ml).

IV.5.10. Prix des conduites :

Les prix des conduites en PEHD sont présentés dans Annexes (2), (3) et (4), et les prix des conduites en Fonte ductile sont présentés dans Annexe (5).

IV.5.11. Bilan économique :

Le bilan sera :

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

Avec :

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

IV.6 Equipement de l'adduction :

IV.6.1. Robinets et vannes :

Permet l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation.

IV.6.2. Vidange :

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

IV.6.3. Ventouses :

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

IV.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).

IV.7. Description du schéma d'adduction :

Le schéma hydraulique du présent projet est donné dans la figure (III.1), le système d'adduction retenu est constitué de tronçons gravitaires et de refoulement :

- Le point de démarrage est le point piquage qui se situe à une cote de 692,88 m. L'eau s'écoulera gravitairement avec un débit de 19,25 l/s jusqu'à la station de reprise projetée SR1 situé à une cote de 770,52 m sur un linéaire de 650 m.
- À partir de ce dernier l'eau sera pompée vers la station de reprise projetée SR2 située à une cote 1005,83 m sur un linéaire de 1775 m et ensuite refoulée vers le réservoir Rf projeté qui se trouve à une cote de 1132,25 m sur un linéaire de 3860 m.
- Ce dernier alimentera gravitairement les réservoirs qui assurent la distribution vers les villages.

IV.8. Détermination des diamètres économiques :

IV.8.1. Partie 01 : Adduction par refoulement :

IV.8.1.1. Conduite (SR01-SR02) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant :	$Q = 22 \text{ l/s}$;
Longueur de la conduite :	$L_{1-2} = 1775 \text{ m}$;
Côte du trop-plein de SR02 :	$C_{TP(SR02)} = 1009,83 \text{ m}$;
Côte de radier de SR01 :	$C_{rSR01} = 770,52 \text{ m}$;
Hauteur géométrique :	$H_g = 239,313 \text{ m}$;

Notre choix se porte sur une conduite en Fonte ductile PN 40.

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

$$D_{\text{BONNIN}} = 0,1483 \text{ m.}$$

$$D_{\text{BRESSE}} = 0,2224 \text{ m.}$$

Les diamètres normalisés choisis sont : DN 150 et DN 200, DN 250.

a. Calcul des pertes de charge totales :

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

Tableau (IV.1) : Calcul de la HMT.

DN	L (m)	Q (m/s)	V (m/s)	RE	λ	J (m/m)	HT (m)	HMT (m)
0,15	1775	0,022	1,246	186900	0,02141	0,011297	23,0614	262,3744
0,20	1775	0,022	0,701	140200	0,01994	0,002498	5,0990	244,4116
0,25	1775	0,022	0,448	112000	0,01891	0,000774	1,5799	240,8929

b. Calcul des frais d'exploitation :

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

Tableau (IV.2) : Les frais d'exploitation.

DN (m)	P (KW)	E (KWh)	Fexp (DA)
0,15	75,5008586	578714,0814	2702594,76
0,2	70,3318943	539093,9699	2517568,84
0,25	69,3191394	531331,2033	2481316,72

c. Calcul des frais d'amortissement :

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

Tableau (IV.3) : Les frais d'amortissement.

DN (m)	Prix ml (DA)	A	Fam(DA)
0,15	3300	0,0937	548847,75
0,20	3800		632006,5
0,25	5750		956325,625

d. Calcul du bilan :

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

Tableau (IV.4) : Calcul du bilan.

DN (m)	Fam (DA)	Fexp (DA)	Bilan (DA)
0,15	548847,75	2702594,76	3251442,51
0,2	632006,5	2517568,84	3149575,34
0,25	956325,625	2481316,719	3437642,34

On opte pour une conduite de DN 200 car c'est le plus économique, avec une vitesse d'écoulement acceptable de 0,701 m/s.

IV.8.1.2 Conduite (SR02-Rf) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant : $Q = 22$ l/s ;
 Longueur de la conduite : $L_{2-f} = 3860$ m ;
 Côte du trop-plein Rf : $C_{TPRf} = 1136,25$ m ;
 Côte de radier de SR02 : $C_{r(SR02)} = 1005,83$ m ;
 Hauteur géométrique : $H_g = 130,42$ m ;

Notre choix se porte sur une conduite en Fonte ductile PN 40.

Les diamètres économiques sont :

$D_{BONNIN} = 0,1483$ m.

$D_{BRESSE} = 0,2224$ m.

Les diamètres normalisés choisis sont : DN 150, DN 200, DN 250.

a. Calcul des pertes de charge totales :

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

Tableau (IV.5) : Calcul de la HMT.

DN (m)	L (m)	Q (m/s)	V (m/s)	RE	λ	J (m/m)	HT (m)	HMT (m)
0,15	3860	0,022	1,246	186900	0,02141	0,011297	50,15043	180,5704
0,20	3860	0,022	0,701	140200	0,01994	0,002498	11,08775	141,5077
0,25	3860	0,022	0,448	112000	0,01891	0,000774	3,43420	133,8542

b. Calcul des frais d'exploitation :

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

Tableau (IV.6) : Les frais d'exploitation.

DN (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (DA)
0,15	51,96094824	398280,668	1859970,72
0,2	40,72027091	312120,877	1457604,49
0,25	38,5178855	295239,592	1378768,9

c. Calcul des frais d'amortissement :

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

Tableau (IV.7) : Les frais d'amortissement.

DN (m)	Prix ml (DA)	A	Fam (DA)
0,15	3300	0,0937	1193550,6
0,20	3800		1374391,6
0,25	5750		2079671,5

d. Calcul du bilan :

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

Tableau (IV.8) : Calcul du bilan.

DN (m)	Fam (DA)	Fexp (DA)	Bilan (DA)
0,15	1193550,6	1859970,72	3053521,32
0,2	1374391,6	1457604,49	2831996,09
0,25	2079671,5	1378768,9	3458440,4

On opte pour une conduite de DN 200 car c'est le plus économique, avec une vitesse d'écoulement acceptable de 0,701 m/s.

IV.8.2. Partie 02 : Adduction gravitaire :**IV.8.2.1. Conduite (Point de Piquage 1-SR01) :**

Ce tronçon à partir du point du piquage écoulement se fait graviter ment vue la grande pression qui règne dans le conduit principal du transfert qui est de 13 bars.

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant : $Q = 19,25$ l/s ;
 Longueur de la conduite : $L_{PP-1} = 650$ m ;
 Pression au point du piquage : $H_p = 130$ m ;
 Côte piézométrique au départ : $C_P = C_{PP} + H_p = 692,88 + 130 = 822,88$ m ;
 Côte du trop-plein la station de reprise SR01 : $C_{TP(SR01)} = 774,52$ m ;
 Côte au départ (au point du piquage) : $C_{PP} = 692,88$ m ;
 Hauteur géométrique : $H_g = 81,64$ m ;

$D1 = 0,12786$ m.

$D2 = 0,2214$ m.

Donc les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN 10 sont : DN 160, DN 200.

a. Calcul des pertes de charge totales :

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.9) :

Tableau (IV.9) : Calcul de la HMT.

DN (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	HT (m)	HMT
0,16	0,141	1,2334537	173916,972	0,0114231	0,006282	4,49177443	86,131774
0,2	0,1762	0,7898584	139173,059	0,0109691	0,00198	1,4153742	83,05537

Pour que l'eau arrive du point de piquage jusqu' à la station de reprise SR01, il faut que : $HT + H_g \leq H_{pp}$ et puisque $86,13 < 130$ donc la condition est vérifiée.

Donc on optera pour une conduite de DN 160 avec une vitesse acceptable de 1,23 m/s.

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

b. Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :

$$\text{On a : } H_p - \text{HMT} = 130 - (86,13) = 43,87$$

$$\text{Donc : } J_v = 43,847 \text{ m}$$

Avec :

- J_v : la charge supplémentaire dont la vanne aura à dissiper en (m).

c. Choix des vannes :

Le choix s'est porté sur les vannes à papillon pour tous les tronçons gravitaires, pour les raisons suivantes :

- Facilité de manipulation ;
- Possibilité de travailler avec de grands débits (grands diamètres).

➤ Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ (%) :

$$\text{On a : } J_v = \xi \times (V^2/2g)$$

$$\text{D'où : } \xi = J_v \times (2g/V^2)$$

$$\text{Donc : } \xi = (43,66 \times 2 \times 9,81/1,23^2)$$

$$\xi = 568,9$$

➤ Calcul de l'angle de la vanne θ° :

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (6)).

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de 68° .

IV.8.2.2. Conduite (Rf- R1) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

$$\text{Débit transitant : } Q = 6,21 \text{ l/s ;}$$

$$\text{Longueur de la conduite : } L_{Rf-R1} = 120 \text{ m ;}$$

$$\text{Côte de radier du réservoir Rf : } C_{Rf} = 1132,25 \text{ m ;}$$

Côte du trop-plein du réservoir -R1: $C_{TP(R1)}=1108$ m ;

Hauteur géométrique : $H_g = 24,25$ m ;

$D_{min} = 0,072$ m.

$D_{max} = 0,125$ m.

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 10 sont : DN 90, DN 110 et DN 125.

a. Calcul des pertes de charge totales

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.10) :

Tableau (IV.10) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Rf- R1).

DN (m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	HT (m)
0,09	0,0792	1,26116404	99884,1922	0,01273792	0,0130382	1,721042
0,11	0,0968	0,84425031	81723,43	0,01225585	0,00459951	0,607135
0,125	0,1102	0,6514165	71786,0982	0,0119588	0,00234706	0,309812

Pour que l'eau arrive du Rf jusqu'au R1 il faut que : $HT \leq H_g$, et puisque : $1,72 \text{ m} \leq 24,25$, donc la condition est vérifiée.

Donc on optera pour une conduite de DN 90 avec une vitesse acceptable de 1,26 m/s.

b. Calcul de charge dans la vanne des pertes J_v :

$$J_v = H_g - J_t = 24,25 - 1,72 = 22,53 \text{ m}$$

c. Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ (%) :

$$\xi = 24,53 \times (2 \times 9,81 / 1,27^2) = 294,99$$

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

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (6)).

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de 64°.

IV.8.2.3. Conduite (Rf-R2) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant : $Q = 1,68$ l/s ;

Longueur de la conduite : $L_{(Rf-R2)} = 1350$ m ;

Côte de radier du réservoir Rf : $C_{rRf} = 1132,25$ m ;

Côte du trop-plein du réservoir-R2 : $C_{TP(R2)} = 1002$ m ;

Hauteur géométrique : $H_g = 130,25$ m ;

$D_{min} = 0,0377$ m.

$D_{max} = 0,0654$ m.

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 16 sont : DN 50 ? DN 63 et DN 75.

a. Calcul des pertes de charge totales :

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.11) :

Tableau (IV.11) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Rf-R2).

DN (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	HT(m)
0,05	0,0408	1,28563977	52454,1027	0,0145512	0,0300455	44,6175732
0,063	0,0514	0,81005291	41636,7196	0,0138782	0,00903024	13,4099018
0,075	0,0614	0,56767907	34855,4949	0,0133915	0,00358235	5,31979303

Pour que l'eau arrive du Rf jusqu'au R2 il faut que : $HT \leq Hg$, puisque : $44,62 \text{ m} \leq 130,25 \text{ m}$, donc la condition est vérifiée.

Donc On optera pour une conduite de DN 50 avec une vitesse acceptable de 1,29 m/s.

b. Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv :

$$J_v = 130,25 - 44,62 = 85,63 \text{ m}$$

c. Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ (%) :

$$\xi = 85,63 \times (2 \times 9,81 / (1,29)^2) = 1009,60$$

d. Calcul de l'angle de la vanne θ° :

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (6)).

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

IV.8.2.4. Conduite (Rf-R3) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant : $Q = 4,9 \text{ l/s}$;
 Longueur de la conduite : $L_{(Rf-R3)} = 2000 \text{ m}$;
 Côte de radier du réservoir Rf : $C_{Rf} = 1132,25 \text{ m}$;
 Côte du trop-plein du réservoir-R3: $C_{TP(R3)} = 1008 \text{ m}$;
 Hauteur géométrique : $Hg = 124,25 \text{ m}$;
 $D_{min} = 0,0645 \text{ m}$.
 $D_{max} = 0,1117 \text{ m}$.

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 16 sont : DN 90 et DN 110, DN 125.

a. Calcul des pertes de charge totales

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.12) :

Tableau (IV.12) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (RF-R3).

DN (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	HT(m)
0,09	0,0736	1,15231388	84810,3019	0,0129212	0,01188141	26,1390931
0,11	0,09	0,770622	69355,9802	0,0124276	0,00417955	9,1949997
0,125	0,1136	0,48369295	54947,5195	0,0118907	0,00124816	2,74595683

Pour que l'eau arrive du Rf jusqu'au R3 il faut que : $HT \leq Hg$ et puisque : $26,14 \text{ m} \leq 124,25 \text{ m}$, donc la condition est vérifiée.

Donc On optera pour une conduite de DN 90 avec une vitesse acceptable de 1,15 m/s.

b. Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv :

$$J_v = 124,25 - 26,14 = 98,11 \text{ m}$$

c. Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ (%) :

$$\xi = (98,11 \times (2 \times 9,81 / (1,15)^2)) = 1455,51$$

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

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (6)).

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de 82°.

IV.8.2.5 Conduite (Rf-R4) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant : $Q = 1,04 \text{ l/s}$;

Longueur de la conduite : $L_{(Rf-R4)} = 2900 \text{ m}$;

Côte de radier du réservoir Rf : $C_{Rf} = 1132,25 \text{ m}$;

Côte du trop-plein du réservoir- R4 : $CTP_{(R4)} = 1100 \text{ m}$;

Hauteur géométrique : $Hg = 32,25 \text{ m}$;

$D_{min} = 0,0297 \text{ m}$.

$D_{max} = 0,0515 \text{ m}$.

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 10 sont : DN 40, DN 50 et DN 63.

a. Calcul des pertes de charge totales :

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.13) :

Tableau (IV.13) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Rf-R4)

DN (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	HT (m)
0,04	0,0352	1,06924778	37637,5217	0,01500742	0,02484398	79,25230
0,05	0,044	0,68431858	30110,0174	0,01432593	0,00777119	24,79011
0,063	0,0554	0,43166233	23914,0932	0,01366988	0,00234339	7,475407

Pour que l'eau arrive du Rf jusqu'au R4 il faut que : $HT \leq Hg$, puisque : $24,79 \text{ m} \leq 32,25 \text{ m}$, donc les conditions est vérifiée.

Donc on optera pour une conduite de DN 50 avec une vitesse acceptable de 0,68m/s.

b. Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv :

$$J_v = 32,25 - 24,80 = 7,45 \text{ m}$$

c. Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ (%)

$$\xi = (7,45 \times (2 \times 9,81 / 0,68^2)) = 316,11$$

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

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (6)).

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de 64°.

IV.8.2.6. Conduite (Rf-R5) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant : $Q = 1,82$ l/s ;
 Longueur de la conduite : $L_{(Rf-R5)} = 3300$ m ;
 Côte de radier du réservoir Rf : $C_{rRf} = 1132,25$ m ;
 Côte du trop-plein du réservoir- R5: $C_{TP(R5)} = 970$ m ;
 Hauteur géométrique : $H_g = 162,25$ m ;
 $D_{min} = 0,0393$ m.
 $D_{max} = 0,0681$ m.

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 20 sont : DN 40, DN 50, DN 63 et DN 75

a. Calcul des pertes de charge totales :

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.14) :

Tableau (IV.14) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Rf-R5).

DN (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	HT(m)
0,05	0,0362	1,7692312	64046,1695	0,0149192	0,065752	238,6793
0,063	0,0458	1,10527609	50621,6449	0,0142084	0,019316	70,1179
0,075	0,0544	0,78343674	42618,9584	0,0137201	0,007889	28,64003

Pour que l'eau arrive du Rf jusqu'au R5 il faut que : $HT \leq H_g$, et puisque : $70,11 \text{ m} \leq 162,25 \text{ m}$, donc la condition est vérifiée.

Donc on optera pour une conduite de DN 63 avec une vitesse acceptable de 1,11 m/s.

b. Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :

$$J_v = 162,25 - 70,11 = 92,14 \text{ m}$$

c. Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ (%) :

$$\xi = 92,14 \times (2 \times 9,81 / 1,11^2) = 1467,24$$

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

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (6)).

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de 82°.

II.8.2.7. Conduite (Rf- Point du piquage2 (PP2)) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant : $Q = 9,111/s$;
 Longueur de la conduite : $L_{(Rf-PP2)} = 5000$ m ;
 Côte de radier du réservoir Rf : $C_{rRf} = 1132,25$ m ;
 Côte au point du piquage : $C_{PP2} = 976$ m ;
 Hauteur géométrique : $H_g = 156,25$ m ;
 $D_{min} = 0,0879$ m.
 $D_{max} = 0,152$ m.

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 16 sont : DN 110 et DN 125 et DN 160.

a. Calcul des pertes de charge totales:

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.15) :

Tableau (IV.15) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Rf-PP2).

DN (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	HT(m)
0,11	0,09	1,43272784	128945,506	0,01242761	0,014447	79,45776
0,125	0,1022	1,11108409	113552,794	0,01213014	0,007468	41,07452
0,16	0,1308	0,67831783	88723,972	0,01158244	0,002076	11,42148

Pour que l'eau arrive du Rf jusqu'au PP(2) il faut que : $HT \leq H_g$, puisque : $79,45 \text{ m} \leq 156,25 \text{ m}$, donc la condition est vérifiée.

Donc on optera pour une conduite de DN 110 avec une vitesse acceptable de 1,43 m/s.

b. Calcul des pertes de charge dans la vanne Jv :

$$J_v = 156,25 - 79,45 = 76,8 \text{ m}$$

c. Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ (%) :

$$\xi = 76,8 \times (2 \times 9,81 / 1,43^2) = 736,87$$

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

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (6)).

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de 70°.

IV.8.2.8. Conduite (Point du piquage2-R6) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant : $Q = 1,661/s$;
 Longueur de la conduite : $L_{(PP2-R6)} = 200$ m ;
 Côte au point du piquage : $C_{PP2} = 976$ m ;
 Côte du trop-plein du réservoir R6 : $C_{TPR6} = 964$ m ;
 Hauteur géométrique : $H_g = 12$ m ;
 $D_{min} = 0,038$ m.

$D_{\max} = 0,065$ m.

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 10 sont : DN 50, DN 63 et DN 75.

a. Calcul des pertes de charge totales :

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.16)

Tableau (IV.16) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (Rf-R6).

DN (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	HT (m)
0,05	0,044	1,09227773	48060,22	0,014326	0,01979872	4,35571947
0,063	0,0554	0,68899949	38170,572	0,01367	0,00597027	1,31345838
0,075	0,066	0,48545677	32040,147	0,013201	0,00240251	0,52855242

Pour que l'eau arrive du PP2 jusqu'au R6 il faut que : $HT \leq H_g$, et puisque : $4,36 \text{ m} \leq 12 \text{ m}$, donc la condition est vérifiée.

