

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

ZOUACHE Nacereddine

HACHANI Laid

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE CENTRE D'OULED DAHMANE (COMMUNE D'OULED DAHMANE, DAIRA DE BORDJ ZEMMOURA, WILAYA DE BORDJ BOU ARRERIDJ).

Soutenu le **23 /06 /2018** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. YAKOUBI .M**
- Promoteur (s): **Mr. NASRI .K**
- Examineur (s) : **Mr. SAOU .A**

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon Dieu, le tout puissant miséricordieux, de nous avoir donnée la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail. En second lieu, Nous tenons à remercier notre encadreur Mr NASRI, qui a accepté a diriger notre travail avec une grande générosité .

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous remercions aussi Mr T.ZOUACHE, le gérant du bureau d'étude où nous avons fait notre stage, pour ses appréciations et ses remarques.

Nous remercions aussi Mr N.OUNISSI, pour avoir mis à notre disposition ses documentations et ses précieux conseils. Enfin, nous tenons également à remercier a tous les amis qui nous ont aidés à réalisé ce travail...

Dédicace

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je dédie ce mémoire à mes chers parents, pour tout le soutien, le sacrifice et l'amour qu'ils me portent depuis mon enfance et j'espère que leur bénédiction m'accompagne toujours, et que Dieu vous accorder santé, bonheur et longue vie.

Dédicace à :

- Mon frère Karim Et Mes sœurs.

- Toute Ma famille.

- tous mes amis et mes collègues.

- toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail

L A I D

Dédicace

Je dédie ce travail aux êtres les plus précieux du monde

-A mes parents pour leur compréhension, de leur amour et de leur sacrifice pour me voir le plus réussi,

Ma grand-mère et mon grand-père

-A mes frères Fouad, Djalal,

-Et à mon fiancé,

Pour tous mes amis et tous ceux qui me connaissent ;

Pour tous ceux qui m'ont donné des conseils de près ou de loin ;

Pour tous ceux qui me sont chers ;

Pour tous ceux qui m'aiment ;

Pour tout le monde j'aime ;

Z. NACEREDDINE

SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I : présentation du site et estimation des besoins en eau	
I.1.Introduction	2
I.2.Présentation du site	2
I.2.1.Situation géographique	2
I.2.2.Situation topographique.....	3
I.2.3.Situation climatique.....	3
I.2.3.1.La pluviométrie.....	3
I.2.3.2.La température.....	4
I.2.3.3.Les vents	4
I.2.4.Situation hydraulique.....	4
I.2.5.Situation hydrologique	4
I.2.6.Situation géologique.....	5
I.3.Estimation des besoins en eau	5
I.3.1.Evaluation de la population à l'horizon.....	5
I.3.2.L'estimation des besoins en eau de la population	5
I.3.2.1.Les besoins domestiques	6
I.3.2.2.Les besoins d'équipement actuel	6
I.3.2.2.1.Les besoins administratifs :	6
I.3.2.2.2.Les besoins scolaires :	6
I.3.2.2.3.Les besoins sanitaires :	7
I.3.2.2.4.Les besoins socioculturels :	7
I.3.2.2.5.Les besoins commerciaux :	7
I.3.2.3.Les besoins d'équipement à long terme	8
I.3.3.Majoration de la consommation journalière.....	9
I.3.4.Variation de la consommation journalière.....	9
I.3.5.Etude des variations des débits horaires :	10
I.3.5.1. Coefficient d'irrégularité maximal horaire(Kmax.h)	10
I.3.5.2. Coefficient d'irrégularité minimale horaire (Kmin.h).....	11
I.3.5.3. Evaluation de la consommation par tranche horaire.....	12
I.4.Conclusion	13
Chapitre II : Réservoirs	
II.1.Introduction	14
II.2.Généralité	14
II.2.1.Caractéristiques des réservoirs	14
II.2.2.Utilité des réservoirs.....	14
II.2.3.Choix du site d'implantation.....	15
II.2.4.Classification des réservoirs.....	15
II.2.5.Prescriptions générales applicables aux réservoirs	15
II.2.6.Fontainerie d'équipement des réservoirs.....	16
II.2.6.1. Conduite d'adduction	16
II.2.6.2. Conduite de distribution	16
II.2.6.3. Conduite de trop-plein.....	17
II.2.6.4. Conduite de vidange.....	17
II.2.6.5. Dispositions spéciales.....	18
II.3.Le choix du type de réservoir.....	19

II.4.Capacité des réservoirs.....	19
II.4.1.Détermination de la capacité par la méthode analytique	21
II.5.Capacité des bâches des stations de reprise(SR).....	22
II.6.Conclusion.....	23

Chapitre III : Adduction

III.1.Introduction.....	24
III.2.Critères de choix de tracé.....	24
III.3.Choix de type des conduites	24
III.4. Organes et accessoires de l'adduction	25
III.4.1.Organes de sectionnement	25
III.4.2.Organes de protection	26
III.4.3.Organes de régulation	27
III.4.4.Organes de branchement	27
III.5.Etude Technico-économique	27
III.5.1.Calcul du diamètre économique.....	28
III.5.2.Calcul de la vitesse.....	28
III.5.3.Calcul des pertes de charges	28
III.5.3.1.Pertes de charge linéaire HL	28
III.5.3.2.Pertes de charge singulières HS.....	29
III.5.3.3.Pertes de charge totales HT.....	29
III.5.4.Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation HMT.....	30
III.5.5.Puissance absorbée par la pompe.....	30
III.5.6.Énergies annuelle consommées par la pompe	30
III.5.7.Frais d'exploitation.....	30
III.5.8.Frais d'amortissement	30
III.5.9.Bilan économique	31
III.5.9. Description du schéma générale de l'Adduction	31
III.6. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction.	32
III.6.1.Tronçon « F1-SR1 ».....	32
III.6.2.Tronçon « F2-SR1 ».....	33
III.6.3.Tronçon « F3-SR1 ».....	35
III.6.4.Tronçon « SR1-SR2 ».....	36
III.6.1.Tronçon « SR2-R (2x500m ³) ».....	38
III.7.Conclusion	39