Donc on optera pour une conduite de DN 50 avec une vitesse acceptable de 1,09 m/s.

b. Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :

$$J_v = 12 - 4,36 = 7,64 \text{ m}$$

c. Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ (%) :

$$\xi = 7,64 \times (2 \times 9,81 / 1,09^2) = 126,165$$

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

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (6)).

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de 60°.

IV.8.2.9. Conduite (PP2-R7) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

Débit transitant : $Q = 7,451/s$;

Longueur de la conduite : $L_{(PP2-R7)} = 300 \text{ m}$;

Côte au point du piquage : $C_{PP2} = 976 \text{ m}$

Côte du trop-plein du réservoir R7 : $C_{TP(R7)} = 970 \text{ m}$;

Hauteur géométrique : $H_g = 6 \text{ m}$;

$D_{\min} = 0,079 \text{ m}$.

$D_{\max} = 0,137 \text{ m}$.

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 10 sont : DN 90, DN 110 et DN 125.

a. Calcul des pertes de charge totales :

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.17) :

Tableau (IV.17) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (PP2-R7).

DN (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	HT(m)
0,09	0,0792	1,51299068	119828,862	0,012921	0,02746554	9,06362984
0,110	0,0968	1,01282847	98041,7961	0,012428	0,00966161	3,18833072
0,125	0,1102	0,78149	86120,1984	0,012130	0,00499443	1,64816061

Pour que l'eau arrive du Rf jusqu'au R7 il faut que : $HT \leq Hg$, et puisque : $3,19 \text{ m} \leq 6 \text{ m}$, donc la condition est vérifiée.

Donc on optera pour une conduite de DN 110 avec une vitesse acceptable de 1,01 m/s.

b. Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :

$$J_v = 6 - 3,19 = 2,81 \text{ m}$$

c. Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ (%) :

$$\xi = 2,81 \times (2 \times 9,81 / 1,01^2) = 54,05$$

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

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (6)).

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de 59°.

IV.8.2.10. Conduite (R3-R8) :

Les caractéristiques de cette conduite sont :

- Débit transitant : $Q = 3,1 \text{ l/s}$;
 Longueur de la conduite : $L_{(R7-R8)} = 600 \text{ m}$;
 Côte de radier du réservoir R7: $C_{R7} = 966 \text{ m}$;
 Côte du trop-plein réservoir R8 : $C_{TPR8} = 900 \text{ m}$;
 Hauteur géométrique : $Hg = 66 \text{ m}$;
 $D_{min} = 0,051 \text{ m}$.
 $D_{max} = 0,088 \text{ m}$.

Les diamètres nominaux des conduites en PEHD PN 10 sont : DN 63, DN 75 et DN 90.

a. Calcul des pertes de charge totales :

Les valeurs des pertes de charge totales sont données dans le tableau (IV.18) :

Tableau (IV.18) : Calcul des pertes de charge totales dans la conduite (R7-R8).

DN (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	λ	j (m/m)	HT(m)
0,063	0,0554	1,2866858	71282,393	0,01367	0,02082096	13,7418366
0,075	0,066	0,90657589	59834,009	0,013201	0,00837862	5,52989045
0,09	0,0792	0,62956659	49861,674	0,012738	0,00324906	2,14437995

Pour que l'eau arrive du PP2 jusqu'au R8 il faut que : $HT \leq Hg$, et puisque : $13,74 \text{ m} \leq 66 \text{ m}$, donc la condition est vérifiée.

Donc on optera pour une conduite de DN 63 avec une vitesse acceptable de 1,29 m/s.

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

b. Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :

$$J_v = 66 - 13,74 = 52,26 \text{ m}$$

c. Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ξ (%) :

$$\xi = 52,27 \times (2 \times 9,81 / 1,29^2) = 616,15$$

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

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (l'annexe (6)).

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de 68°.

Conclusion :

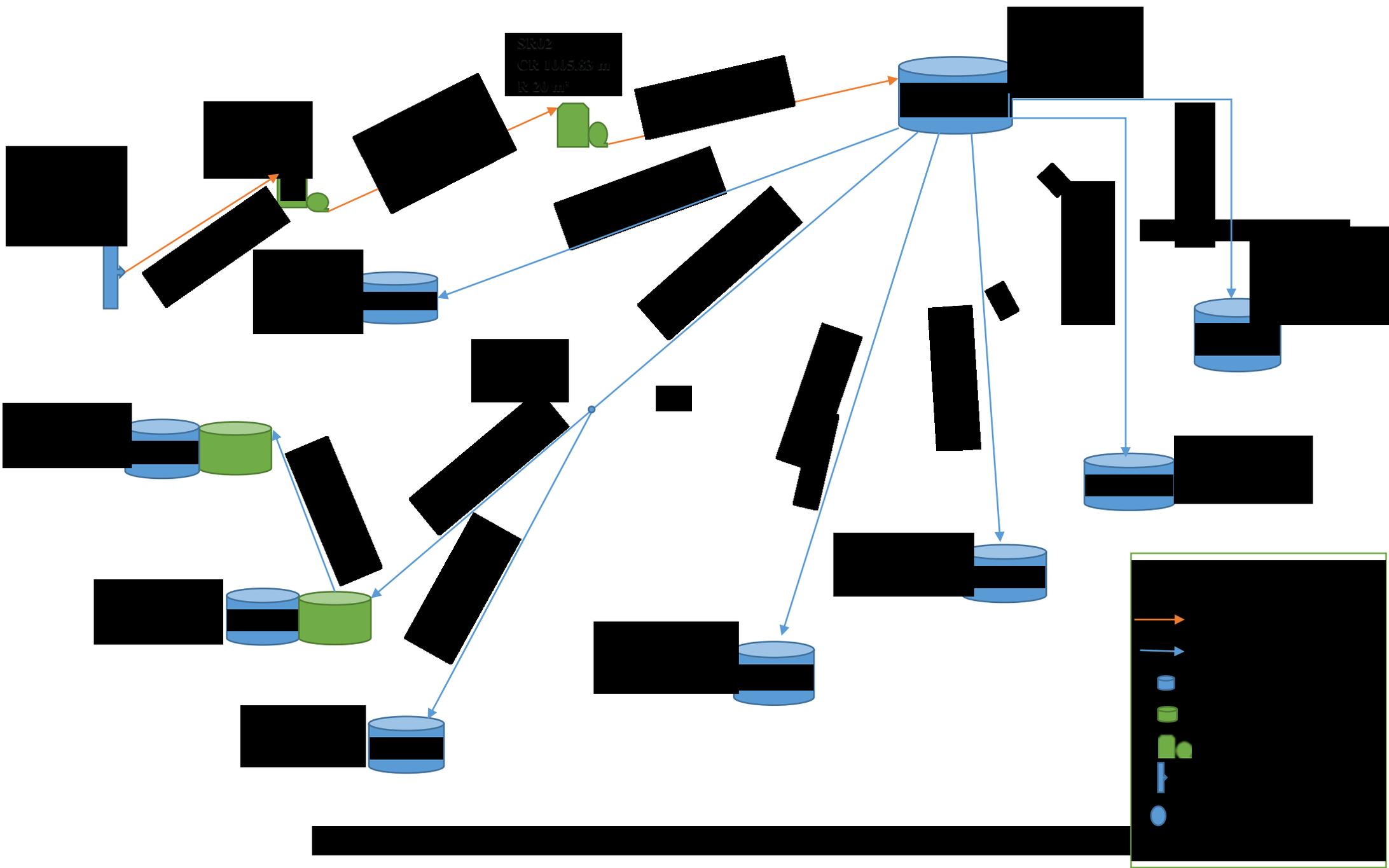
Dans ce chapitre, nous avons traité deux types d'adduction, à savoir : l'adduction par refoulement et l'adduction gravitaire, nous avons calculé les différents paramètres pour une étude technico-économique des conduites d'adduction, on a choisi deux types de matériaux qui sont :

La fonte ductile dans l'adduction par refoulement voyait les dénivelés entre les différentes stations de reprise qui sont importantes aussi les HMT à qui il faut un matériau très résistant à ces hauteurs, et on a utilisé le PEHD de différentes pressions nominales dans l'adduction gravitaire. Après cette étude, il faut choisir des pompes convenables qui répondent aux conditions d'exploitations désirées, et ça sera réalisé dans le chapitre suivant.

Les résultats récapitulatifs sont présentés dans le tableau (IV.19) ci-dessous :

Tableau (IV.19) : Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons.

Tronçons	Type d'adduction	Matériaux	Paramètres			PN (Bar)
			D (mm)	V (m/s)	L (m)	
PP-SR1	Gravitaire	PEHD	160	1,09	650	10
SR1-SR2	Refoulement	Fonte ductile	200	1,25	1775	40
SR2-Rf	Refoulement	Fonte ductile	200	1,25	3860	40
Rf-R1	Gravitaire	PEHD	90	1,26	120	10
Rf-R2	Gravitaire	PEHD	50	1,29	1350	16
Rf-R3	Gravitaire	PEHD	90	1,15	2000	16
Rf-R4	Gravitaire	PEHD	50	0,68	2900	10
Rf-R5	Gravitaire	PEHD	63	1,11	3300	20
Rf-PP2	Gravitaire	PEHD	110	1,43	5000	16
Rf-R6	Gravitaire	PEHD	50	1,09	200	10
PP2-R7	Gravitaire	PEHD	110	1,01	300	10
R7-R8	Gravitaire	PEHD	63	1,29	600	10



Les pompes

V.1. Introduction :

On appelle une pompe toute machine qui permet d'élever un fluide d'un point plus bas vers un point plus haut, et le rôle essentiel de la pompe est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

Dans ce présent chapitre, notre étude sera basée sur le choix des pompes idéales à l'usage du projet, qui nous permettra d'assurer le débit et la hauteur manométrique total demandé au niveau des deux stations de reprise projetée longue de la chaîne d'adduction.

V.2. Classification des pompes :

Les pompes sont classées comme suit [6] :

Selon les modes de déplacements des liquides à l'intérieur des pompes, on peut distinguer deux types de pompes :

V.2.1. Les pompes volumétriques :

Leurs principes de fonctionnement consistent à déplacer des volumes élémentaires de liquide de l'aspiration vers le refoulement. On cite les pompes à pistons, ces dernières sont utilisées pour des grandes pressions de refoulement.

Le déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement se fait par un mouvement de translation, rotation, ou mixte.

V.2.2. Les turbopompes :

Les turbopompes sont actuellement les plus employées dans le domaine d'hydraulique, les principales raisons sont les suivantes :

- L'encombrement des turbopompes est environ huit fois moindre que celui des pompes volumétriques ;
- Les frais d'entretien d'une turbopompe sont peu élevés ;

Leurs principes de fonctionnement consistent en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement en moyens d'un organe actif de la pompe qui s'appelle la roue.

Selon le type de la roue et son mode d'action, les turbopompes sont classées en trois catégories :

- Pompes à centrifuges ;
- Pompes hélices ;
- Pompes hélico-centrifuges.

V.3. Choix des pompes :

Le choix des pompes à installer se portera sur les critères suivants [6] :

- Le débit a refoulé la hauteur d'élévation d'eau (Hmt) ;
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau ;

- Le rendement de la pompe qui doit être acceptable d'une façon à avoir un coup minimum d'un mètre cube d'eau à élever.

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées dans le domaine de l'alimentation en eau potable pour les avantages suivants :

- Elles refoulent de grands débits à des hauteurs importantes ;
- Elles constituent des groupes légers, moins chers, d'un rendement acceptable et peu encombrant, ce qui permet de réaliser d'appréciables économies sur les bâtiments abritant les installations de pompage.

V.4. Classification des pompes centrifuges :

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- Suivant la forme de la roue, on distingue :
 - Pompes centrifuges radiales ;
 - Pompes centrifuges semi-axiales ;
- Suivant le nombre de roues, on distingue :
 - Pompes monocellulaires, lorsque il n'y a qu'une seule roue ;
 - Pompes multicellulaires, lorsque il y a plus d'une roue.
- Suivant la position de l'axe, on distingue :
 - Pompes à axe horizontal ;
 - Pompes à axe vertical.

V.5. Constitution d'une pompe centrifuge :

Généralement, une pompe centrifuge comporte [4] :

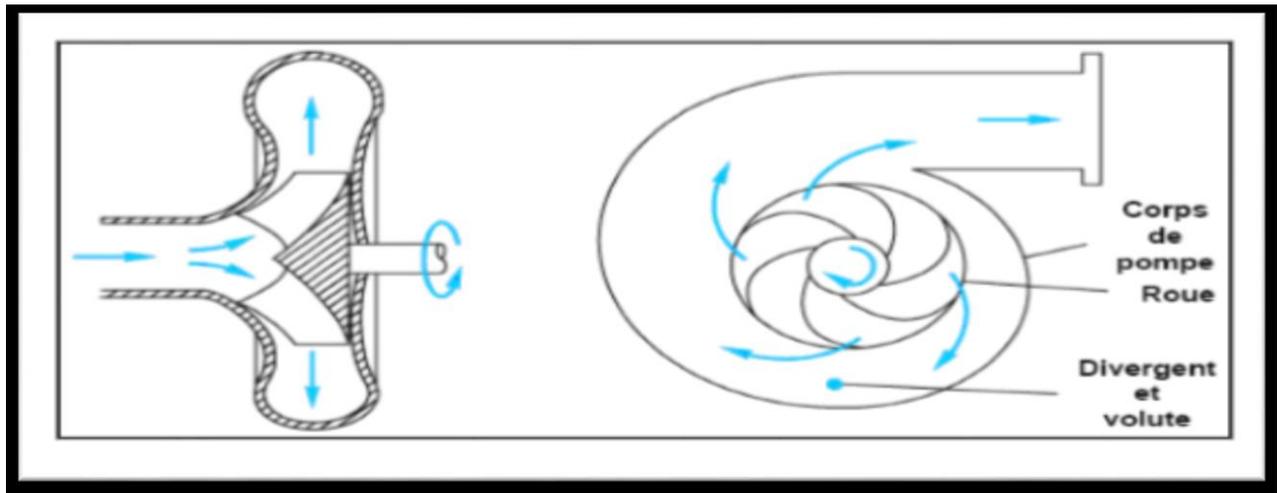
V.5.1. Un organe mobile (la roue) :

Elle constitue l'organe essentiel de la pompe, en comportent les aubages dont la concavité de la courbure est dirigé vers le sens opposé de la rotation de l'arbre. Une roue est caractérisée par ses angles des aubages, ses diamètres, sa largeur et enfin la vitesse de rotation à laquelle elle doit tourner (vitesse de rotation).

V.5.2. Un organe fixe (volute) :

Appelé corps de la pompe, c'est une sorte tubulure profilée qui a pour le but de transformer l'énergie mécanique contenue dans le fluide sortant de la roue en énergie de pression.

Lorsqu'il s'agit des pompes multicellulaires le corps de la pompe seront remplacées par le diffuseur.



Figure(V.1) : Constitution d'une pompe centrifuge.

V.6. Les courbes caractéristiques d'une pompe :

Les courbes principales qui caractérisent une pompe et qui expriment ses préférences, sont pour une vitesse de rotation donnée, au nombre trois [5] :

V.6.1. la courbe hauteur-débit ($H = f(Q)$) :

Elle représente les variations de différentes hauteurs en fonction du débit.

V.6.2. La courbe rendement-débit ($\eta = f(Q)$) :

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

V.6.3. La courbe des puissances absorbées-débit ($P = f(Q)$) :

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits

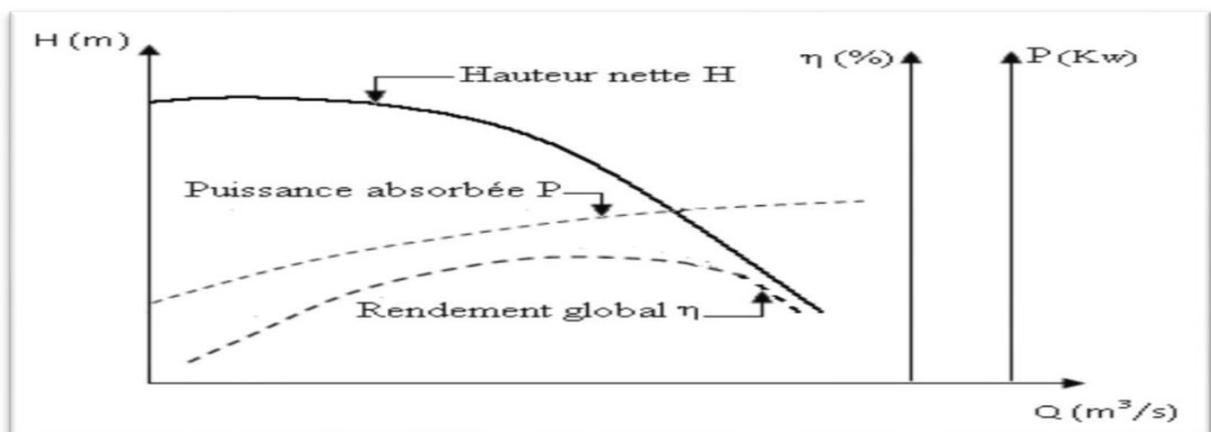


Figure (V.2) : Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

V.7. Caractéristiques d'une conduite :

On appelle courbe de réseau (conduite) le tracé des pertes de charge et de variations de pression et d'élévation en fonction du débit. La courbe caractéristique du réseau est définie suivant l'équation suivante [5] :

$$H_c = H_g + a \times Q^2 \quad (V.1)$$

Avec :

- $a \times Q^2$: Perte de charge au point considéré (m) ;
- H_g : hauteur géométrique (m) ;
- a : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m) ;
- H_c : caractéristique de la conduite (m).

V.8. Puissance absorbée (Pa) :

C'est la puissance mécanique, absorbée au niveau de l'arbre de la pompe. Elle s'exprime comme suit [5] :

$$P = \frac{\rho \times Q \times H}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (V.2)$$

Avec :

- P_a : puissance absorbée en (KW) ;
- Q : débit a refoulé en (m^3/s) ;
- H : hauteur manométrique totale en (m) ;
- η : rendement de la pompe (%).

V.9. Le point de fonctionnement de la pompe :

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe ($H = f(Q)$) avec la courbe caractéristique de la conduite ($H_c = f(Q)$) qui sont représentés dans la figure (V.6) ; et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelée point nominal [5].

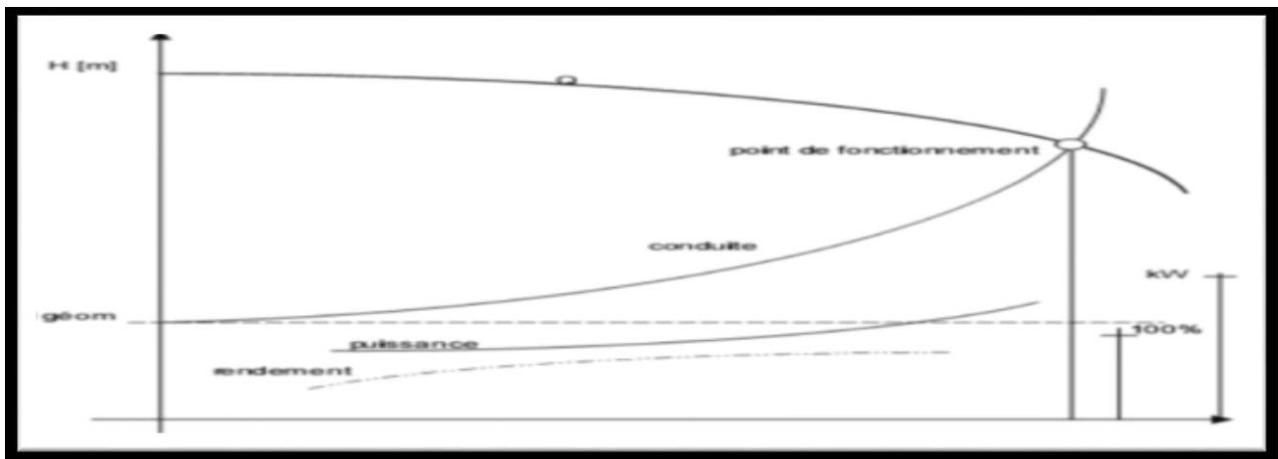


Figure (V.3) : Point de fonctionnement d'une pompe.

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 des similitudes. (Figure (V.7)). Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

V.9.1. Réduction ou augmentation du temps de pompage :

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

$$Q \times T = \text{Costante.} \quad (\text{V.3})$$

Dans notre cas le temps de pompage est de 21 heures.

- Le volume entrant dans le réservoir est donc :

$$V = 21 \times Q_1$$

On aura le même volume après refoulement d'un débit Q pendant un temps.

- Le nouveau temps de fonctionnement sera obtenu par légalité suivante :

$$21 \times Q = t \times Q_1 \quad (\text{V.4})$$

$$t = 21 \times \left(\frac{Q}{Q_1}\right) \quad (\text{V.6})$$

- La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (\text{V.7})$$

V.9.2. Régulation par étouffement (Le vannage) :

Afin de ramener le point de fonctionnement au point désiré, précédon au vannage c'est-à-dire, ferme la vanne de manière à changer la caractéristique du réseau jusqu'à ce que le point de fonctionnement soit celui désiré le débit Q_1 . La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad (\text{V.8})$$

Avec :

$$H' = H_g + J_v \quad (\text{V.9})$$

Ou' :

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

Inconvénients :

- L'énergie électrique que consommera la pompe dans ce cas sera plus élevée.
- Diminution du rendement de la pompe.
- Diminution de la durée de service de la pompe et risque de détérioration de cette dernière.

V.9.3. Le 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 $P1$; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P2 (Q2, H2)$ avant le rognage qui est le point homologue du point désiré. On aura alors :

On aura donc :

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

Avec :

- m : coefficient de rognage

Et le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \quad (\text{V.11})$$

- La puissance absorbée par la pompe sera

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

Inconvénient :

- Très difficile à réaliser, elle demande une grande précision.

V.9.4. Variation de la vitesse de rotation :

Il est en général possible d'ajuster le débit d'une pompe en agissant sur sa vitesse de rotation. Cette solution est bien souvent la plus intéressante d'un point de vue énergétique, cette méthode consiste à faire varier la vitesse de rotation.

À cet effet on cherche une vitesse N' , Pour cela on trace la parabole $H_c = a \times Q^2$ passants par l'origine et par le point désiré P et coupe la caractéristique de la pompe au point $P3 (Q_3, H_3)$.

En utilisant les lois de similitudes : $\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{N}{N'}$

La nouvelle vitesse de rotation N' donnée par :

$$N' = \frac{Q_1}{Q_2} \times N \text{ (Tr/min)} \quad (\text{V.13})$$

- La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \text{ (Kw)} \quad (\text{V.14})$$

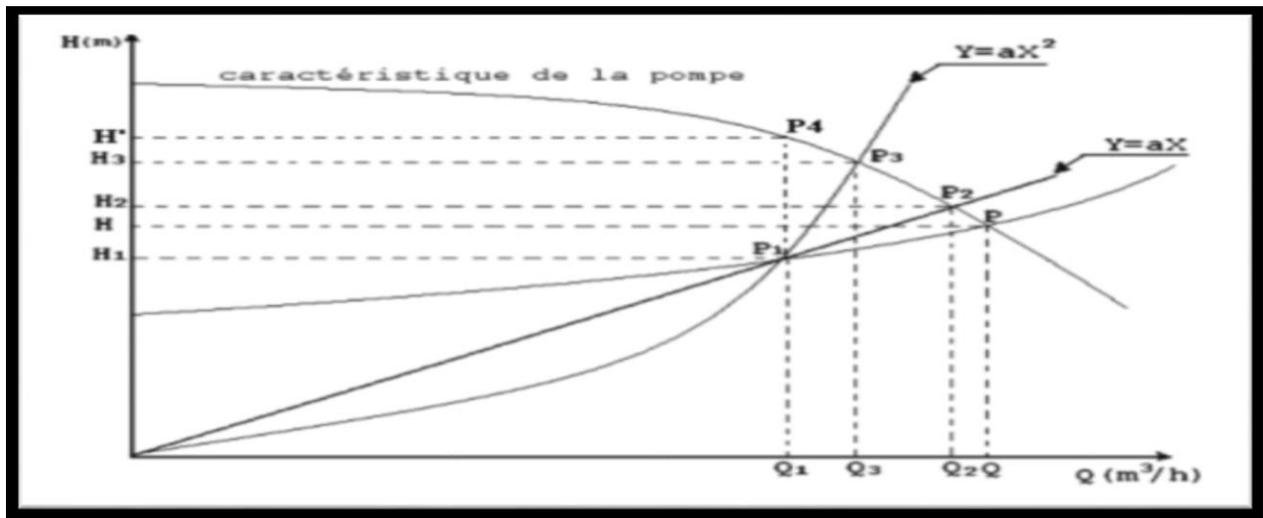


Figure (V.4) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.

V.10. Couplage des pompes :

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

V.10.1. Couplage en série :

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

V.10.2. Couplage en parallèle :

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.

V.11. 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 de 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 (c'est donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration (NPSH)_r (donnée par le constructeur).

V.11.1. Le NPSH requis (NPSH)_r :

C'est la hauteur minimale de liquide suppose a 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.

V.11.2. Le NPSH disponible (NPSH)_d :

C'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 :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \tag{V.11}$$

➤ **Pour l'alimentation en charge :**

$$(NPSH)_r = \left(\frac{P_0}{g} \times \rho\right) + H_a - (J_a + T_v) \tag{V.12}$$

Avec :

- **H_a** : hauteur d'aspiration en (m) ;
- **J_a** : perte de charge à l'aspiration en (m) ;
- **((P₀/g) × ρ)** : pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en(m) :

$$((P_0/g) \times \rho) = 10,33 - 0,0012 \times C_a \tag{V.13}$$
- **C_a** : Côte du plan d'aspiration (m) ;
- **T_v** : c'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée. Dans notre étude on prend T= 20 °C.

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

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

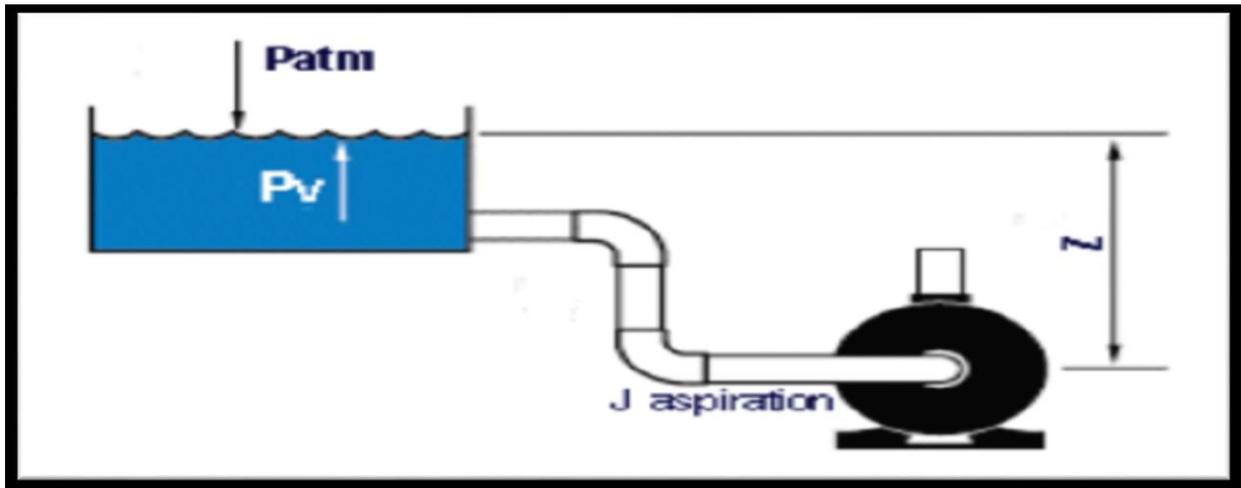


Figure (V.5) : Schéma d'une installation d'une pompe en charge.

➤ Pour l'alimentation en dépression :

$$(NPSH)_r = \left(\frac{P_0}{g} \times \rho \right) - H_a - (J_a + T_v) \quad (V.14)$$

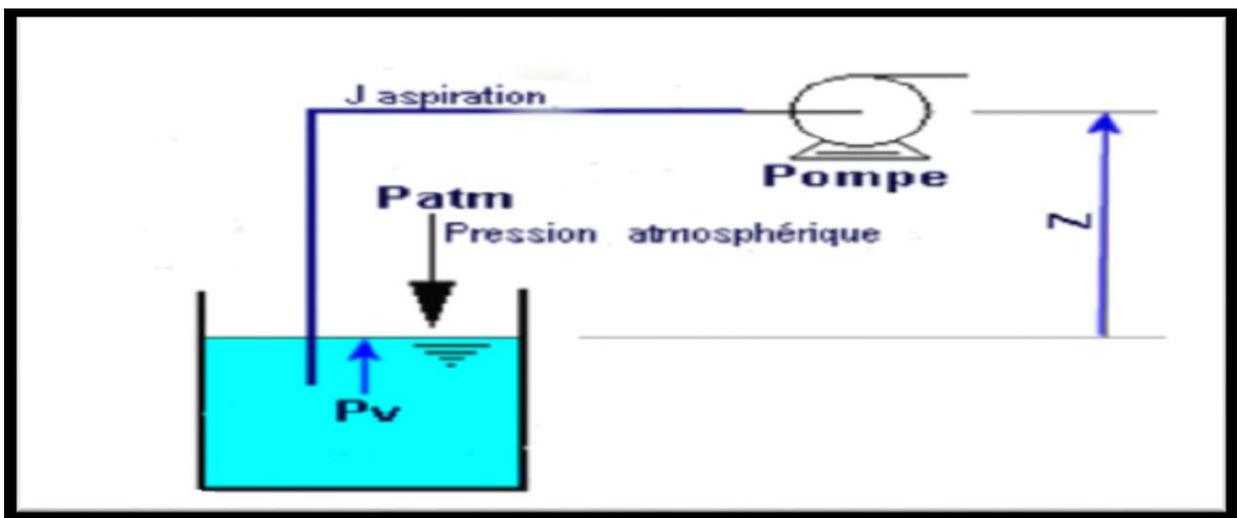


Figure (V.6) : Schéma d'une installation d'une pompe en dépression.

V.9. Choix des pompes pour différentes stations de pompages :

V.9.1. Elévation de l'eau de la SR1 vers la SR2 :

▪ Les caractéristiques de la conduite :

Débit transitant : $Q_1 = 22 \text{ l/s}$;

Hauteur géométrique : $H_g = 239,313 \text{ m}$;

Hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 244,41 \text{ m}$.

▪ Les Caractéristiques de la première pompe :

D'après le catalogue numérique des pompes, on opte pour une pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (**PM 80/ 10 E**), dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe(7)) :

- $Q = 22\text{l/s}$;
- $N = 2900\text{ tr/min}$;
- $H = 244\text{ m}$;
- $P_a = 75,2\text{ Kw}$;
- $\eta = 72,2\%$;
- $(NPSH)_r = 3,24\text{ m}$;
- Le point de fonctionnement P2 ($Q_2 = 22\text{ l/s}$, $H_2 = 244\text{ m}$) ;
- Le point désire P1 ($Q_1 = 22\text{l/s}$, $H_1 = 244,38\text{ m}$).

On remarque que le point de fonctionnement coïncide avec le point désire, d'où cette pompe ne nécessite pas des modifications figure (V.11).

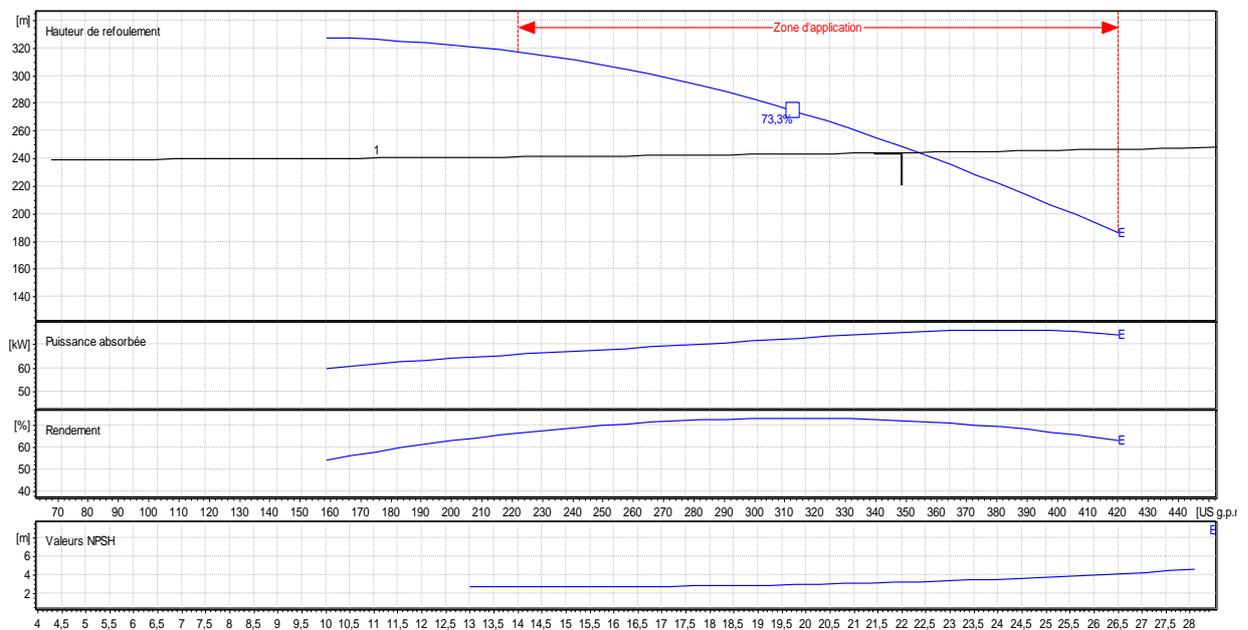


Figure (V.7) : Courbe caractéristique de la pompe 1.

IV.9.2. Elévation de l'eau de la SR2 vers le réservoir Rf :

▪ Les caractéristiques de la conduite :

Débit transitant : $Q_1 = 22\text{ l/s}$;

Hauteur géométrique : $H_g = 130,313\text{ m}$;

Hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 141,50\text{ m}$.

▪ Les caractéristiques de la deuxième pompe :

D'après le catalogue numérique des pompes, on opte pour une pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal (**PM 100/ 9 A**), dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe(8)).

- $Q = 22 \text{ l/s}$;
- $NPSH_r = 1,97 \text{ m}$;
- $P_a = 40,8 \text{ KW}$;
- $H = 142 \text{ m}$;
- $\eta_l = 74,1 \%$;
- Le point de fonctionnement P_2 ($Q_2=22\text{l/s}$, $H_2=142 \text{ m}$) ;
- Le point désire P_1 ($Q_1=22\text{l/s}$, $H_1=141,50\text{m}$).

On remarque que le point de fonctionnement coïncide avec le point désire, d'où cette pompe ne nécessite pas des modifications figure (V.12)

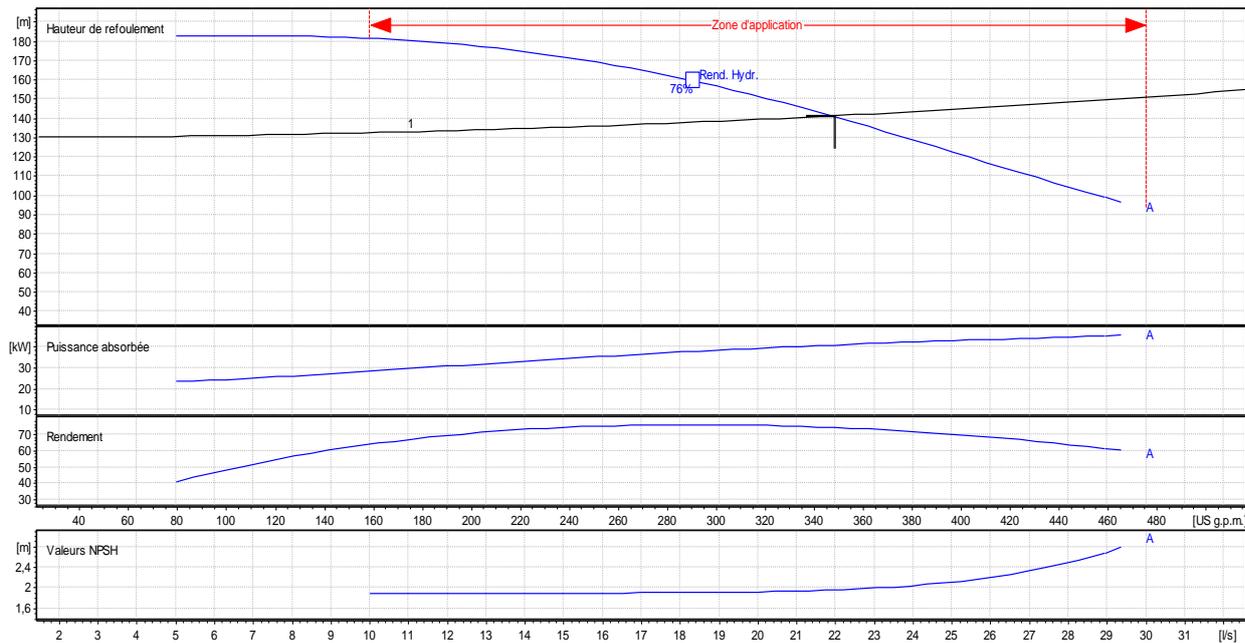


Figure (V.8) : Courbe caractéristique de la pompe 2.