Chapitre IV : pompes

IV.1.Introduction.....	40
IV.2.Classification des pompes.....	40
IV.3.Choix du type de la pompe	41
IV.4.Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge.....	42
IV.4.1.La vitesse de rotation (N)	42
IV.4.2.Le débit de pompage (Q)	42
IV.4.3.La hauteur manométrique totale (HMT).....	42
IV.4.3.1.Hauteur géométrique d'aspiration (Ha).....	42
IV.4.3.2.Hauteur géométrique de refoulement (Hr)	42
IV.4.3.3.Pertes de charges (Ja+Jr)	42
IV.4.4.Les puissances utiles et absorbées	42
IV.4.4.1.Puissance absorbée par la pompe	42
IV.4.4.2.Puissance hydraulique ou utile (Pu)	42
IV.4.5.Le rendement de la pompe.....	43
IV.5.Les courbes caractéristiques	43

IV.5.1. Courbes caractéristiques des pompes centrifuges	43
a) La courbe débit-hauteur	43
b) La courbe puissance-débit	43
c) La courbe rendement-débit	43
IV.5.2. Courbes caractéristiques de la conduite	43
IV.6. Couplage d'une pompe	44
IV.6.1. Couplage en parallèle	44
IV.6.2. Couplage en série	45
IV.7. Point de fonctionnement	45
IV.7.1. Recherche du point de fonctionnement	45
IV.7.2. Réalisations du point de fonctionnement désire	45
IV.8. Etude de la cavitation	48
IV.9. Choix des pompes du projet	50
IV.9.1. Tronçon « F1-SR1 »	50
IV.9.2. Tronçon « F2-SR1 »	51
IV.9.3. Tronçon « F3-SR1 »	55
IV.9.4. Tronçon « SR1-SR2 »	56
IV.9.5. Tronçon « SR2-R (2x500m ³) »	57
IV.10. Vérification de la cavitation	58
IV.11. Conclusion	58

Chapitre V : protection et pose des conduites

V.1. Introduction	59
V.2. Le phénomène du coup de bélier	59
V.2.1. Vue sur le phénomène	59
V.2.2. Analyse physique du coup de bélier	60
V.3. Moyens de protection contre le coup de bélier	61
V.3.1. Les volants d'inerties	61
V.3.2. Les cheminées d'équilibre	61
V.3.3. Les réservoirs d'air	62
V.3.4. Soupapes de décharge	63
V.3.5. Les ventouses	63
V.4. Etude du coup de bélier	63
V.4.1.1. Calcul des valeurs des coups de bélier	66
V.5. Dimensionnement du réservoir d'air	66
V.5.1. Méthode de VIBERT	66
V.5.2. Méthode de BERGERON	67
V.5.2.1. Principe de calcul	67
V.5.2.2. Application des principes cités	67
V.5.2.3. Application du calcul	69
V.6. Pose des canalisations et accessoires	76
V.6.1. Principe de pose des canalisations	76
V.6.2. Différentes étapes de mise en place des canalisations	78
V.6.2.1. Réalisation des fouilles	78
V.6.2.2. Préparation de la canalisation	78
V.6.2.3. Epreuve des joints et des canalisations principales	78
V.6.2.4. Essai général du réseau	79
V.6.2.5. Remblaiement de la tranchée	79
V.6.3. Accessoires	79
V.7. Conclusion	80

Chapitre VI : distribution

VI.1 Introduction.....	81
VI.2. Différents types des réseaux d'alimentation en eau potable	81
VI.2.1. Les réseaux maillés.....	81
VI.2.2. Réseaux ramifié	81
VI.2.3. Réseaux mixte.....	82
VI.3. Choix du type de matériaux	82
VI.4. Equipement du réseau de distribution	83
VI.4.1. Appareils et accessoires du réseau.....	83
VI.4.1.1. Les canalisations :	83
VI.4.1.1. Robinets vannes :	83
VI.4. Bouches ou poteau d'incendie :	83
VI.4. Clapets :	83
VI.4. Ventouses :	83
VI.4. Régulateurs de pression :	83
VI.4. Robinets de vidange (décharge):	84
VI.4. Pièces spéciales de raccord :	84
VI.4. Les Tés:	84
VI.4. Les coudes:	84
VI.4. Les cônes de réduction:	84
VI.5. Conception du réseau de distribution	84
VI.6. Principe de tracé d'un réseau de distribution.....	84
VI.7. Calcul hydraulique du réseau de distribution	84
VI.8. Modélisation et simulation du réseau	85
VI.8.1. Présentation du logiciel EPANET	86
VI.8.2. Utilisation du logiciel EPANET	86
VI.8.3. Modélisation du réseau	86
VI.9. Etude de la distribution sans tenir compte du débit d'incendie.....	86
VI.9.1. Données de base :	86
VI.9.2. Calcul des différents débits et des différents diamètres du réseau :	87
VI.9.3. Etat des nœuds après simulation	92
VI.9.4. Etat des arcs du réseau après simulation.....	97
VI.10. Etude de la distribution en tenant compte le débit d'incendie.	103
VI.10.1. Choix de l'emplacement	103
VI.10.2. Etat du réseau après simulation	104
VI.11. Conclusion	104
Conclusion générale.....	105