V.10. Etude de la cavitation :

V.10.1. La pompe de la première station SR01 :

On a les caractéristiques suivantes :

$(NPSH)_r = 3,24 \text{ m}$;

Cote du plan d'aspiration : $C_a = 770,52 \text{ m}$;

Cote de l'axe d'aspiration de la pompe : $C_p = 769,52 \text{ m}$;

Hauteur d'aspiration : $H_p = C_a - C_p = 770,52 - 769,52 = 1 \text{ m}$.

- Calcul la pression a la cote d'aspiration :

$$P_0 / (g \times \rho) = 10,33 - (770,52 \times 0,0012) = 9,40 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9,40 + 1 - (0 + 0,238) = 10,132 \text{ m}$$

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne Cavite pas.

V.10.2. La pompe de la deuxième station SR02 :

On a les caractéristiques suivantes :

$$(NPSH)_r = 1,97 \text{ m ;}$$

$$\text{Cote du plan d'aspiration : } C_a = 1005,83 \text{ m ;}$$

$$\text{Cote de l'axe d'aspiration de la pompe : } C_p = 1004,83 \text{ m ;}$$

$$\text{Hauteur d'aspiration : } H_p = C_a - C_p = 1005,83 - 1004,83 = 1 \text{ m.}$$

- Calcul la pression a la cote d'aspiration :

$$P_0 / (g \times \rho) = 10,33 - (1005,83 \times 0,0012) = 9,12 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9,12 + 1 - (0 + 0,238) = 9,88 \text{ m}$$

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne Cavite pas.

Conclusion :

Pour le choix du type de la pompe adéquate, nous avons dans ce chapitre utilisé le catalogue numérique des pompes. Pour les deux stations de pompage nous avons opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontal, en prévenant une pompe de secours aussi et ce pour chaque station de pompage. Par la suite, nous avons vérifié la non cavitation des pompes utilisées.

Les résultats récapitulatifs sont présentés dans le tableau (V.2) ci-dessous :

Tableau (V.2) : Récapitulatif des caractéristiques de toutes les pompes de notre projet.

Niveau de pompage	Type de la pompe	Caractéristique de la pompe	La cavitation
Station de reprise 01	(PM 80/ 10 E)	$Q=22l/s$ $N=2900tr/min$ $H=244m$ $Pa=75,2KW$ $\eta=72,2\%$ $(NPSH)_r=3,24m$	Ne Cavite pas
Station de reprise 02	(PM 100/ 9 A)	$Q=22l/s$ $NPSH_r=1,97 \text{ m}$ $Pa=40,8 \text{ KW}$ $H=142m$ $N=1450 \text{ tr/min}$ $\eta=74,1\%$	Ne Cavite pas

Pose et protection des conduites

VI.1.Introduction :

Dans ce chapitre nous allons mentionner les différents types de pose des conduites selon le lieu et les obstacles qui peuvent être rencontrés dans la première partie, et aussi les méthodes de protection des conduites de plusieurs phénomènes dans les parties suivantes.

Parmi les problèmes qu'ils rencontrent, citons la pose des conduites et le coup de bélier les réseaux d'adduction et de distribution d'eau sous pression. L'objectif de ces techniques de pose et des moyens anti-béliers.

VI.2.Première partie : Pose des conduites

Le rôle de l'ingénieur ou de technicien est de concevoir d'une manière précise les dimensions de la fouille que ce soit pendant la pose des conduites, pour la sécurité des ouvriers, ou après pour le bien fonctionnement du réseau.

VI.2.1. Pose en tranchées :

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0,6 m, permettant aux ouvriers d'y accéder [5].

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suit :

- Une distance suffisante doit être aménagée au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les différentes sollicitations extérieures des charges mobiles. Cette distance est comprise entre 0,6 à 1,2 m suivant que les régions soient exposées aux gels ou non ;
- Le fond de la tranchée est ensuite recouvert d'un lit de pose de 0,15 à 0,2 m d'épaisseur, ce lit de pose est assuré par :
 - Du gravier dans les terres ordinaires ;
 - Des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;
 - Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

Avant la descente en fouille, nous examinons les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subi des chocs, et nous débarrassons les autres de tout corps étranger. Finalement, nous passons au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées au-dessous et sur les côtés des conduites avec une terre purgée de pierres. La coupe transversale d'une conduite enterrée, (figure (VI.1)).

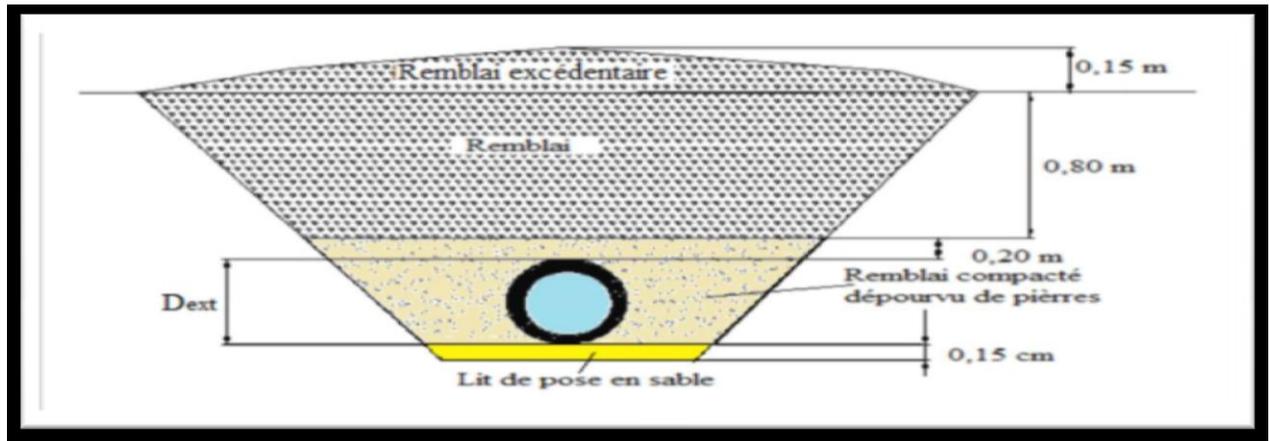


Figure (VI.1) : Coupe transversale d'une conduite enterrée.

Le choix du matériau du remblaiement utilisé et le soin apporté lors de la pose, ont une incidence primordiale sur le vieillissement des canalisations. Il est tout d'abord nécessaire de choisir un matériau qui permette une meilleure stabilisation de la conduite, tel que le sable ou le gravier. Un grand soin doit être apporté lors de la pose des conduites afin d'éviter certains chocs à la canalisation : des chocs qui pourraient engendrer une dégradation du revêtement de la paroi extérieure impliquant une fragilisation de la conduite à la corrosion.

VI.2.2. Traverse des points spéciaux :

Pendant l'exécution des travaux de terrassement s'en trouve dans pas mal des cas obligés de traverser des points spéciaux : route, chemin de fer ou une rivière.

- **Traversée d'une route :**

À cause des différentes charges à supporter qui peuvent provoquer des ruptures au niveau des conduites, et par conséquent des infiltrations nuisibles, la canalisation sera introduite à l'intérieur d'une buse de diamètre supérieur pour la préserver des vibrations et des surcharges [5].

La traversée d'une route est représentée dans la figure (VI.2).

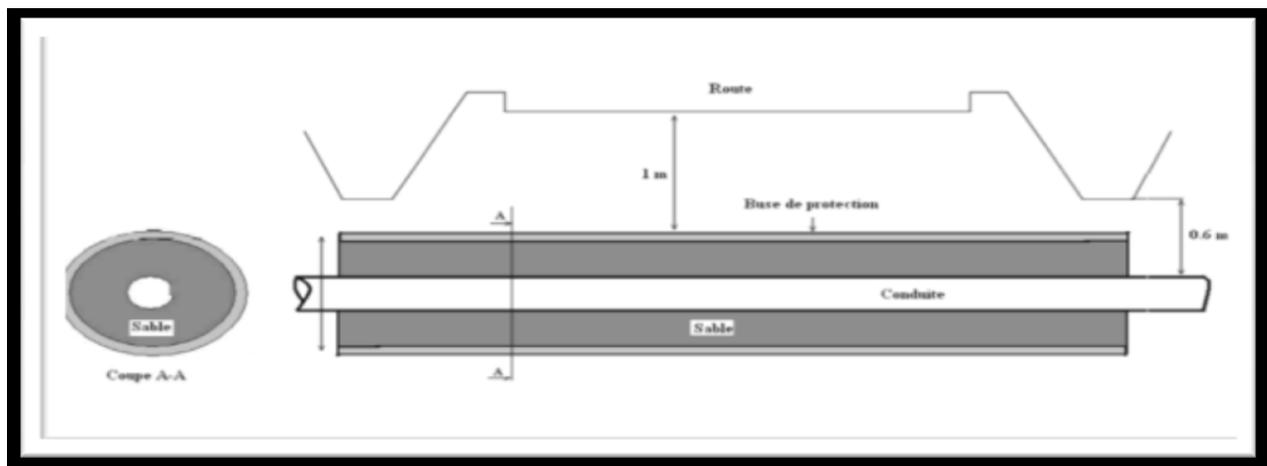


Figure (VI.2) : Traversée d'une route.

- **Traversée d'une rivière :**

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

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

Pour le matériau des conduites utilisé, il dépend de la longueur de la traversée à effectuer et du diamètre des tuyaux et le mode d'immersion [5].

La traversée des oueds ou des rivières est représenté dans la figure (VI.3) :

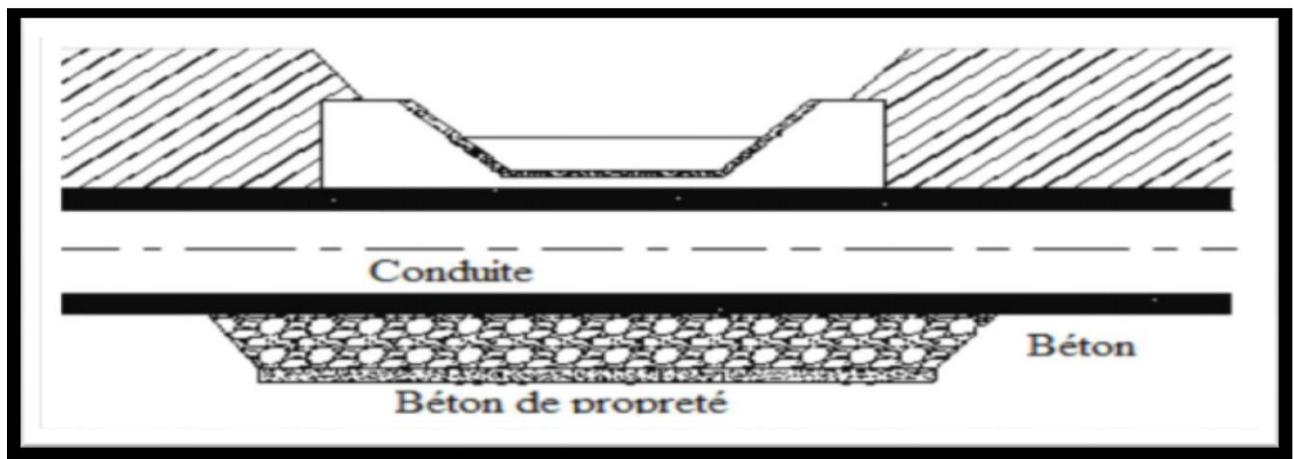


Figure (VI.3) : Traversée d'un oued ou d'une rivière.

- **Traversée d'un chemin de fer :**

La traversée des voies ferrées se fait de la même manière que celle des routes. Le tronçon sera introduit dans un fourreau de protection en béton armé préfabriqué, de diamètre supérieur à celui de la conduite de 30cm [5].

La traversée d'un chemin de fer est représentée dans la figure (VI.4) :

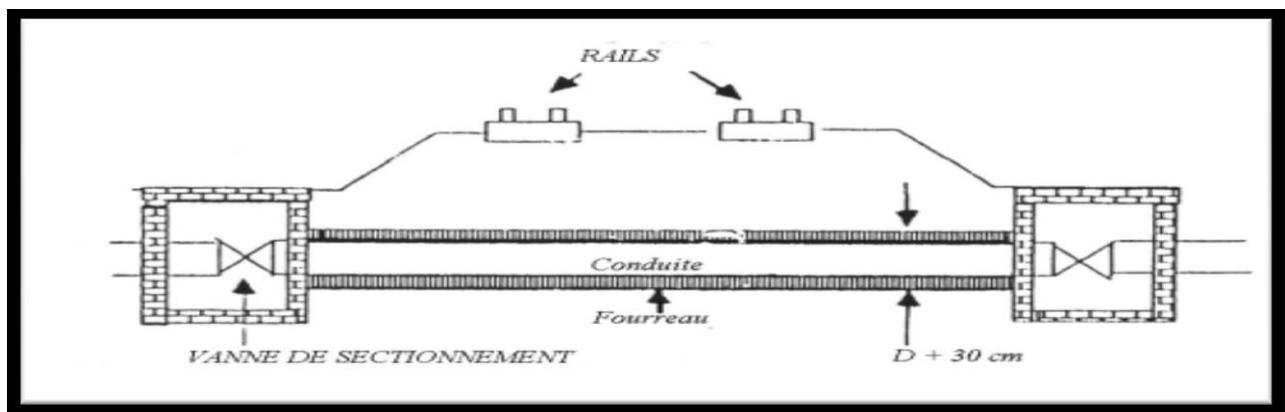


Figure (VI.4) : Traversée d'un chemin de fer.

VI.2.3. Butées et amarrages des conduites :

À cause de la poussée de l'eau, il y a risque d'un déboîtement des joints dans les parties soudées ou à la rupture des soudures soit au niveau des branchements ou dans le cas d'un changement de direction. La solution de ce problème c'est de construire des massifs en béton, qui s'opposent aux déboîtements et ruptures grâce à leur poids, on peut les associer à des fers d'amarrage, nécessaire même pour les conduites à joint soudé ou à brides si l'intensité des efforts en jeu l'exige [5].

On peut distinguer :

- ❖ Butée sur un cône ;
- ❖ Butée sur un branchement ;
- ❖ Butée sur un code horizontal ;
- ❖ Butée sur un code vertical.

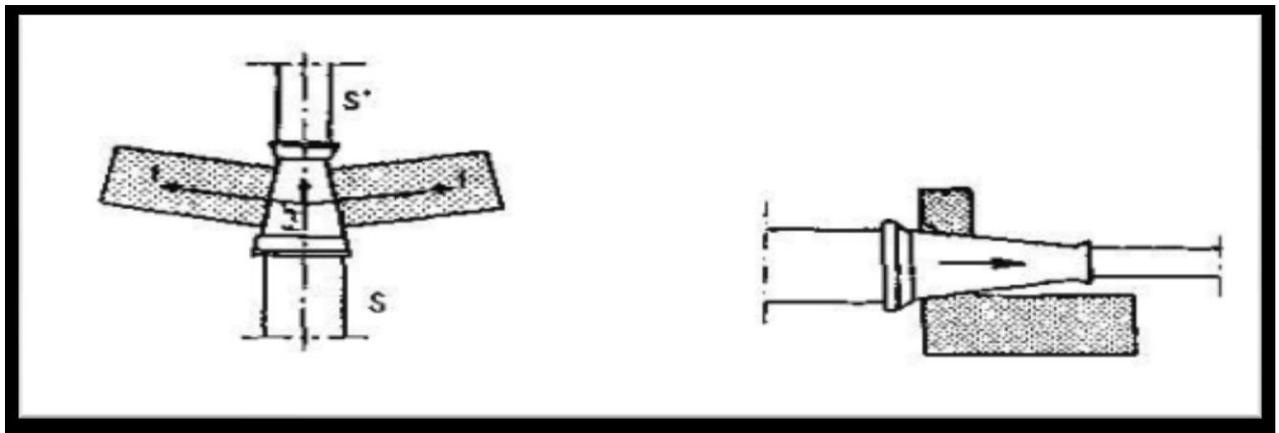


Figure (VI.5) : Butée sur un cône.

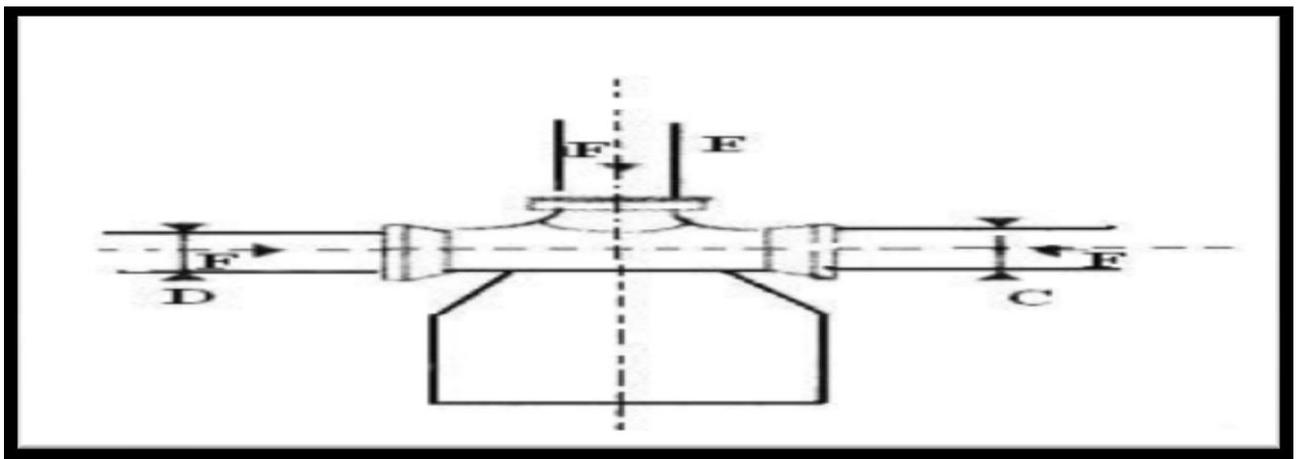


Figure (VI.6) : Butée sur branchement.

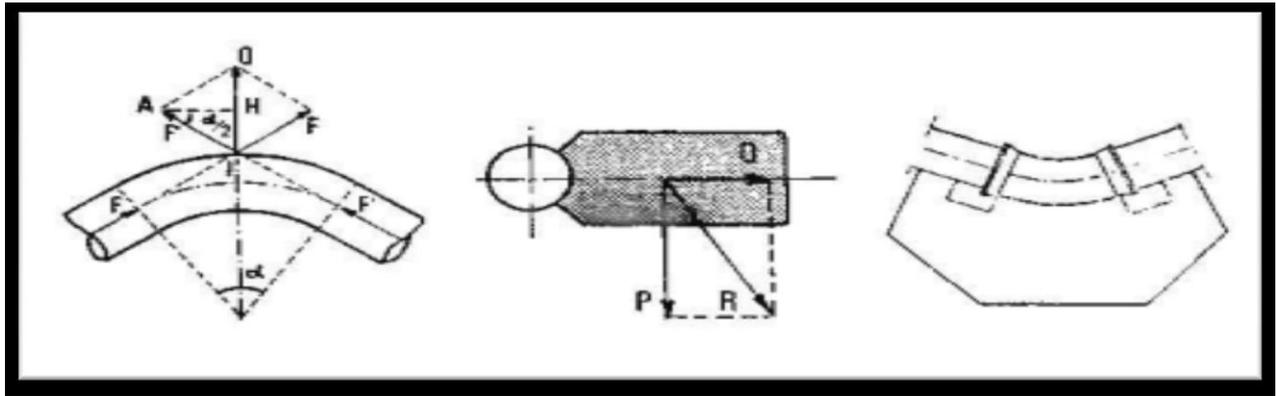


Figure (VI.7) : Butée sur un coude horizontal.

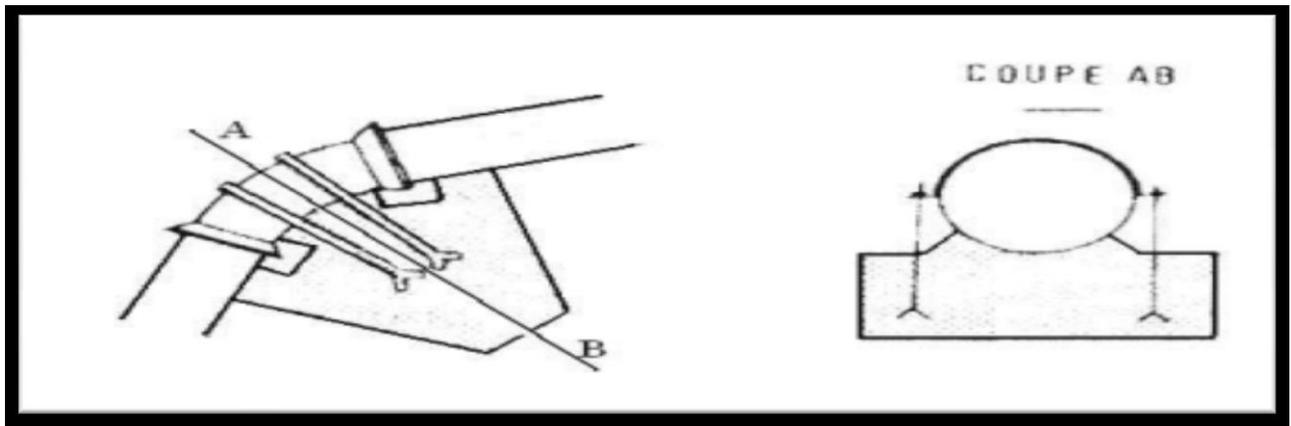


Figure (VI.8) : Butée sur un coude vertical.

VI.2.4. Désinfection des conduites :

Une fois que les travaux d'adduction, de distribution ou après toute réparation sur une canalisation sont achevés, il faut désinfecter le long du réseau selon les instructions du laboratoire avec du chlore ou de permanganate de potassium, ensuite on procédera au rinçage des conduites avec de l'eau claire avant de livrer l'eau à la consommation publique [5].

VI.3. Deuxième partie : Protection contre la corrosion

La corrosion est une action destructrice qu'exerce le milieu ambiant sur les conduites métalliques. Elle est la résultante d'un processus d'échange et de déplacement d'ions, qui se manifeste sous deux formes différentes ; externe et interne [4].

VI.3.1. La corrosion externe :

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continu situé au voisinage du réseau d'alimentation en eau potable. Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation ou attaque sous forme de couche de rouille.

VI.3.2. La corrosion interne :

La corrosion interne des conduites est liée à la nature de l'eau qu'elle véhicule et sa composition, elle dépend en particulier [4] :

- Du PH ;
- De la teneur en carbonate et bicarbonate ;
- De la teneur en oxygène dissout dans l'eau ;
- De la vitesse de circulation de l'eau
- De la minéralisation de l'eau. Pour remédier à cela, il faut :
 - ✓ Un revêtement intérieur fait à l'usine ;
 - ✓ Eviter les fortes vitesses de circulation dans les conduites ;
 - ✓ Evacuation de l'air par voit des venteuses ;
 - ✓ L'exécution des travaux devra ensuite être suivie attentivement

VI.4.Troisième partie : Protection contre le coup de bélier**VI.4.1.Le coup de bélier [5] :**

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, il est caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes (de pression et de débit) qui se déplace avec une vitesse appelée la célérité. Ce phénomène est engendré principalement par [5] :

- L'arrêt brutal, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- De démarrage brutal d'un groupe d'électropompes.
- La fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placée au bout d'une conduite d'adduction.

En absence de mesure de protection, le phénomène se manifeste par, écrasement de la conduite lors d'une dépression ou éclatement lors d'une surpression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résulte une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

Les surpressions peuvent entraîner dans des cas critiques la rupture de certaines canalisations ne présentant pas de coefficients de sécurité suffisants.

Les dépressions peuvent créer des poches de cavitation dangereuses pour les canalisations et pour les appareils de robinetterie.

VI.4.2.Moyens de protection contre le coup de bélier :

Dans une installation où le risque de coup de bélier existe, il est nécessaire de définir les protections que l'on va introduire dans le système de façon à minimiser les effets à des valeurs compatibles avec la résistance de la conduite : limitation de surpression et/ou de la dépression, on utilise pour cela un appareil appelé anti-bélier. Pour le cas d'une conduite d'adduction, le

meilleur moyen de protection est l'utilisation d'un robinet-vanne à course longue qui sera manœuvré lentement, toutefois pour les grandes conduites on peut utiliser un anti-bélier, pour plus de sécurité. Le cas d'une conduite de refoulement est plus grave, puisque l'arrêt de la pompe peut survenir brutalement[5].

Les appareils anti-bélier les plus utilisés sont les suivants [8]:

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

VI.4.2.1. Volant d'inertie :

C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation et ce malgré l'arrêt du moteur. Ce volant est une roue de masse assez importante qui est placée sur l'arbre du groupe. 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.

La figure (VI.9) nous représente un schéma général d'un volant d'inertie :

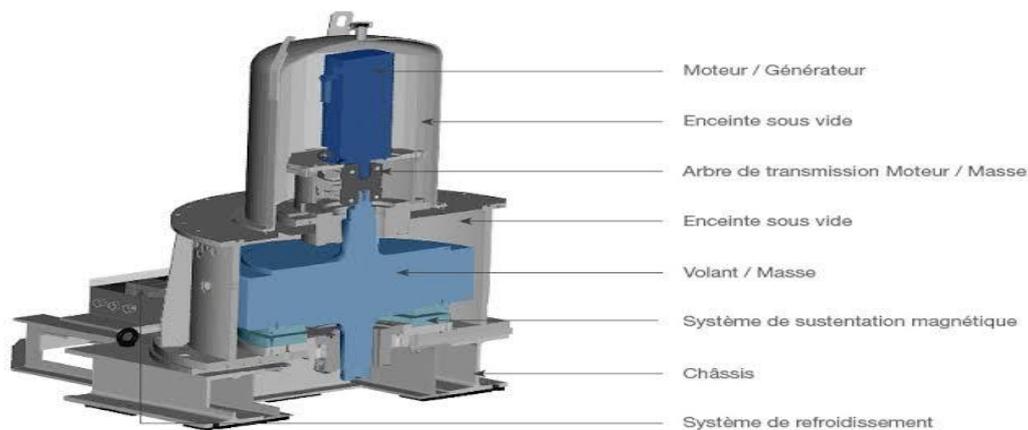


Figure (VI.9) : Schéma générale d'un volant d'inertie.

Mais ce système est peut ou non utilisable, car [4] :

- Il n'intervient que pour limiter les dépressions seulement.
- Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique.
- Plus le volant est lourd plus le moteur doit être puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissibles.
- Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueur de refoulement faible ou moyen qui n'excède pas quelques centaines de mètres.

VI.4.2.2. Les ventouses :

Le rôle principal des ventouses est l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permis aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsque l'on procède à leur vidange.

La figure (VI.10) nous représente un schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse:



Figure (VI.10) : Schéma explicatif du fonctionnement d'une ventouse.

VI.4.2.3. Les soupapes de décharge :

C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression. Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduite dépasse 5% de la pression maximale de fonctionnement normal. Son utilisation nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.

La figure (VI.11) nous représente un schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge :

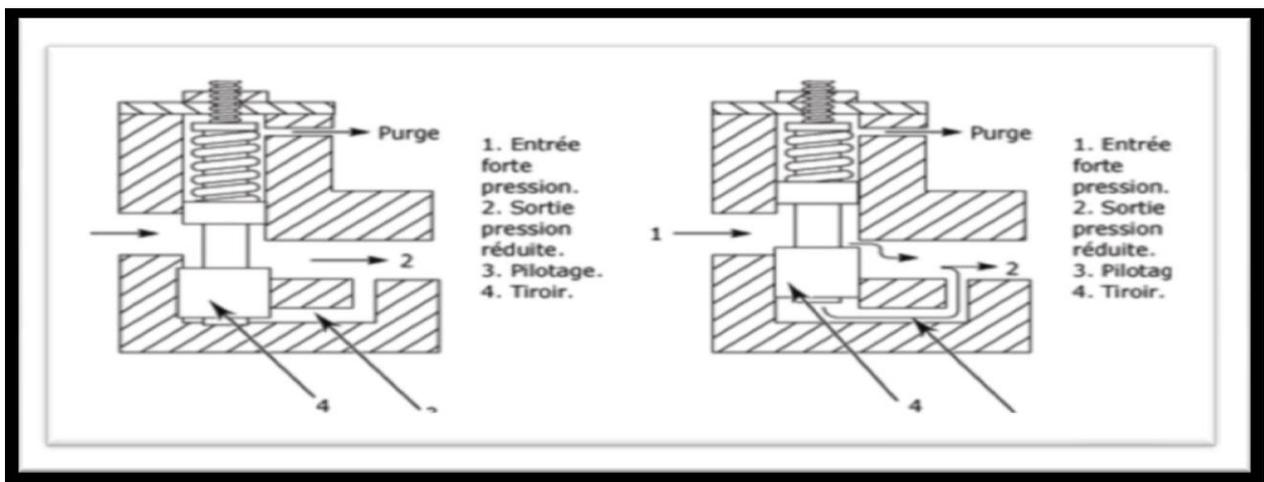


Figure (VI.11) : Schéma de fonctionnement d'une soupape de décharge.

VI.4.2.4. Réservoir d'air :

C'est une réserve d'eau accumulée sous pression dans une cuve métallique disposée dans la station de pompage et raccordée à l'aval du clapet de côté refoulement. À la disjonction on aura dépression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. L'eau revient en arrière et remonte dans la cloche.

La figure (V.12) représente les différentes étapes où la pression varie dans le réservoir :

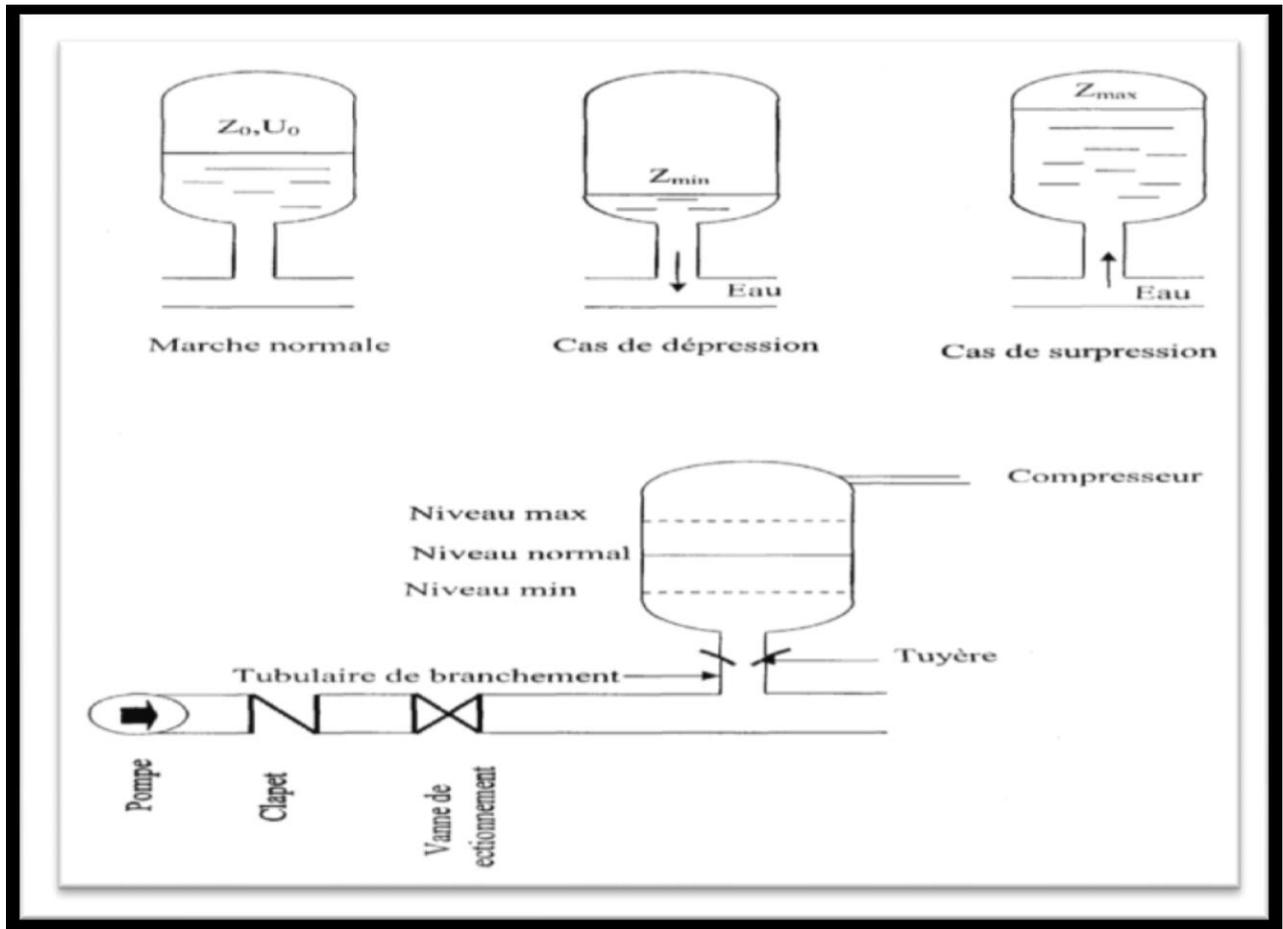


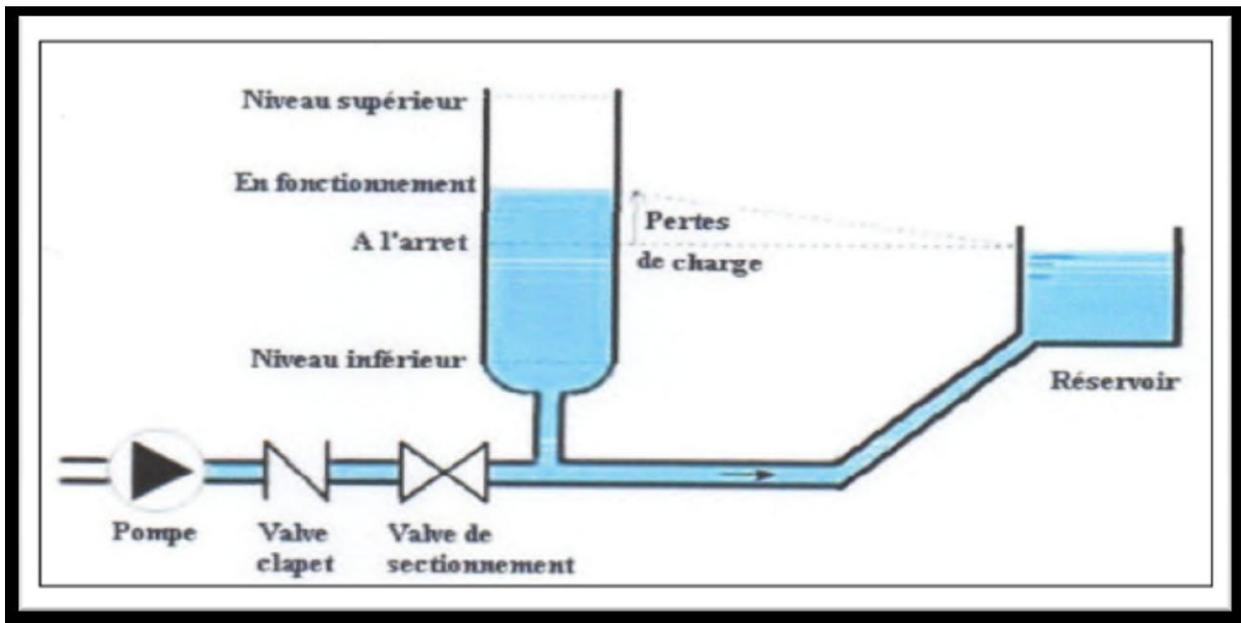
Figure (VI.12) : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.

VI.4.2.5. Cheminée d'équilibre :

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe vertical, elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes. Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une conduite forcée dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier, elle est utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire. Elle présente certains avantages, à savoir [5] :

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

La figure (VI.13) nous représente une cheminée d'équilibre :



La figure (VI.13) : Représente une cheminée d'équilibre.

VI.4.3. Étude du coup de bélier :

L'étude de ce phénomène consiste à calculer les surpressions et les dépressions et vérifier ainsi que les valeurs trouvées ne dépassent pas la valeur de la pression de service pour laquelle elle a été destinée[5].

- Dans le cas des conduites de refoulement, le coup de bélier résulte de l'arrêt brusque du groupe électropompe ;
- Dans le cas des conduites gravitaires, le coup de bélier résulte de l'ouverture ou de la fermeture rapide d'une vanne.

VI.4.3.1. Calcul de la célérité d'onde :

La célérité est la vitesse de propagation d'onde, elle dépend de la compressibilité d'eau et l'élasticité du tuyau. ALLIEVI a donné pour la vitesse de l'onde, la valeur suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \times \frac{D}{e}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- **a** : Célérité de l'onde (m/s) ;
- **D** : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- **e** : Epaisseur de la conduite (mm) ;
- **K** : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation :
 - K= 0,59 pour la fonte ductile.
 - K=83 pour le PEHD.

VI.4.3.2. Valeur numérique du coup de bélier :

A. Cas d'une fermeture brusque :

La fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture T_f [8] :

$$T < 2 \times \frac{L}{a} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

- $2 \times \frac{L}{a}$: le temps d'aller et retour de l'onde.