Liste des tableaux

Tableau (I-1) : Variation des Précipitations dans les mois	3
Tableau (I-2) : Variation des températures dans les mois	4
Tableau (I-3) : Débits fourni par les trois forages de BIRAOUA	4
Tableau (I-4) : L'évaluation de la population	5
Tableau (I-5) : besoins domestiques à différents horizons.....	6
Tableau (I-6) : Les besoins en eau administratives	6
Tableau (I-7) : Les besoins scolaires.....	6
Tableau (I-8) : Les besoins sanitaires.....	7
Tableau (I-9) : Les besoins socioculturels.....	7
Tableau (I-10) : Les besoins commerciaux	7
Tableau (I-11) : Récapitulations des besoins en eaux d'équipement actuel	8
Tableau (I-12) : Les Besoins d'équipement à long terme	8
Tableau (I-13) : Récapitulation des besoins en eau totaux.....	9
Tableau (I-14) : Débit moyen journalier majoré	9
Tableau (I-15) : Les débits journaliers maximaux et minimaux.....	10
Tableau (I-16) : valeurs Variation de β_{\max} en fonction de nombre d'habitant.....	11
Tableau (I-17) : Valeur de $K_{\max.h}$	11
Tableau (I-18) : Variation de β_{\min} en fonction de nombre d'habitant.....	11
Tableau (I-19) : Valeur de K_{\min}	12
Tableau (I-20) : Variation du débit horaire	13
Tableau (II-1) : calcul de la capacité du réservoir	21
Tableau (III-1) : Détermination de la HMT du tronçon « F1-SR1 ».....	32
Tableau (III-2) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon « F1-SR1 ».....	32
Tableau (III-3) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon « F1-SR1 ».....	33
Tableau (III-4) : Calcul de bilan économique du tronçon « F1-SR1 »	33
Tableau (III-5) : Détermination de la HMT du tronçon « F2-SR1 ».....	34
Tableau (III-6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon « F2-SR1 ».....	34
Tableau (III-7) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon « F2-SR1 ».....	34
Tableau (III-8) : Calcul de bilan économique du tronçon « F2-SR1 »	34
Tableau (III-9) : Détermination de la HMT du tronçon « F3-SR1 ».....	35
Tableau (III-10) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon « F3-SR1 ».....	35
Tableau (III-11) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon « F3-SR1 ».....	36
Tableau (III-12) : Calcul de bilan économique du tronçon « F3-SR1 »	36
Tableau (III-13) : Détermination de la HMT du tronçon « SR1-SR2 ».....	37
Tableau (III-14) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon « SR1-SR2 »	37
Tableau (III-15) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon « SR1-SR2 ».....	37
Tableau (III-16) : Calcul de bilan économique du tronçon « SR1-SR2 ».....	37
Tableau (III-17) : Détermination de la HMT du tronçon « SR2-R (2x500m ³) ».....	38
Tableau (III-18) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon « SR2-R (2x500m ³) »	38
Tableau (III-19) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon « SR2-R (2x500m ³) »	39
Tableau (III-20) : Calcul de bilan économique du tronçon « SR2-R (2x500m ³) »	39
Tableau (IV-1) : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température.....	50
Tableau (IV-2) : Caractéristiques de la pompe du forage F1	51

Tableau (IV-3) : Caractéristiques de la pompe du forage F2.....	52
Tableau (IV-4) : Recherche des points homologues du point désiré de la pompe.....	53
Tableau (IV-5) : Caractéristiques de la pompe du forage F3.....	55
Tableau (IV-6) : Caractéristiques de la pompe du SR1.....	56
Tableau (IV-7) : Caractéristiques de la pompe du SR2.....	57
Tableau (V-1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	66
Tableau (V-2) : développement des résultats de calcul de u réservoir d'air(1).....	71
Tableau (V-3) : développement des résultats de calcul de u réservoir d'air(2).....	74
Tableau (VI-1) : Calcul des débits et diamètres.....	87
Tableau (VI-2) : Etat des nœuds du réseau après simulation.....	92
Tableau (VI-3) : Etat des arcs du réseau après simulation.....	97
Tableau (VI-4) : calcul hydraulique cas de point +incendie.....	103
Tableau (VI-5) : Etat des arcs cas de point +incendie après simulation.....	104

Liste des figures

Figure (I-1) : carte administrative de la wilaya de Bordj Bou Arreridj.....	2
Figure (II-1) : Adduction avec chute libre, noyée et arrivée en pipe	16
Figure (II-2) : Départ de distribution	17
Figure (II-3) : Conduites de trop plein et de vidange.....	17
Figure (II-4) : Conduite by-pass	18
Figure (II-5) : Matérialisation d'incendie.....	18
Figure (II-6) : Cas d'un réservoir d'équilibre.....	19
Figure (III-1) : Robinet vanne à opercule.....	25
Figure (III-2) : Robinet vanne papillon.....	26
Figure (III-3) : ventouse.....	26
Figure (III-4) : clapet anti retour	27
Figure (III-5) : Schéma générale d'adduction	31
Figure (IV-1) : différents types de turbopompes.....	40
Figure (IV-2) : type de la pompe selon la forme de la roue.....	41
Figure (IV-3) : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	43
Figure (IV-4) : Couplage des pompes en parallèle	44
Figure (IV-5) : Couplage des pompes en série.....	45
Figure (IV-6) : point de fonctionnement d'une pompe.....	45
Figure (IV-7) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation	47
Figure (IV-8) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage	48
Figure (IV-9) : calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.....	49
Figure (IV-10) : calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge	49
Figure (IV-11) : Érosion par cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.....	50
Figure (IV-12) : Courbe caractéristique de la pompe du forage F1.....	51
Figure (IV-13) : Courbe caractéristique de la pompe du forage F2.....	52
Figure (IV-14) : Caractéristiques du point de fonctionnement pour la pompe du forage F2.....	53
Figure (IV-15) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe du F2 par rognage.....	54
Figure (IV-16) : Courbe caractéristique de la pompe du forage F3	55
Figure (IV-17) : Courbe caractéristique de la pompe du SR1.....	56
Figure (IV-16) : Courbe caractéristique de la pompe du SR2.....	57
Figure (V-1) : divers moments du phénomène de coup de bélier	60
Figure (V-2) : volant d'inertie.....	61
Figure (V-3) : fonctionnement des cheminées d'équilibre.....	62
Figure (V-4) : fonctionnement des réservoirs d'air.....	62
Figure (V-5) : moyens d'étranglements	62
Figure (V-6) : la soupape de décharge	63
Figure (V-7) : Les valeurs de la surpression et de dépression dans les conduites	65
Figure (V-8) : Epure de BERGERON pour le tronçon « SR1-SR2 »	72
Figure (V-9) : Variation de la pression absolue en fonction du temps tronçon « SR1-SR2 »	72
Figure (V-10) : Epure de BERGERON pour le tronçon « SR2-R (2x500m ³) »	75
Figure (V-11) : Variation de la pression absolue pour le tronçon « SR2-R (2x500m ³) »	75
Figure (VI-1) : Schéma de réseau maillé	81
Figure (VI-2) : Schéma de réseau ramifié.....	82
Figure (VI-3) : Schéma de réseau mixte	82