La valeur maximale de coup de bélier est donnée par la formule :

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

Avec :

- **B** : La valeur du coup de bélier (m) ;
- **a** : La célérité de l'onde (m/s) ;
- **V₀** : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur (m/s). Pour calculer la surpression et la dépression il faut calculer la pression absolue au point le plus haut de la conduite H_0 , tels que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VI.4})$$

- La valeur maximale de la surpression est :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{VI.5})$$

- La valeur maximale de la dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- **H_g** : Hauteur géométrique de refoulement(m) ;
- **10** : Pression atmosphérique ;
- **H₀** : Pression absolue de la conduite (m) ;
- **H_s** : Valeur de la surpression (m) ;
- **H_d** : Valeur de la dépression (m).

B. Cas d'une fermeture lente :

La fermeture lente est caractérisée par un temps T_f [8] :

$$T > 2 \times \frac{L}{a} \quad (\text{VI.7})$$

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

$$B = 2 \times L \times \frac{V_0}{g \times T_0} \quad (\text{VI.8})$$

Remarque :

Comme la valeur du coup de bélier est plus importante au cas de fermeture brusque de la vanne, et surtout dans l’adduction par refoulement, nos calculs seront limités à ce cas uniquement.

V.4.4. Détermination des valeurs numériques du coup de bélier :

VI.4.4.1. La célérité d’onde :

Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau (VI.1) :

Tableau (VI.1) : Valeurs de la célérité de chaque tronçon.

Tronçons	Matériau	PN	Dint(m)	e (m)	V (m/s)	Hg (m)	H0(m)	a
SR01-SR02	Fonte ductile	40	0,2	0,0054	0,701	239,313	249,313	1181,99496
SR02-Rf	Fonte ductile	40	0,2	0,0054	0,701	130,42	140,42	1181,99496

V.4.4.2. Valeurs de coup de bélier :

Les résultats trouvés après avoir appliqué les lois précédentes sont représentés dans le tableau (VI.2) :

Tableau (VI.2) : Valeurs de coup de bélier.

Tronçons	B	HS	Hd	PN
SR01-SR02	84,46263678	333,7756368	164,8503632	40
SR02-Rf	84,46263678	224,8826368	55,95736322	40

Interprétation des résultats :

D’après les résultats du tableau (VI.2), la surpression maximale dans les deux tronçons (SR01-SR02, SR02-RF) ne dépasse pas la valeur de la pression de service. Par conséquent le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas dans ces tronçons, donc il ne nécessite pas une protection. Et, il n’y a pas de dépressions.

Conclusion :

La pose des conduites est une opération faite d’une manière à assurer l’équilibre des tuyaux et l’étanchéité des joints pour donner une stabilité importante du réseau et diminuer les frais d’entretien. Suite aux résultats trouvés dans le calcul du coup de bélier, on a remarqué que ce dernier ne crée pas de risques de surpressions dans le réseau, ni de dépressions.

Distribution

VII.1.Introduction :

L'eau stockée dans les réservoirs, est véhiculée à l'aide des canalisations sur lesquelles les branchements seront effectués, dans le but d'assurer l'alimentation en eau de toutes les habitations dans les conditions économiques optimales.

Dans ce présent chapitre, notre étude sera basée sur le dimensionnement du réseau de distribution de l'un des villages de la commune de Kendira, en l'occurrence de Tizi Tindjit.

VII.2. Classifications des réseaux de distribution :

Les réseaux de distribution sont classés suivant l'importance de l'agglomération et leurs structures, on distingue les différents types de réseau de distribution dont [9] :

VII.2.1. Réseau ramifié :

Caractérisé par une alimentation à sens unique, il présente l'avantage d'être économique mais manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture.

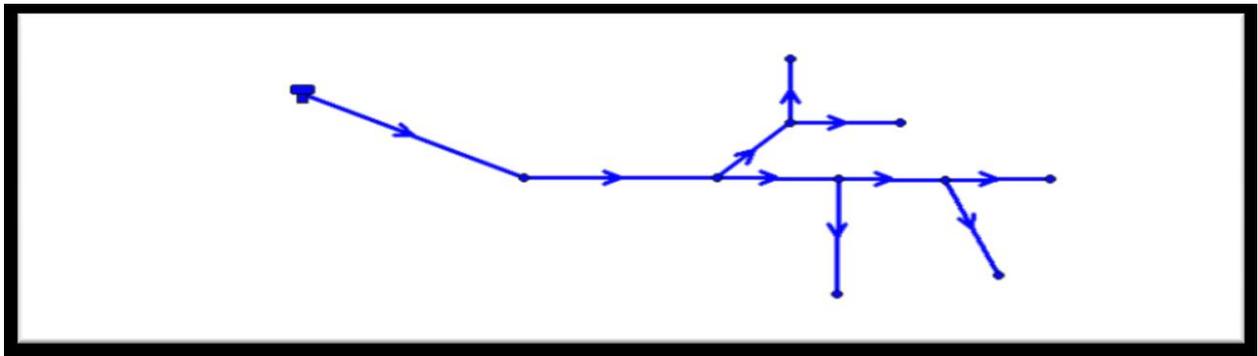


Figure (VII.1) : Réseau ramifié.

VII.2.2. Réseau maille :

Permet une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet l'isolement du tronçon et la poursuite de l'alimentation en aval. Il est plus coûteux, mais préférable au réseau ramifié, pour la commodité et la sécurité qu'il procure.

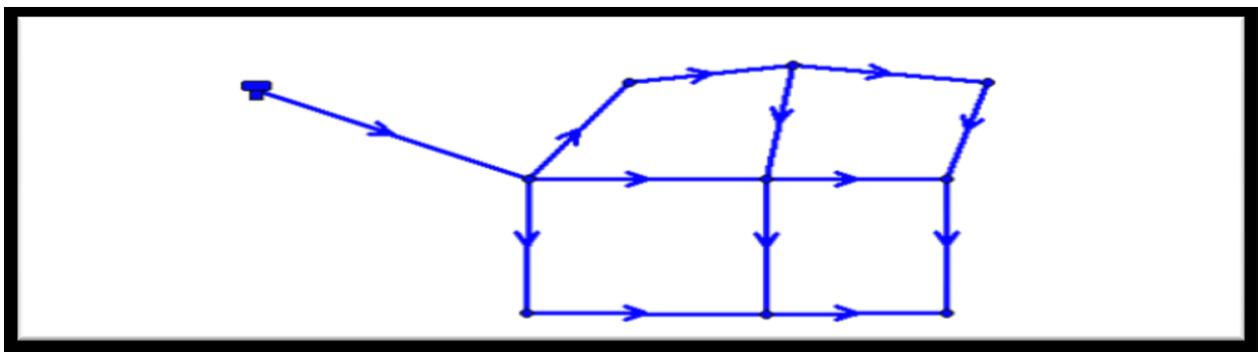


Figure (VII.2) : Réseau maille.

VII.2.3. Réseau mixte :

Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

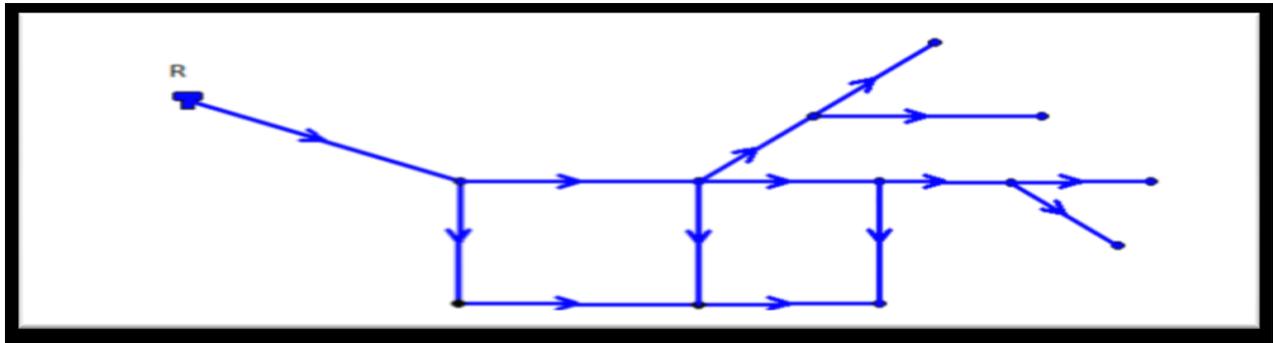


Figure (VII.3) : Réseau mixte.

VII.3. Choix types des conduites de distribution :

En matière de canalisation, nous avons choisi d'utiliser les conduites en PEHD, pour les différents avantages qui sont déjà présentés dans le chapitre d'adduction.

VII.4. Exigences du réseau de distribution :

Pour qu'un réseau soit performant, il faut que [5] :

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

VII.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

VII.5.1. Débit de pointe :

Le débit de pointe (Q_{pointe}) correspond à la consommation maximale horaire, du village Tizi tindjit (chef-lieu). En utilisant les formules de chapitre II. On calcule le débit :

$$Q_{\text{pointe}} = (Q_{\text{max.j}}/24) \times K_{\text{max.h}}$$

$$Q_{\text{pointe}} = ((536,19 \times 10^3) / (24 \times 3600)) \times 2,15$$

$$Q_{\text{pointe}} = 13,34 \text{ l/s}$$

VII.5.2. Débit Spécifique :

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins sont repartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique (Q_{sp}), qui est égal à :

$$Q_{\text{sp}} = (Q_{\text{pointe}} / \Sigma L_i) \quad (\text{VII.1})$$

$$Q_{\text{sp}} = 13,34/1791 = 0,00744 \text{ l/s/m}$$

Avec :

- Q_{sp} : débit spécifique (l/s.m) ;
- Q_{pointe} : Débit de pointe (l/s) ;
- ΣL_i : Somme des longueurs des tronçons(m).

VII.5.3. Débit de route :

Le débit en route de chaque tronçon est le débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} \times L_{ij} \text{ (VII.2)}$$

Avec :

- Q_r : Débit de route (l/s) ;
- L_{ij} : La longueur du tronçon considéré.

VII.5.4. Débit du nœud :

Le débit que la conduite du réseau ramifié doit transiter afin de répondre à la demande de ses propres branchements à et D'en assurer celui demandé par les conduites (le débit avale).

$$Q_n = 0,55 \times \Sigma Q_r + \Sigma Q_{localisée} \text{ (VII.3)}$$

Avec :

- Q_n : Débit au nœud (le débit du calcul) (l/s) ;
- ΣQ_r : Somme des débits en route autour du nœud considéré (l/s) ;
- $\Sigma Q_{localisée}$: somme des débits localisées au nœud considère (l/s) ;

VII.5.5. Calcul des différents débits du réseau du village Tizi tindjit :

Le réseau de distribution du notre zone d'étude prend une ossature ramifié, les débits aux nœuds sont illustrés dans la figure (VII.4) et le tableau (VII.1) ci-après :

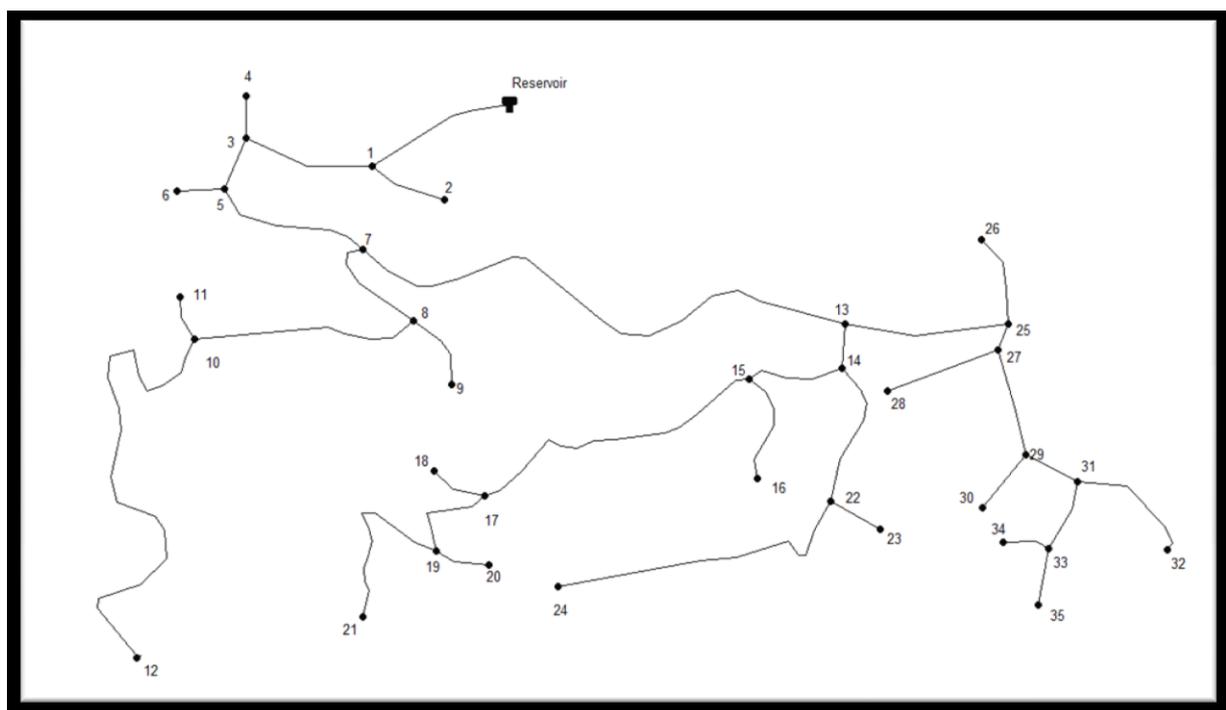


Figure (VII.4) : Schéma d'ossature du réseau de distribution de la zone Tizi tindjit.

Tableau (VII.1) : Débits aux nœuds de la zone Tizi tindjit.

N° de nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	ΣQ_r (l/s)	Qn (l/s)
1	1-R	58	0,00744	0,43152		0,564696
	01-03	50	0,00744	0,372	1,02672	
	01-02	30	0,00744	0,2232		
2	01-02	30	0,00744	0,2232	0,2232	0,12276
3	03-01	50	0,00744	0,372		0,34782
	03-01	15	0,00744	0,1116	0,6324	
	03-05	20	0,00744	0,1488		
4	03-04	15	0,00744	0,1116	0,1116	0,06138
5	05-03	20	0,00744	0,1488	0,79608	0,437844
	05-06	19	0,00744	0,14136		
	05-07	68	0,00744	0,50592		
6	05-06	19	0,00744	0,14136	0,14136	0,077748
7	07-05	68	0,00744	0,50592		1,338084
	07-08	56	0,00744	0,41664	2,43288	
	07-13	203	0,00744	1,51032		
8	08-09	31	0,00744	0,23064		0,671088
	08-07	46	0,00744	0,34224	1,22016	
	08-10	87	0,00744	0,64728		
9	09-08	31	0,00744	0,23064	0,23064	0,126852
10	10-11	17	0,00744	0,12648	2,24688	1,235784
	10-08	87	0,00744	0,64728		
	10-12	198	0,00744	1,47312		
11	11-10	17	0,00744	0,12648	0,12648	0,069564
12	10-12	198	0,00744	1,47312	1,47312	0,810216
13	13-07	203	0,00744	1,51032	2,10552	1,158036
	13-14	16	0,00744	0,11904		
	13-25	64	0,00744	0,47616		
14	14-13	16	0,00744	0,11904	0,82584	0,454212
	14-15	35	0,00744	0,2604		
	14-22	60	0,00744	0,4464		
15	15-14	35	0,00744	0,2604	1,488	0,8184
	15-16	49	0,00744	0,36456		
	15-17	116	0,00744	0,86304		
16	16-15	49	0,00744	0,36456	0,36456	0,200508
17	17-15	116	0,00744	0,86304		0,748836
	17-18	25	0,00744	0,186	1,36152	
	17-19	42	0,00744	0,31248		
18	18-17	25	0,00744	0,186	0,186	0,1023

Tableau (VII.1) : Débits aux nœuds de la zone Tizi tindjit (suite et fin).

N° de nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	ΣQr (l/s)	Qn (l/s)
19	19-20	18	0,00744	0,13392		0,564696
	19-17	42	0,00744	0,31248	1,02672	
	19-21	78	0,00744	0,58032		
20	20-19	18	0,00744	0,13392	0,13392	0,073656
21	21-19	78	0,00744	0,58032	0,58032	0,319176
22	22-14	60	0,00744	0,4464	1,53264	0,842952
	22-23	22	0,00744	0,16368		
	22-24	124	0,00744	0,92256		
23	23-22	22	0,00744	0,16368	0,16368	0,090024
24	24-22	124	0,00744	0,92256	0,92256	0,507408
25	25-13	64	0,00744	0,47616	0,83328	0,458304
	25-27	11	0,00744	0,08184		
	25-26	37	0,00744	0,27528		
26	26-25	37	0,00744	0,27528	0,27528	0,151404
27	27-25	11	0,00744	0,08184	0,72168	0,396924
	27-28	44	0,00744	0,32736		
	27-29	42	0,00744	0,31248		
28	28-27	44	0,00744	0,32736	0,32736	0,180048
29	29-27	42	0,00744	0,31248	0,6696	0,36828
	29-30	26	0,00744	0,19344		
	29-31	22	0,00744	0,16368		
30	30-29	26	0,00744	0,19344	0,19344	0,09672
31	31-29	22	0,00744	0,16368	0,75888	0,417384
	31-33	29	0,00744	0,21576		
	31-32	51	0,00744	0,37944		
32	32-31	51	0,00744	0,37944	0,37944	0,208692
33	33-34	20	0,00744	0,1488	0,49848	0,274164
	33-31	29	0,00744	0,21576		
	33-35	18	0,00744	0,13392		
34	34-33	20	0,00744	0,1488	0,1488	0,08184
35	35-33	18	0,00744	0,13392	0,13392	0,073656

VII.6. Modélisation et simulation du réseau :

VII.6.1. Présentation du logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sûre de longue durée dans les réseaux sous pression. Il calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes [10].

VII.6.2. Utilisation du logiciel EPANET :

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

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

VII.6.3. Modélisation du réseau :

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

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes [10] :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazan-Williams, Darcy-Weisbach et Chézy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés,...etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets antiretour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt,...etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

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

VII.6.3.1. Au niveau des nœuds :

Elles sont :

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

VII.6.3.2. Au niveau des arcs :

Elles sont :

- Le nœud initial et final ;
- Le diamètre ;
- La longueur ;
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).