Figure (VI-4) : Etat du réseau après simulation 102

Liste des symboles

- T : Taux d'accroissement de la population (%).
 n : nombre d'années séparant l'année de référence de l'horizon voulu.
 P_n : population à l'horizon voulu.
 P₀ : population de l'année actuelle ou de référence.
 Q_{moyj} : consommation moyenne journalière (m³/j).
 Q_i : Dotation journalière (l/j/hab.).
 N_i : Nombre de consommateurs. (Hab.).
 Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière (m³/j).
 K_{maxj} : Coefficient d'irrégularité journalière maximum.
 Q_{moyh} : Débit moyen horaire (m³/h).
 Q_{maxj} : Débit maximal journalier (m³/j).
 K_{max h} : Coefficient d'irrégularité horaire maximum.
 A_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail.
 B_{max} : coefficient dépend du nombre d'habitants.
 α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.
 B_{min} : coefficient dépend du nombre d'habitants.
 Q_h : Le débit horaire (l/h)
 Q_{max j} : débit maximal journalier l/h
 V_{maximal} : volume maximal que peut contenir le réservoir (m³)
 P(%) : résidu maximal dans le réservoir (%)
 R₊ : valeur maximale dans le réservoir (%).
 R₋ : valeur minimale dans le réservoir (%)
 V_T : volume total du réservoir (m³)
 V_{inc} : volume de la réserve d'incendie (m³)
 D : diamètre (m)
 V : volume (m³)
 H : hauteur (m)
 H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie (m)
 S : surface (m²)
 V_u : Volume utile (maximal de stockage pour la consommation) (m³)
 P_{max} : Résidu maximal dans le réservoir en (%).
 J : pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m);
 L : Longueur de la conduite (m)
 V : Vitesse (m/s)
 g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²) ;
 λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK.
 K₀ : Rugosité absolue des tuyaux neufs
 α : Coefficient de vieillissement, déterminé à partir de l'abaque de PETER
 Re : Nombre de Reynolds
 H_L : Pertes de charge linéaires (m)
 H_S : Pertes de charge singulières (m)
 H_T : Pertes de charge totales (m)
 HMT : Hauteur manométrique (m)
 ND : Niveau dynamique du plan de pompage(m)
 H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau. (m)
 η : rendement de la pompe

- E : énergie consommée par la pompe (kWh).
 T : nombre d'heures de pompage (h).
 P : prix du kWh (DA)
 A : amortissement annuel de la conduite
 i : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie) (%)
 n : durée d'exploitation de la conduite
 F_{amor} : Les frais d'amortissement(DA)
 P_U : prix unitaire de la conduite (DA)
 F_{exp} : Les frais d'exploitation (DA)
 B_L : Le bilan (DA)
 Ctp : Cote d'un point
 Hr : Hauteur géométrique de refoulement
 Ha : Hauteur géométrique d'aspiration
 η_p : Le rendement de la pompe.
 Pa : Puissance absorbée par la pompe en (Kw)
 R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m)
 H_C : La caractéristique de la conduite
 Pa : La puissance absorbée
 N : la vitesse de rotation
 $\frac{P_0}{\varpi}$: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m)
 h_v : Tension de vapeur en m pour une température de 20°
 NPSH_r : la charge nette à l'aspiration requise
 J_a : Perte de charge à l'aspiration (m.c.e)
 a : la célérité de l'onde (m/s)
 V₀ : La vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s)
 B : La valeur maximale du coup de bélier (m)
- V_m : Vitesse moyenne entre la vitesse de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie en (m/s)
- ΔU : Variation du volume d'air
 δ0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
 Z0 : Pression absolue.
 U0 : Volume d'air initial
 U : Nouveau volume d'air
 Z : Pression dans le réservoir d'air
 d' : Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère en (m).
 Vf : Vitesse finale choisie dans la conduite de refoulement en (m/s).
 Dt : Diamètre de la tubulure(m)
 ΔH1 : La perte de charge à la montée de l'eau
 ΔH2 : La perte de charge à la descente de l'eau
 Q_p : débit de pointe (l/s)
 q_s : débits spécifiques (l/s)
 Q_r : débits en route (l/s)
 Q_{ni} : débit au nœud (l/s)
 Q_{conc} : débit concentré (l/s)
 Q_{tr} : débit de tronçon (l/s)
 L_{i-j} : Longueur du tronçon [i-j] (m)
 ∑ Li : somme des Longueurs des tronçons du réseau (m)

Introduction
Générale

Introduction générale

Depuis la nuit des temps, l'eau a toujours été à la base de toute vie sur terre. Elle constitue l'élément essentiel dans toutes les civilisations que l'humanité a connue. Donc il est indispensable que cette eau soit utilisée d'une manière équitable, rationnelle et économique.

L'expansion démographique et l'élévation du niveau de la vie ont engendré une demande croissante en eau potable sans cesse.

A cet effet plusieurs régions de l'Algérie souffrent d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable.

Dans ce mémoire de fin d'étude nous allons présenter l'étude d'un système de transfert pour alimenter en eau potable le centre d'OULED DAHMANE à partir des trois forages situés au niveau de la région BIRAOUA, après on va élaborer une étude détaillée du réseau de distribution.

Pour cela on a procédé selon le plan de travail suivant :

- Dans le premier chapitre nous avons fait la présentation du site de notre étude et l'estimation des besoins en eau de la zone concernée.
- Le deuxième chapitre concerne le dimensionnement des réservoirs.
- Dans le troisième chapitre nous avons procédé au dimensionnement de des conduites d'adduction.
- Le quatrième chapitre a consisté en le choix des pompes adéquates à notre réseau.
- Le cinquième portera sur la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, et la pose de celles-ci.
- Au sixième chapitre nous avons procéder au dimensionnement du réseau de distribution de notre zone d'étude.

Enfin nous avons terminé par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation du site et Estimation des besoins

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

I.1.Introduction.

Il sera question dans ce chapitre de traiter la localisation de notre zone d'étude, ses caractéristiques topographiques, morphologiques, géologiques et climatiques notamment la situation hydraulique de la zone ainsi on abordera dans ce chapitre une étude globale sur le développement démographique dans notre zone d'étude, ainsi que l'estimation de la variation journalière et horaire du débit à consommer.