VII.6.3.3. Au niveau des réservoirs :

Elles sont :

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

VII.7. Résultat de la simulation :

VII.7.1. Etat du réseau après la simulation :

L'état du réseau après la simulation est présenté dans la figure (VII.5) suivante :

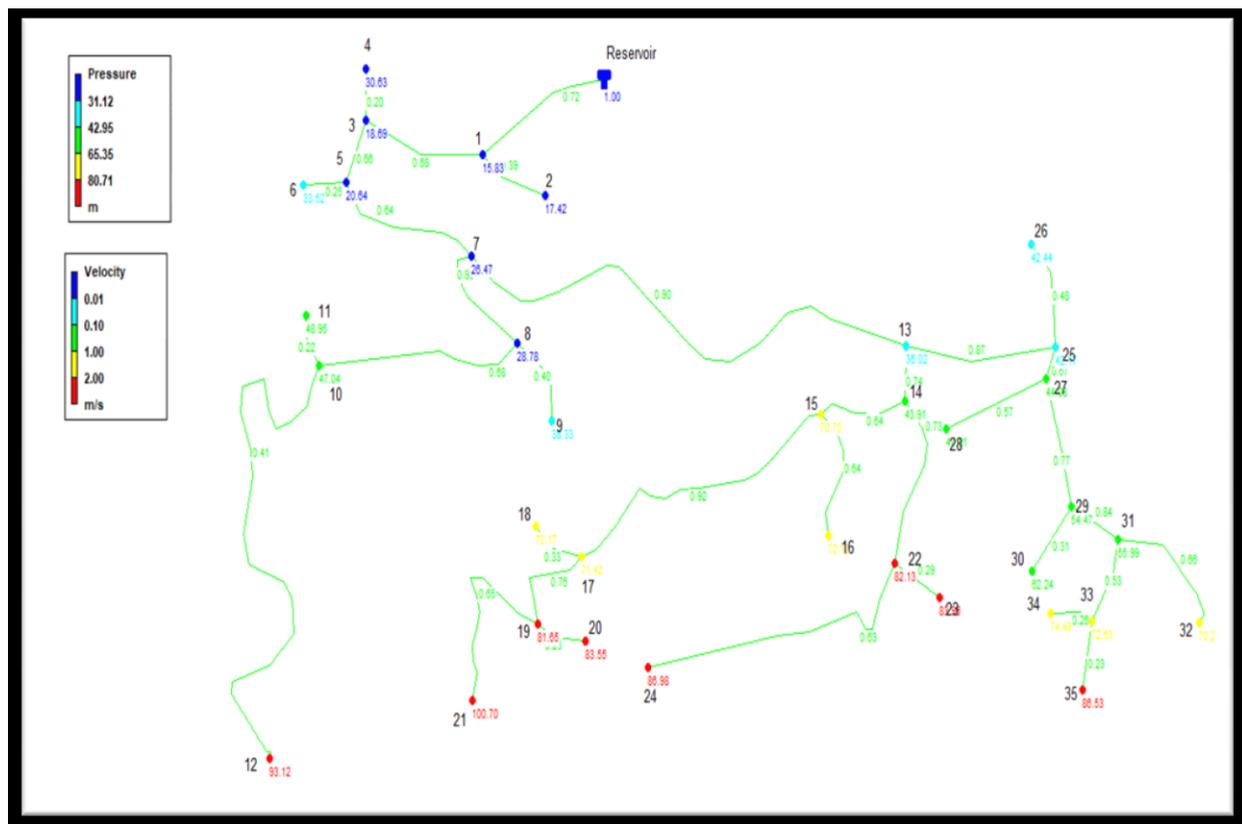


Figure (VII.5) : Etat du réseau après la simulation.

VII.7.2. Etat des conduites du réseau :

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau (VII.2) suivant :

Tableau (VII.2) : Etat des conduites du réseau (suite et fin).

Tronçon	Longueur (m)	Vitesse (m/s)	Diamètre (mm)
R-1	58	0,72	160
1-2	30	0,39	20
1-3	50	0,68	160
3-4	15	0,20	20
3-5	20	0,60	160
5-6	19	0,25	20
5-6	68	0,64	160
7-8	46	0,93	63
8-9	31	0,40	20
8-10	87	0,68	63
10-11	17	0,22	20
10-12	198	0,41	50
7-13	203	0,90	110
13-14	16	0,74	90
14-15	35	0,64	75
15-16	49	0,29	20
15-17	116	0,63	32
17-18	25	0,64	75
17-19	40	0,64	20
19-20	18	0,92	50
19-21	78	0,33	20
14-22	60	0,76	40
22-23	22	0,23	20
22-24	124	0,65	25
13-25	64	0,87	75
25-26	37	0,48	20
25-27	11	0,67	63
27-28	44	0,37	25
27-29	42	0,77	50
29-30	26	0,31	20
29-31	22	0,84	40
31-32	51	0,66	20
31-33	29	0,53	32
33-34	20	0,23	20
33-35	18	0,26	20

Remarque :

On remarque que la majorité des vitesses dans les conduites, sont compris entre vitesses 0,5m/s et 1,5 m/s. Mais, il ya quelque vitesse inférieure à 0,5 m/s, ceci est due aux faibles débits dans les tronçons concernés.

VII.7.3. Etat des nœuds du réseau :

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau (VII.3) suivant :

Tableau (VII.3) : Etat des nœuds du réseau.

Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	La charge (m)	La pression (m)
1	1100	0,56	1115,83	15,83
2	1098	0,12	1115,42	17,42
3	1097	0,35	1115,69	18,69
4	1085	0,06	1115,63	30,63
5	1095	0,44	1115,64	20,64
6	1082	0,08	1115,52	33,52
7	1089	1,34	1115,47	26,47
8	1086	0,67	1114,78	28,78
9	1076	0,13	1114,33	38,33
10	1067	1,24	1114,04	47,04
11	1065	0,07	1113,95	48,95
12	1020	0,81	1113,12	93,12
13	1078	1,16	1114,02	36,02
14	1070	0,45	1113,91	43,91
15	1043	0,82	1113,07	70,70
16	1040	0,20	1112,12	72,12
17	1040	0,75	1111,42	71,42
18	1038	0,10	1111,17	73,17
19	1029	0,56	1110,65	81,65
20	1027	0,07	1110,55	83,55
21	1008	0,32	1108,70	100,70
22	1031	0,84	1113,13	82,13
23	1029	0,09	1112,96	83,96
24	1024	0,51	1110,98	86,98
25	1071	0,46	1113,17	42,17
26	1070	0,15	1112,44	42,44
27	1069	0,40	1113,08	44,08
28	1064	0,18	1111,91	47,91
29	1058	0,37	1112,47	54,47
30	1050	0,10	1112,24	62,24
31	1056	0,42	1111,99	55,99
32	1040	0,21	1110,23	70,23
33	1039	0,27	1111,63	72,63

34	1037	0,08	1111,49	74,49
35	1025	0,07	1111,53	86,53

Remarque :

D'après les résultats obtenus après la simulation, on constate qu'il y a des nœuds où la pression dépasse à 60 (m), ce qui peut causer des fuites, et des désagréments de bruit aux abonnés et touche au rendement massique du réseau.

De ce fait, on doit faire appel au régulateur de pression avale, qui est représenté dans la figure (VII.6) :

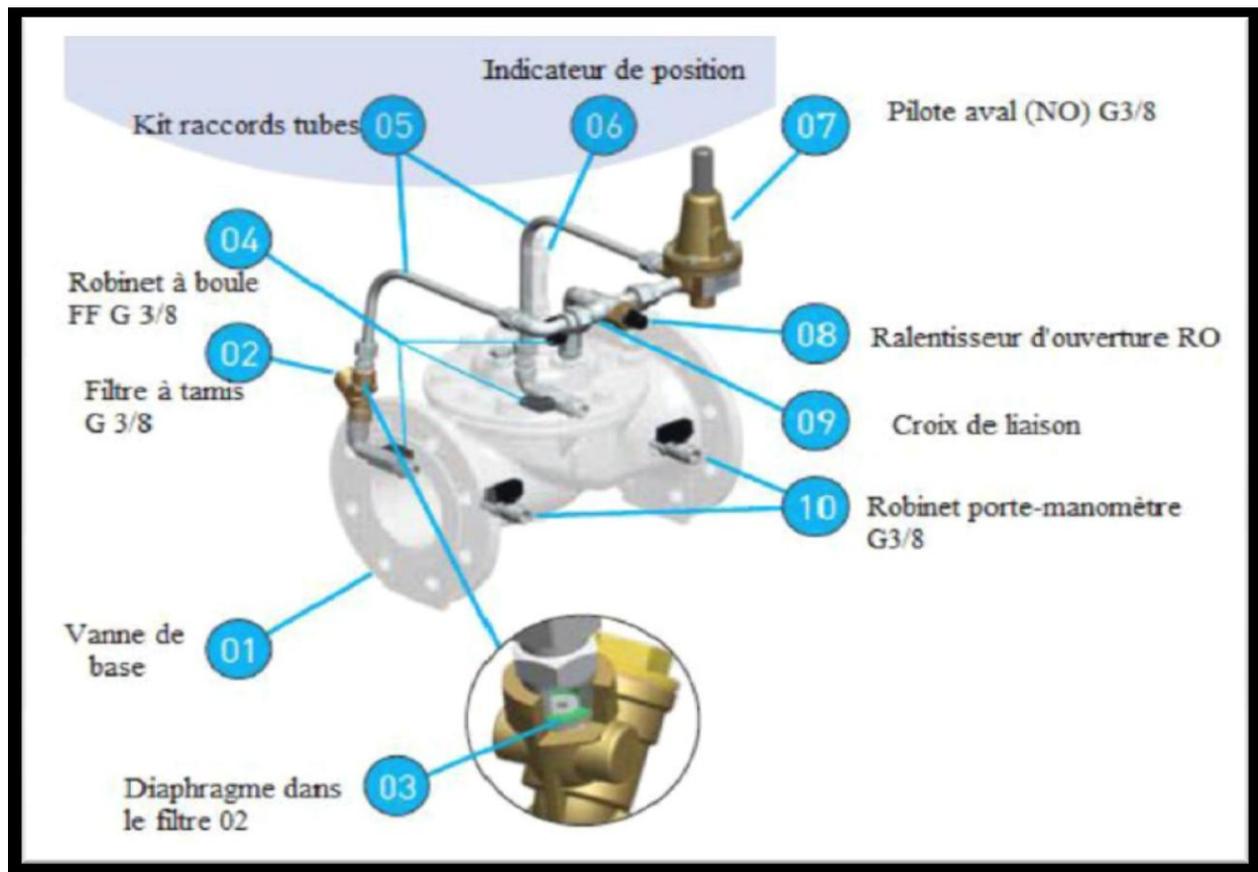


Figure (VII.6) : Vanne de régulation de pression Avale.

Le principe de fonctionnement d'un régulateur de pression est le suivant [4] :

- Si la pression avale dépasse la consigne, le pilote se ferme et fait fermer la vanne de base. Au contraire, si la pression avale diminue, le pilote tend à s'ouvrir et à faire ouvrir l'appareil.
- Si la pression amont diminue et se rapproche de la pression de réglage, l'hydrostat s'ouvre complètement et n'introduit qu'une perte de charge minimale dans le réseau.

Le diamètre des appareils de régulation doit être déterminé en fonction des conditions de débit et de pression aux bornes de l'appareil. Les résultats de la simulation avec le régulateur de pression sont représentés dans la figure (VII.7) :

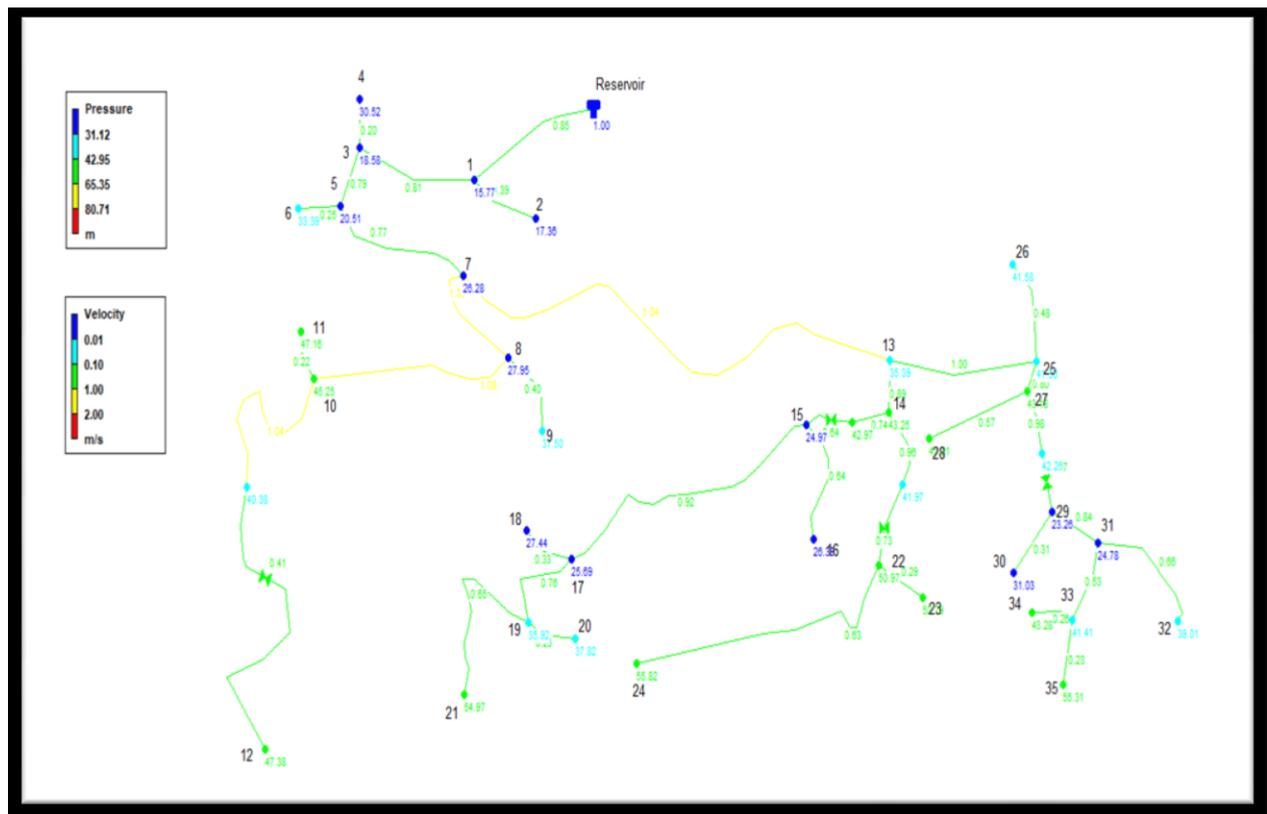


Figure (VII.7) : Résultat de la simulation avec régulateur de pression.

L'état des nœuds du réseau après emplacement les régulateurs de pression sont présentés dans le tableau (VII.4) suivant :

Tableau (VII.4) :L'état des nœuds avec les régulateurs de pression.

Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	La charge (m)	La pression (m)
1	1100	0,56	1115,77	15,77
2	1098	0,12	1115,36	17,36
3	1097	0,35	1115,58	18,58
4	1085	0,06	1115,52	30,52
5	1095	0,44	1115,51	20,51
6	1082	0,08	1115,39	33,39
7	1089	1,34	1115,28	26,28
8	1086	0,67	1113,95	27,95
9	1076	0,13	1113,50	37,50
10	1067	1,24	1112,25	45,25
11	1065	0,07	1112,16	47,16
12	1020	0,81	1067,38	47,38
13	1078	1,16	1113,39	35,39
14	1070	0,45	1113,25	43,25
15	1043	0,82	1067,97	24,97
16	1040	0,20	1066,39	26,39

Tableau (VII.4) : L'état des nœuds avec les régulateurs de pression (suite et fin).

Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	La charge (m)	La pression (m)
17	1040	0,75	1065,69	25,69
18	1038	0,10	1065,44	27,44
19	1029	0,56	1064,92	35,92
20	1027	0,07	1064,82	37,82
21	1008	0,32	1062,97	54,97
22	1031	0,84	1081,97	50,97
23	1029	0,09	1081,79	52,79
24	1024	0,51	1079,82	55,82
25	1071	0,46	1112,30	41,30
26	1070	0,15	1111,58	41,58
27	1069	0,40	1112,18	43,18
28	1064	0,18	1111,01	47,01
29	1058	0,37	1081,26	23,26
30	1050	0,10	1081,03	31,03
31	1056	0,42	1080,78	24,78
32	1040	0,21	1079,01	39,01
33	1039	0,27	1080,41	41,14
34	1037	0,08	1080,28	43,28
35	1025	0,07	1080,31	55,31

Conclusion :

À travers de ce chapitre, nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau, avec le logiciel EPANET qui donne un résultat très clair. À partir de la dernière simulation ont conclu que, le réseau de distribution est dimensionné avec des tuyaux en PN 10 et des diamètres compris entre 20 mm et 160 mm.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, ainsi il nous a permis de mettre en pratique les connaissances que nous avons acquises dans le domaine de l'hydraulique afin de aux besoins en eau des 8 villages de la commune de kendira.

Notre étude est faite pour l'horizonne 2044, dont la population atteindra les 9516 habitants. L'importance des besoins en eau estimé par rapport aux ressources existantes, a donné un déficit de 1663,2 m³/j. Ce dernier doit être assuré à partir d'un piquage sur la conduite d'adduction qui alimente la commune de Berbacha.

La grande différence d'altitude reliant le point piquage et le réservoir final a exigé l'implantation de deux stations de reprise, avec des capacités de 250 m³ pour la SR01, et 20 m³ pour la SR02.

En ce qui concerne les ouvrages de stockage, le calcul a démontré l'insuffisance de ces derniers, pour cela nous avons projeté, en plus des deux réservoirs existants, deux réservoirs de 50 m³ chacun au niveau des villages de Bourached et El bir.

Pour le système d'adduction, dans le cas de la chaine de refoulement, nous avons dimensionné des conduites en fonte ductile, et dans le cas gravitaire nous avons opté pour des conduites en PEHD.

Le choix des pompes adéquates pour nos stations de reprise c'est fait à l'aide du catalogue selon lesquels on a porté pour des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal vu leur rendement très élevé, avec une pompe et une autre de secours.

Durant la vérification du phénomène de coup béliet, on a obtenez des résultats des suppressions et dépressions qui ne présentent pas de risque pour les conduites.

La dernière étape de la conception de ce projet est la distribution. Nous avons fait une application au niveau du village Tizi tandjit (chef-lieu) dont le réseau est ramifié. Nous avons utilisé des conduites en PEHD PN10. La simulation est faite à l'aide de logiciels EPANET. Ce qui nous a permis d'avoir des diamètres optimaux pour toutes les conduites.

Enfin, nous espérons avoir répondu à l'objectif fixé au départ de ce projet et que ce document servira comme une référence pour l'étude du système d'alimentation en eau potable de la commune de kendira.

*Références
bibliographiques*

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] **Données recueillies auprès des services** : APC de la commune de kendira, la subdivision d'Hydraulique de kendira et la direction d'Hydraulique de Bejaia.
- [2] **Service météorologique de la wilaya de Bejaia.**
- [3] **BARKOU.F.**, «dimensionnement des réseaux de distribution d'eau potable et d'assainissement des eaux usées de l'agglomération d'Ait sidi Ali commune de barbacha (w) Bejaïa», Projet de fin d'études, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2008.
- [4] **AUMAR .N ET AIT ARAB.MA.**, «Renforcement en alimentation en eau potable de la commune de BOUZEGUENE (W.Tizi Ouzou) à partir du barrage Tichy-Haf (W.Béjaia)", mémoire de fin d'étude, master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 104 pages, 2018.
- [5] **DUPONT.A0.**, «Hydraulique Urbaine», Tome II : Ouvrage de transport-élévation et Distribution des eaux, Edition Eyrolles, Paris, 484 pages, 1979.
- [6] **BENDAHMANE.B ET OUBELGHA.N.**, «Renforcement de l'AEP de OUADIAS et Tagmount El Djid à partir de Takhoukt (W) Tizi-Ouzou,», Projet de fin d'études, Ingéniorat, Université de Bejaia, 2007.
- [7] **BONNIN.J.**, « Aide-Mémoire d'hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importance » Edition Eyrolles, 1977, paris.
- [8] **Bonvin. J.**, « Hydraulique urbaine", Tome I : Captage, Réseaux d'adduction, Réservoirs, Réseaux de distribution, Equipement, Pompes, Petites centrales hydrauliques ». Version 2005.
- [9] **S. NACEF ET N.AZIZ.**, «Renforcement de réseau d'AEP des quinze villages de barkouka commune de maatkas (wilaya de Tizi Ouzou) ». Mémoire de fin de cycle, Université de Bejaia, 2015.
- [10] **Cours de logiciel 3^{ème} année hydraulique urbaine.** Université de Bejaia, 2017.

Annexes

Annexes

Annexe (1) : régime de consommation des agglomérations.

Heures	Coefficient de variation maximal horaire de la consommation ($K_{\max h}$)											
	1.2	1.25	1.3	1.35	1.4	1.45	1.5	1.7	1.8	1.9	2	2.5
0-1	3.5	3.35	3.2	3	2.5	2	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
1-2	3.45	3.35	3.25	3.2	2.65	2.1	1.5	1	0.9	0.85	0.75	0.6
2-3	3.45	3.3	2.9	2.5	2.2	1.85	1.5	1	0.9	0.85	1	1.2
3-4	3.4	3.2	2.9	2.6	2.25	1.9	1.5	1	1	1	1	1.2
4-5	3.4	3.25	3.35	3.5	3.2	2.85	2.5	2	1.35	2.7	3	3.5
5-6	3.55	3.4	3.75	4.1	3.9	3.7	3.5	3	3.85	4.7	5.5	3.5
6-7	4	3.85	4.15	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.2	5.35	5.5	4.5
7-8	4.4	4.45	4.55	4.9	5.1	5.3	5.5	6.5	6.2	5.85	5.5	10.2
8-9	5	5.2	5.05	4.9	5.35	5.8	6.25	6.5	5.5	4.5	3.5	8.8
9-10	4.8	5.05	5.4	5.6	5.85	6.05	6.25	5.5	5.85	4.2	3.5	6.5
10-11	4.7	4.85	4.85	4.9	5.35	5.8	6.25	4.5	5	5.5	6	4.1
11-12	4.55	4.6	4.6	4.7	5.25	5.7	6.25	5.5	6.5	7.5	8.5	4.1
12-13	4.55	4.6	4.5	4.4	4.6	4.8	5	7	7.5	7.9	8.5	3.5
13-14	4.55	4.55	4.3	4.1	4.4	4.7	5	7	6.7	6.35	6	3.5
14-15	4.6	4.75	4.4	4.1	4.6	5.05	5.5	5.5	5.35	5.2	5	4.7
15-16	4.6	4.7	4.55	4.4	4.6	5.3	6	4.5	4.65	4.8	5	6.2
16-17	4.6	4.65	4.5	4.3	4.9	5.45	6	5	4.5	4	3.5	10.4
17-18	4.3	4.35	4.25	4.1	4.6	5.05	5.5	6.5	5.5	4.5	3.5	9.4
18-19	4.35	4.4	4.25	4.5	4.7	4.85	5	6.5	6.3	6.2	6	7.3
19-20	4.25	4.3	4.4	4.5	4.5	4.5	4.5	5	5.35	5.7	6	1.6
20-21	4.25	4.3	4.4	4.5	4.4	4.2	4	4.5	5	5.5	6	1.6
21-22	4.15	4.2	4.5	4.8	4.2	3.6	3	3	3	3	3	1
22-23	3.9	3.75	4.2	4.6	3.7	2.85	2	2	2	2	2	0.6
23-24	3.8	3.7	3.5	3.3	2.7	2.1	1.5	1	1	1	1	0.6
Total	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

Annexe (2) : Les prix des conduites en PEHD PN 10

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA/m)
20	2	40,15
25	2	51,23
32	2	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	84399
160	9,5	1382,45
200	11,9	2162,92
250	14,8	3357,81
315	18,7	5057,83
400	23,7	81153,9
500	29,7	126161,5
630	37,4	199803,2

Annexe (3) : Les prix des conduites en PEHD PN 16

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA/m)
32	3	110,00
40	3,7	170,00
50	4,6	206,98
63	5,8	414,30
75	6,8	570,09
90	8,2	768,55
110	10	1141,73
125	11,4	1619,95
160	14,6	2625,69
200	18,2	4104,96
250	22,7	6396,59
315	28,6	10173,04

Annexe (4) : Les prix des conduites en PEHD PN 20

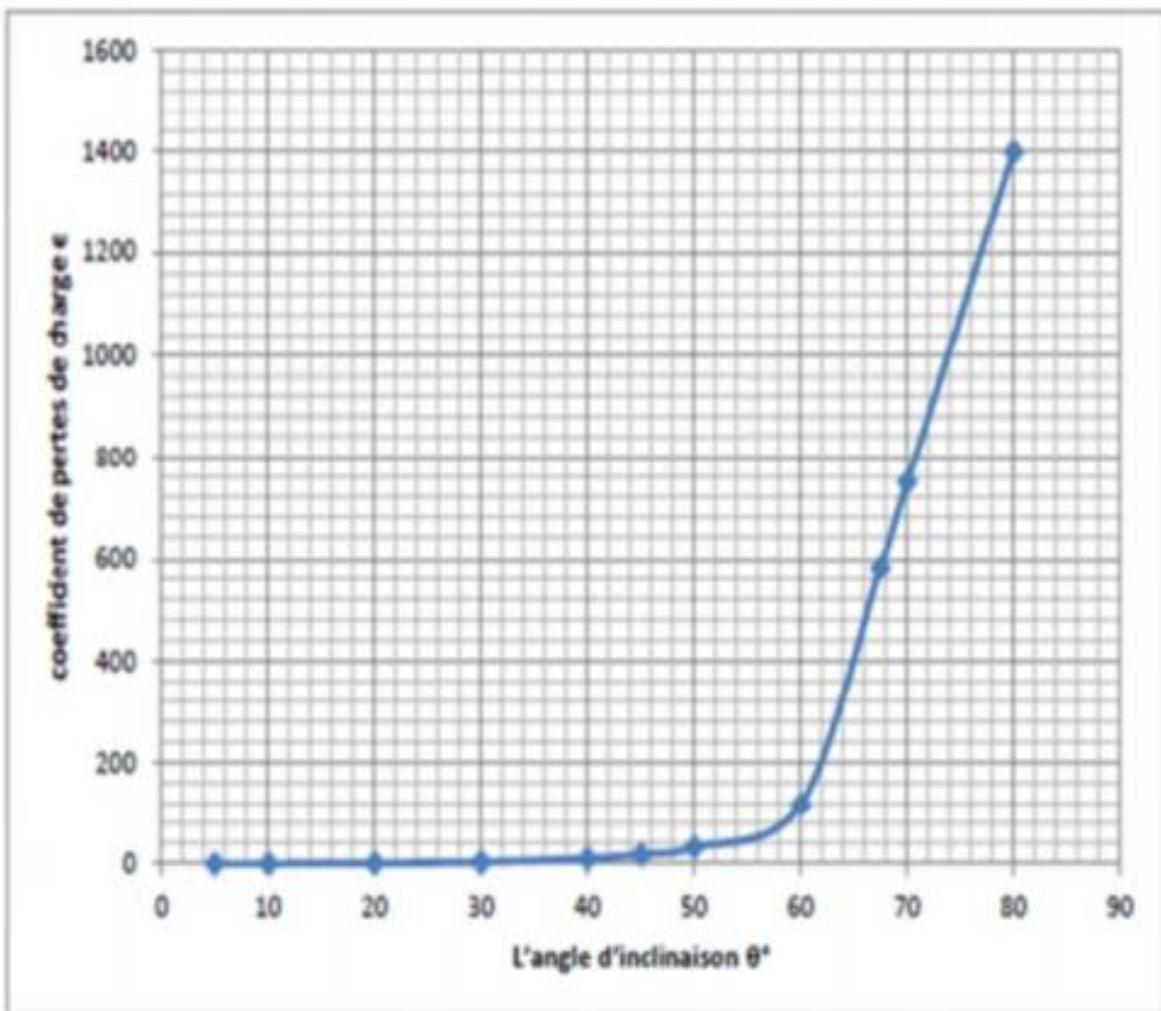
Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Prix unitaire (DA/m)
20	3	44,46
25	3,5	70,86
32	4,4	109,64
40	5,5	171,15
50	6,9	265,07
63	8,6	426,18
75	10,3	595,00
90	10,1	794,01
110	12,3	1175,74
125	14,0	1490,27
160	17,9	2423,58
200	22,4	3793,42
250	27,9	5900,88
315	35,2	9015,89
400	44,7	14529,62
500	55,8	22624,58
630	70,3	35945,05

Annexe (5) : les prix des conduites en Fonte ductile.

Diamètre (mm)	L'épaisseur (mm)	Pression nominale (bar)	Prix unitaire (DA/m)
100	4,8	40	2800
125	4,8	40	3000
150	5	40	3300
200	5,4	40	3800
250	5,8	40	5750
300	6,2	40	6500
350	7,8	30	8750
400	7,8	30	11000
450	7,8	30	15300
500	7,8	30	19600
600	7,8	30	20300
700	7,8	25	24000

Annexe (6) : Evolution du coefficient d'ouverture de la vanne ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

L'angle d'inclinaison θ°	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
ξ	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751	1400



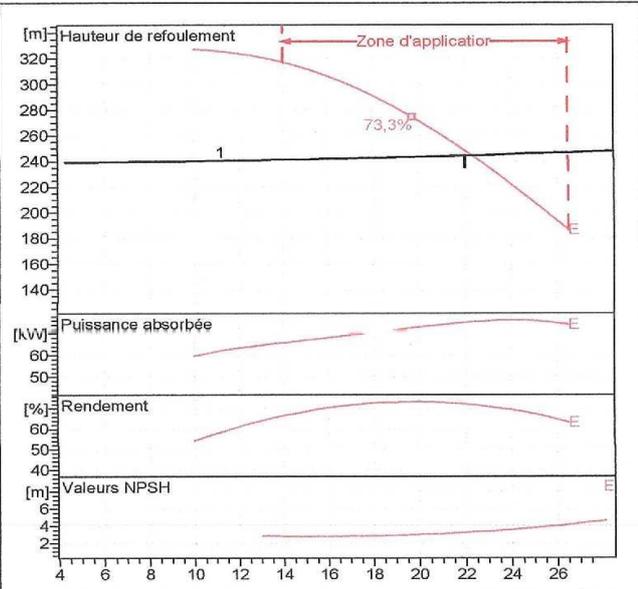
Annexe (7) : Caractéristiques de la pompe du SR1.

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

PM 80/ 10 E	
Caractéristiques requises	
Débit	22 l/s
Hauteur de refoulement	244 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	22 l/s
Hauteur de refoulement	244 m
Puissance absorbée	75,2 kW
Rendement	72,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	337 m
Orif. de refoulement	DN 80 (UNI PN 40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2960 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance P2	90 kW
Intensité nominale	152 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
P2 maxi arbre pompe	174 kW
Caractéristiques générales	
Poids	988 kg

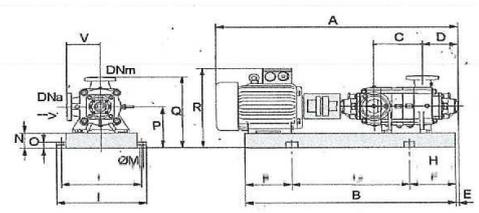
Matériaux	
Corps de refoulement	Fonte
Corps aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox.
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Stuffing box	Fonte
Packing	Tresse graphite



Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

A = 2344



Notes:			
Date 12.06.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°

Annexe (8) : Caractéristiques de la pompe du SR2.

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

COMPANY WITH INTEGRATED
MANAGEMENT SYSTEM CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001:2000 =
ISO 14001:2004

PM 100/ 9 A Caractéristiques requises Débit 22 l/s Hauteur de refoulement 142 m Fluide Eau potable Type d'installation Pompe seule N.be de pompes 1																									
Caractéristiques de la pompe Débit 22 l/s Hauteur de refoulement 142 m Puissance absorbée 40,8 kW Rendement 74,1% Hauteur manométrique H(Q=0) 184 m Orif. de refoulement DN 100 (UNI PN40)																									
Caractéristiques moteur Fréquence 50 Hz Tension nominale 400 V Vitesse nominale 1480 1/min Nombre de pôles 4 Puissance P2 45 kW Intensité nominale 80,6 A Type de moteur 3~ Classe d'isolation F Degré de protection IP 55																									
Limites opérationnelles Démarrages / h max. 5 Température maxi. du liquide pompé 90 °C Teneur maximum en matières solides 20 g/m³ Densité max. 998 kg/m³ Viscosité maxi. 1 mm²/s P2 maxi arbre pompe 116 kW																									
Caractéristiques générales Poids 735 kg																									
Matériaux <table border="1"> <tr> <td>Corps de refoulement</td> <td>Fonte</td> </tr> <tr> <td>Corps aspiration</td> <td>Fonte</td> </tr> <tr> <td>Roue</td> <td>Fonte</td> </tr> <tr> <td>Bague d'usure</td> <td>Fonte</td> </tr> <tr> <td>Corps d'étage</td> <td>Fonte</td> </tr> <tr> <td>Chemise</td> <td>Fonte</td> </tr> <tr> <td>Arbre</td> <td>Acier inox</td> </tr> <tr> <td>Douille arbre</td> <td>Acier inox</td> </tr> <tr> <td>Anneau d'étanchéité</td> <td>Caoutchouc au nitrile</td> </tr> <tr> <td>Roulements à billes</td> <td>Acier</td> </tr> <tr> <td>Stuffing box</td> <td>Fonte</td> </tr> <tr> <td>Packing</td> <td>Tresse graphitée</td> </tr> </table>		Corps de refoulement	Fonte	Corps aspiration	Fonte	Roue	Fonte	Bague d'usure	Fonte	Corps d'étage	Fonte	Chemise	Fonte	Arbre	Acier inox	Douille arbre	Acier inox	Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile	Roulements à billes	Acier	Stuffing box	Fonte	Packing	Tresse graphitée
Corps de refoulement	Fonte																								
Corps aspiration	Fonte																								
Roue	Fonte																								
Bague d'usure	Fonte																								
Corps d'étage	Fonte																								
Chemise	Fonte																								
Arbre	Acier inox																								
Douille arbre	Acier inox																								
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile																								
Roulements à billes	Acier																								
Stuffing box	Fonte																								
Packing	Tresse graphitée																								

The graphs show the following trends:

- Hauteur de refoulement:** Decreases from ~184 m at 0 l/s to ~142 m at 22 l/s.
- Puissance absorbée:** Increases from ~20 kW at 0 l/s to ~40.8 kW at 22 l/s.
- Rendement:** Peaks at ~74.1% around 15 l/s.
- Valeurs NPSH:** Increases from ~1.8 m at 0 l/s to ~2.5 m at 22 l/s.

Caractéristiques de fonctionnement ISO 9906 GRADE 2

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
0	184	20	74.1	1.8
22	142	40.8	74.1	2.5

Dimensions mm

- A = 2172
- B = 1832
- C = 695
- D = 293
- DNa = DN125 (UNI PN8-25)
- DNm = DN 100 (UNI PN40)
- E = 210
- F = 300
- G = 1232
- H = 510
- I = 600
- L = 550
- M = 20
- N = 120
- O = 42
- P = 345
- Q = 615
- R = 620
- V = 270

Notes:

Date 12.06.2019	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Résumé

Dans notre projet de fin d'étude, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour le renforcement en eau potable des huit villages de la commune de Kendira à partir du piquage au niveau de la chaîne de barbacha wilaya du Bejaia pour combler un déficit qui est de 19,25 l/s.

Après avoir présenté le site du projet, nous avons entamé l'estimation des besoins en eau de différentes catégories d'usagers à l'horizon 2044. Ensuite, nous avons dimensionné et vérifié les réservoirs et stations de reprise. Suivis d'une étude technico-économique pour trouver le diamètre des conduites d'adduction. Nous avons traité aussi la partie pompage. Où on a choisi les pompes adéquates à chaque tronçon, suivi de vérification contre le phénomène du coup de bélier.

À la fin, nous avons dimensionné le réseau de distribution du village Tizi Tindjit.

Mots clés : renforcement ; adduction ; les ouvrages de stockages ; conduite ; pompe ; coup de bélier ; distribution.

Abstract

In our end of study project, we have established the necessary steps to reinforce the drinking water of the eight villages of the Kendira commune from the quilting at the barbacha in the Bejaia state chain to fill a deficit which is 19, 25 l / s.

After presenting the project site, we began estimating the water needs of different categories of users by 2044. Then, we sized and checked the tanks and recovery stations. Followed by a techno-economic study to find the diameter of the supply pipes. We also treated the pumping part. Where appropriate pumps have been chosen for each section, followed by verification against the water hammer phenomenon.

In the end, we sized the distribution network of Tizi Tindjit village.

Key words: reinforcement; adduction; storage structures; driving; pump; water hammer; distribution.

ملخص

في إطار مشروع التخرج، وضعنا الخطوات اللازمة لتعزيز مياه الشرب في ثماني قرى من بلدية كنديرة من خياطة اللحف في سلسلة برباشة ولاية بجاية لملء العجز الذي هو 19,25 لتر / ثانية. بعد تقديم موقع المشروع، بدأنا في تقدير الاحتياجات المائية لفئات مختلفة من المستخدمين بحلول عام 2044. وبعد ذلك، قمنا بتحديد حجم الخزانات ومحطات الاسترداد وفحصها. تليها دراسة تقنية اقتصادية للعثور على قطر أنابيب الإمداد. لقد تعاملنا أيضاً مع جزء الضخ. حيث تم اختيار المضخات المناسبة لكل قسم، يتبعها التحقق من ظاهرة المطرقة المائية. في النهاية، قمنا بتحجيم شبكة توزيع قرية تيزي تنجيت.

الكلمات الرئيسية: التعزيز. العرض؛ هياكل التخزين؛ الأنابيب. مضخة. مطرقة الماء؛ التوزيع.