Chaque agglomération, est caractérisée par un nombre d'habitants et un régime de consommation, ce dernier permet de montrer la variation du débit de consommation en fonction du temps (annuelle, journalière ou horaire) qui varie selon le type des consommateurs, leurs exigences, leurs habitudes, développement sanitaire de l'agglomération, climat et la saison... etc.

I.2.Présentation de site.

I.2.1.Situation géographique [1].

La zone d'étude de notre projet de mémoire de fin d'étude se situe dans la commune d'OULED DAHMANE, elle fait partie administrativement de la daïra de BORDJ ZEMMOURA.

La commune d'OULED DAHMANE est située à 25 km au nord du chef lieu de la wilaya de Bordj Bou Arreridj, elle est limitée comme suite :

- Au Nord par la commune de Tassemeurt.
- Au Sud par la commune de Hasnaoua.
- A L'Est par la commune de Bordj Zemmoura.
- A L'Ouest par la commune de Djaafra.



Figure (I.1): Carte administrative de la wilaya de Bordj Bou Arreridj

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

I.2.2.Situation topographique [1].

La commune d'OULED DAHMANE s'inscrit dans la région des hautes plaines Sétifiène. Il présente un relief très accidenté et les habitations sont éparpillées.

I.2.3.Situation climatique [2].

D'une manière générale la région est caractérisée par un climat semi-aride, aux hivers rigoureux et aux étés secs et chauds.

I.2.3.1.La pluviométrie.

Sur l'année la zone reçoit 378.90 mm de précipitations donc une moyenne de 31.575 mm. Les mois les plus pluvieux sont Septembre, janvier et Avril avec une moyenne de 56.67 mm, et les mois les plus secs sont Juin, Juillet, Octobre avec une moyenne de 12.23 mm.

Tableau (I.1): Variation des Précipitations dans les mois.

Mois	Précipitations moyennes enregistrées en mm	Nombre de jours de pluie
Janvier	55	16
Février	29	9
Mars	32	8
Avril	66	10
Mai	10.2	6
Juin	3	2
Juillet	24.7	3
Août	33	8
Septembre	49	12
Octobre	9	4
Novembre	34	5
Décembre	34	10

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

I.2.3.2. La température.

Sur l'année la température annuelle moyenne de 16.5 C.

Tableau (I.2) : Variation des températures dans les mois.

Mois	Températures enregistrées en degrés		Températures moyennes mensuelles en degrés
	Maximum	Minimum	
Janvier	15.2	-1.3	6.95
Février	16.9	-3.0	6.95
Mars	24.6	-3.3	10.65
Avril	25.0	0.05	12.53
Mai	33.9	4.0	18.95
Juin	38.5	11.2	24.85
Juillet	41.7	15.1	28.4
Août	39.8	14.1	26.95
Septembre	36.8	8.2	22.5
Octobre	30.3	3.5	16.9
Novembre	24.1	1.0	12.55
Décembre	20.7	-0.8	9.95

I.2.3.3. les Vents.

Les vents les plus fréquents dans la région est d'origine Nord Ouest pendant une grande partie de l'année tandis que les vents venant du sud tel que SIROCCO sont fréquenté en été, la vitesse moyenne du vent est de 2.0 m/s.

I.2.4. Situation hydraulique [1].

La ressource hydrique ou ressource en eau comprend, au sens large, toutes les eaux accessibles, c'est-à-dire utiles et disponibles pour l'Homme et les écosystèmes, pour notre zone, la source est constituée de trois forages situés au niveau de la région BIRAOUA.

Tableau (I-3) : débits fourni par les trois forages de BIRAOUA

Forage	Débit fourni (l/s)	Débit fourni (m ³ /j)
BIRAOUA 1 (F1)	15.0	1296.0
BIRAOUA 2 (F2)	15.0	1296.0
BIRAOUA 3 (F3)	13.5	1166.4

I.2.5. Situation hydrologique [1].

La commune est sillonnée par trois oueds :

- Oued Moudaredje : de direction Sud-Nord, il est situé à l'Ouest de la commune.
- Oued Chartioua : de direction Est-Ouest, il est situé au Nord de la commune.
- Oued boulahef : de direction Sud-Nord, il se situe à l'Est de la commune.

La commune d'OULED DAHMANE fait partie dans une région moyennement riche en eau souterraine à cause de structure géologique.

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

I.2.6. Situation géologique [3].

D'une manière générale la géologie de la commune est constituée par les unités lithologiques suivantes :

- Une couche d'argiles-Grès à l'Ouest et le sud de la commune.
- Une couche de trias-Formations Saline répandue sur une surface réduite au sud de la commune.
- Une couche d'Eocène et Crétacé-Marine ou argile et Bans de Calcaire et Marne répandue le reste du territoire de la commune

I.3. Estimations des besoins en eau.

Pour un bon dimensionnement du réseau il faut une bonne quantification des besoins en eau potable des agglomérations.

Dans notre étude on fait l'estimation à l'horizon 2043, cette estimation ne concerne pas seulement l'accroissement de la population dans le temps, mais aussi l'extension des équipements dans la zone étudiée

I.3.1. Evaluation de la population à l'horizon [3].

Pour les calculs de l'évaluation de la population future nous utiliserons la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \quad I.1$$

Avec :

- P_n : est la population à l'horizon ;
 - P_0 : Population actuelle ;
 - T : Taux d'accroissement de la population en % ;
 - n : Nombre d'années séparant les deux horizons ;
- Dans notre zone le taux d'accroissement est de 2%.

Tableau (I.4): L'évaluation de la population

Localité	Population (2008)	Population (2018)	Population (2030)	Population (2043)
Centre d'OULED DAHMANE	7139	8703	11037	14278

I.3.2. L'estimation des besoins en eau de la population.

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et les habitudes de la population, donc il faut calculer les besoins en eau potable des différents secteurs existants et projetés.

La consommation moyenne journalière est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{N_i \cdot q_i}{1000} \quad I.2$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière [m³/j];
- N_i : Nombre de consommateurs par catégorie;
- q_i : Dotation moyenne journalière [l/hab/j];
- i : Nombre de groupes ($i = 1, 2, 3, \dots, n$).

I.3.2.1. Les besoins domestiques.

La norme de consommation est adoptée en fonction de l'importance de la population, de son mode de vie, et suivant la norme d'hygiène.

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

La dotation moyenne est répartie sur plusieurs tranches comme suit :

- Agglomération de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab;
- Agglomération de 20000 à 100000 hab. : 200 à 300 l/j/hab;
- Agglomération de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab;

Dans notre cas on fait l'étude pour un long terme donc on prend une dotation de 150 l/j/hab.

Tableau (I.5): les besoins domestiques à différents horizons.

Année Localité	2008		2018		2030		2043	
	Habitant	Q _{moy.j} (m ³ /j)	habitant	Q _{moy.j} (m ³ /j)	habitant	Q _{moy.j} (m ³ /j)	habitant	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Centre D'OULED DAHMANE	7139	1070.9	8703	1305.45	11037	1655.55	14278	2141.7

I.3.2.2. Les besoins d'équipement actuel.

I.3.2.2.1. Les besoins administratifs :

Tableau (I.6): Les besoins en eau administratifs.

Type d'équipement	Unité	Quantité (2018)	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
APC	Employé	30	10	0.30
Parc APC	Unité	1	500	0.50
PTT	Employé	4	10	0.04
Garde communale	Unité	1	200	0.20
Gendarmerie	Unité	1	3000	3.00
Total				4.04

I.3.2.2.2. Les besoins scolaires :

Tableau (I.7): Les besoins scolaires

Type d'équipement	Unité	Quantité (2018)	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
Primaire	Élève	764	20	15.28
C.E.M	Élève	1130	30	33.90
Lycée	Élève	541	30	16.23
CFPA	Élève	100	25	2.5
Total				67.91

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

I.3.2.2.3. Les besoins sanitaires :

Tableau (I.8): Les besoins sanitaires.

Type d'équipement	Unité	Quantité (2018)	Dotation (l/j/unité)	Qmoy j (m3/j)
Polyclinique	Patient	150	20	3.00
Cabinet médicale	Unité	2	500	1.00
Sal de soin	Patient	40	20	0.80
Total				4.80

I.3.2.2.4. Les besoins socioculturels :

Tableau (I.9): Les besoins socioculturels

Type d'équipement	Unité	Quantité (2018)	Dotation (l/j/unité)	Qmoy j (m3/j)
Maison jeunes	Unité	1	500	0.50
Bibliothèque	Unité	1	300	0.30
Espace vert	(m2)	8990	2	17.98
Ecole coranique	Unité	1	400	0.40
Aire de jeux	(m2)	3146.5	2	6.293
Mosquée	Fidèle	2000	10	20.00
Total				45.473

I.3.2.2.5. Les besoins commerciaux :

Tableau (I.10): Les besoins commerciaux

Type d'équipement	Unité	Quantité	Dotation (l/j/unité)	Qmoy j (m3/j)
Locaux professionnel	Unité	1	400	0.4
Total				0.4

- **Récapitulation des besoins d'équipement actuel.**

Les besoins en eaux d'équipement actuel peuvent être récapitulés dans le tableau (I.11) ci-après :

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

Tableau (I.11): Récapitulations des besoins en eaux d'équipement actuel

Type de consommateur	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Besoins administratifs	4.04
Besoins scolaires	67.91
Besoins sanitaires	4.80
Besoins socioculturels	45.473
Besoins commerciaux	0.4
Total	122.623

I.3.2.3. Les besoins d'équipement à long terme.

Les besoins des équipements projetés sont en fonction du débit domestique actuel et à long terme et le débit d'équipement actuel, alors le débit d'équipement à long terme est donné par la formule suivante :

$$\frac{Q_{\text{equi.act}}}{Q_{\text{dom.act}}} = \frac{Q_{\text{equi.2043}}}{Q_{\text{dom.2043}}} \quad I.3$$

Avec :

- $Q_{\text{equi.act}}$: débit d'équipement actuel ;
- $Q_{\text{dom.act}}$: débit domestique actuel ;
- $Q_{\text{equi.2043}}$: débit d'équipement à long terme (2043) ;
- $Q_{\text{dom.2043}}$: débit domestique à long terme (2043).

Tableau (I.12): Les besoins des équipements à long terme.

Besoins Localité	Besoins domestiques actuels (m ³ /j)	Besoins d'équipements actuels (m ³ /j)	Besoins domestiques long terme (m ³ /j)	Besoins d'équipements long terme (m ³ /j)
Centre d'OULED DAHMANE	1305.45	122.623	2141.7	201.1733

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

- **Récapitulation des besoins en eau totaux.**

Tableau (I.13): Récapitulation des besoins en eau totaux.

Localité \ Besoins	Besoins domestiques actuels (m ³ /j)	Besoins d'équipements actuels (m ³ /j)	Total (m ³ /j)	Besoins domestiques long terme (m ³ /j)	Besoins d'équipement long terme (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
Centre D'OULED DAHMANE	1305.45	122.623	1428.073	2141.7	201.1733	2342.87

I.3.3. Majoration de la consommation journalière.

Lors du calcul des besoins pour un projet d'alimentation en eau potable on prend en considération les pertes en eau causées par les fuites dans la conduite d'adduction et les conduites de distribution, le taux des pertes est fonction de plusieurs facteurs (le type de la conduites, la nature du terrain, la qualité d'entretien ... etc.). Pour notre cas on opte pour une majoration de 20% donc le débit moyen journalier majoré sera :

$$Q_{moy.j.maj} = Q_{moy.j} * K_f \quad I.4$$

Avec :

- $Q_{moy.j.maj}$: Débit moyen journalier majoré (m³/j);
- K_f : coefficient de fuite ($K_f=1+\text{taux de fuite}$);
- $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier (m³/j).
- On calcul le débit moyen journalier majoré, les résultats sont dans le tableau (I.14) suivant :

Tableau(I.14): Débit moyen journalier majoré.

Localité	Débit moyen journalier (m ³ /j)	K_f	Débit moyen journalier majoré (m ³ /j)
Centre D'OULED DAHMANE	2342.87	1,2	2811.444

I.3.4. Variation de la consommation journalière.

La consommation de l'eau potable pendant la journée diffère d'un moment à l'autre, et cela en peut le voir dans la vie quotidienne, la consommation pendant la nuit diminue et augmente avec les premières heures de la journée. Donc la consommation à un maximum et un minimum pendant la journée tel que :

$$Q_{max.j} = K_{max.j} * Q_{moy.j.maj} \quad I.5$$

$$Q_{min.j} = K_{min.j} * Q_{moy.j.maj} \quad I.6$$

Avec :

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

- $Q_{max,j}$: débit journalier maximal ;
- $Q_{min,j}$: débit journalier minimal ;
- $K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville, il est compris entre 1.1 et 1.3 ;
- $K_{min,j}$: coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9.

On adoptera pour notre cas, un coefficient $K_{max,j} = 1.3$.

On prendra $K_{min,j} = 0.8$.

Les variations de la consommation journalière à l'horizon 2043 sont récapitulées dans le tableau (I.15) suivant :

Tableau (I.15): Les débits journaliers maximaux et minimaux

Localité	$Q_{mov.i.maj}(m^3/j)$	$K_{min.i}$	$Q_{min.i}(m^3/j)$	$K_{max.i}$	$Q_{max.i}(m^3/j)$
Centre D'OULED DAHMANE	2811.444	0,8	2249.1552	1,3	3654.8772

I.3.5. Variations de consommation horaires :

Pendant la journée la plus chargée de l'année, il y a des heures où la consommation est élevée (heure de pointe), et des heures où la consommation est faible (heure creuse). On distingue le débit maximum horaire et le débit minimum horaire, ils sont caractérisés par des coefficients d'irrégularité $K_{max,h}$ et $K_{min,h}$.

➤ Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est utile pour le dimensionnement des prises d'eau et des stations de traitements, il est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy.h} = Q_{max,j} / 24 \quad I.7$$

Avec :

- $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire (m^3/h).
- $Q_{max,j}$: Débit maximal journalier (m^3/j).

I.3.5.1. Coefficient d'irrégularité maximal horaire ($K_{max,h}$).

Le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :

α_{max} et β_{max} , tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad I.8$$

Avec :

- $K_{max,h}$: Le coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local (pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$);
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

La variation de β_{\max} fonction de nombre d'habitants est donnée dans le tableau(I.16) ci - après :

Tableau (I.16): Variation de β_{\max} en fonction de nombre d'habitant.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1

D'après le tableau on peut déduire β_{\max} de chaque et aussi $K_{\max.h}$

Tableau (I.17): Valeur de $K_{\max.h}$.

Coefficients Localité	α_{\max}	β_{\max}	K_{\max}
Centre D'Ouled DAHMEN	1,3	1,26	1.638

I.3.5.2. Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min.h}$).

Le coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min.h}$) permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min.h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad I.9$$

Avec :

- $K_{\min.h}$: Le coefficient d'irrégularité maximale horaire ;
- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6 (pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$);
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

La variation de β_{\min} fonction de nombre d'habitants est donnée dans le tableau (I.18)

Suivant :

Tableau (I.18): Variation de β_{\min} en fonction de nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de β_{\min} et $K_{\min.h}$ de chaque zone qui sont mentionnées au tableau (I.19) suivant :

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

Tableau (I.19): Valeur de K_{min}

Coefficient Localité	α_{min}	β_{min}	K_{min}
Centre D'OULED DAHMANE	0,5	0,44	0,22

➤ Débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max.h} = Q_{moy.h} \cdot K_{max.h} \quad I.10$$

Avec :

- $Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire (m^3/h).
- $K_{max.h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum.

➤ Débit minimal horaire :

Ce débit a une importance sur la détermination de l'épaisseur de la canalisation, et sur la détermination des fuites, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{min.h} = Q_{moy.h} \cdot K_{min.h} \quad I.11$$

Avec :

- $Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire en m^3/h .
- $K_{min.h}$: Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

I.3.5.3. Evaluation de la consommation par tranche horaire.

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération (Annexe(1)).

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins

Tableau (I.20): Variation du débit horaire.

Heure	Consommation journalière maximale $Q_{\max,j}=3654.8772$	
	En (%)	En (m ³ /h)
0-1	1.5	54.8232
1-2	1.5	54.8232
2-3	1.5	54.8232
3-4	1.5	54.8232
4-5	2.5	91.3719
5-6	3.5	127.9207
6-7	4.5	164.4695
7-8	5.5	201.0182
8-9	6.25	228.4298
9-10	6.25	228.4298
10-11	6.25	228.4298
11-12	6.25	228.4298
12-13	5	182.7439
13-14	5	182.7439
14-15	5.5	223.2712
15-16	6	219.2926
16-17	6	219.2926
17-18	5.5	223.2712
18-19	5	182.7439
19-20	4.5	164.4695
20-21	4	146.1951
21-22	3	109.6463
22-23	2	73.0975
23-24	1.5	54.8232
Totale	100	3654.8772

Le débit maximum horaire de pointe pour la commune d'OULED Dahmane est de 228.4298 m³/h et survient entre 08h à 12h. Donc le Q_p est comme suit :

$$Q_p = 228.4298 \text{ m}^3/\text{h}$$

I.4.Conclusion.

Dans ce chapitre on a présenté les différentes caractéristiques de notre zone d'étude et conditions hydrauliques disponibles et aussi on a abordé une analyse sur le développement démographique de la zone d'étude où on a estimé la population totale de 14278 habitants à l'horizon 2043.

L'étude de variation de la consommation indique un débit maximal journalier d'une valeur de 3654.8772 m³/j pour le même horizon (2043).

On constate que ces besoins journaliers seront satisfaits par le débit fourni ($Q=3758.4\text{m}^3/\text{j}$) à partir des trois forages de BIRAOUA.

Chapitre II :

Réservoirs

II.1. Introduction.

La consommation en eau de la population varie pendant la journée, où des fois elle atteint des valeurs maximales supérieures et des fois des valeurs minimale inférieures au débit de la source, donc il va y avoir soit un déficit ou un gaspillage d'eau, et afin de régler ce problème on construit un réservoir de stockage, dont le principe est de stocker l'eau dans les périodes où la demande des populations est faible pour pouvoir satisfaire les besoins en eau dans les heures de pointe.

Deux facteurs essentiels doivent être tenus en compte lors la conception d'un réservoir :

- Conserver la qualité de l'eau stockée ;
- Faciliter les conditions d'exploitation et d'entretien.

II.2. Généralité.

II.2.1. Caractéristiques des réservoirs.

- **Durabilité :**

Les surfaces en contact avec l'eau doivent être lisses et les matériaux noyés ne doivent ni se désagréger, ni communiquer à l'eau des saveurs et odeurs désagréables.

- **Étanchéité :**

L'étanchéité du réservoir doit être parfaite surtout pour la surface intérieure, afin d'éviter les fuites d'eau et les fissurations du réservoir.

- **Résistance :**

Le réservoir doit être dimensionné d'une façon à équilibrer tous les efforts qu'il subit sur toutes ses parties.

II.2.2. Utilité des réservoirs [4].

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique :

- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production ;
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...);
- Simplification de l'exploitation ;
- Régularité des pressions dans le réseau ;
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant ;
- Ils combattent efficacement les incendies grâce à la réserve incendie.

II.2.3.Choix du site d'implantation [4].

- Le choix du site d'implantation du réservoir est dicté essentiellement par des considérations de pression aux points d'alimentation, ainsi que de la cote des points d'alimentation les plus basses et les plus hautes.
- L'emplacement du réservoir à pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnées au moment du débit de pointe. L'altitude du réservoir, plus précisément du radier, doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable.
- Il faut prendre en considération les extensions futures.

II.2.4.Classification des réservoirs [4].

➤ D'après la nature des matériaux en distingué :

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

➤ D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

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

➤ Enfin, d'après des considérations esthétiques, ils doivent:

- Affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
- S'intégrer au paysage.

➤ On peut ajouter une autre classification selon la forme :

- Parallélépipédique ;
- Cylindrique ;
- Conique ;
- Sphérique ;
- Ou d'autre forme quelconque.

II.2.5. Prescriptions générales applicables aux réservoirs [8].

Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de température.

Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.

Il doit être installé un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs doivent répondre aux prescriptions suivantes :

- Non susceptibles d'altérer d'une manière quelconque les qualités de l'eau distribuée.

- Ne sont pas susceptibles, au contact de l'eau distribuée pour l'alimentation humaine, de se dissoudre, de se désagréger ou de communiquer à celle-ci des saveurs ou des odeurs désagréables.

Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs, et de toute façon, au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.

Pour les réservoirs dont la capacité est supérieure à 1 mètre cube, ces opérations doivent être suivies d'un contrôle de la qualité de l'eau.

Des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise hors service.

II.2.6. Fontainerie d'équipement des réservoirs [4].

II.2.6.1. Conduite d'adduction :

La conduite dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint son niveau maximal, l'obturation se fait par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou un dispositif permet l'arrêt du moteur si l'adduction est par refoulement

Dans les installations importantes les robinet-flotteurs sont remplacés par des vannes motorisées.

L'adduction s'effectue par sur verse, soit en chute, soit noyée (la conduite est placée dans la partie supérieure) ou par un passage par le radier.

L'adduction en chute provoque une oxygénation des eaux et aussi l'arrivée de l'eau à une altitude constante donc un débit constant d'un autre côté l'arrivée en chute libre peut pour certaines eaux détruire l'équilibre carbonique par l'aération qu'elle produit.

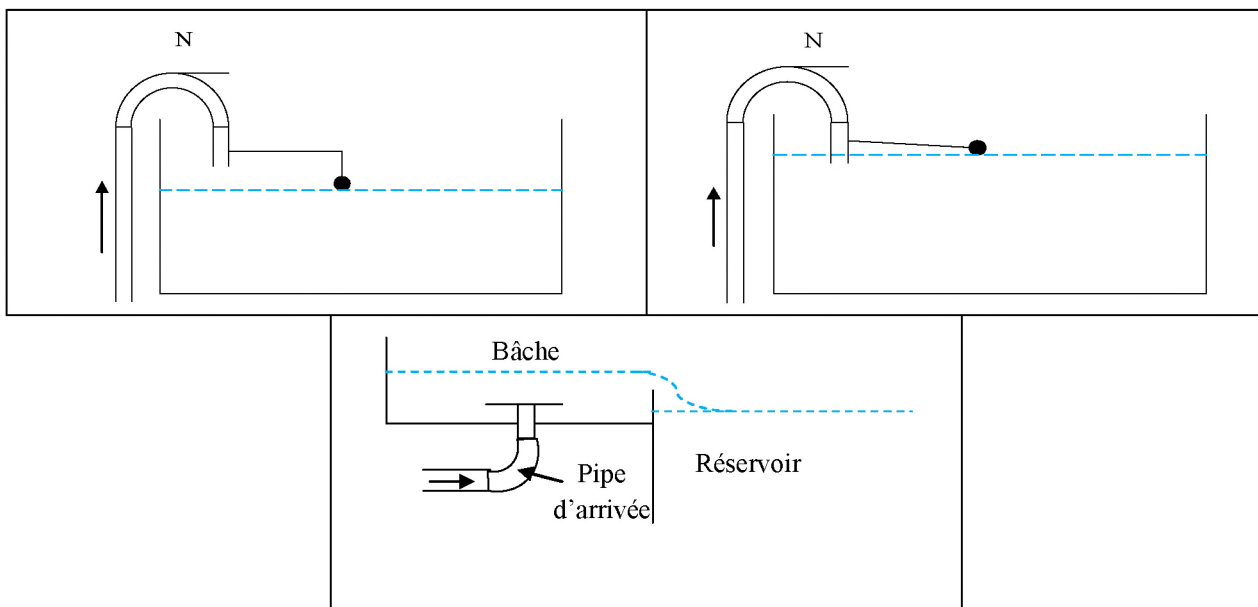


Figure (II.1): Adduction avec chute libre, noyée et arrivée en pipe.

II.2.6.2. Conduite de Distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 ou 0,20 m au-dessus de radier en vu d'éviter l'introduire dans la distribution des boues ou des sables.

Cependant, comme il y a lieu de conserver un minimum de 0,50 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, on peut

envisager un départ à partir d'un point bas pour réduire l'importance du volume supplémentaire de la cuve qu'entraîne cette condition.

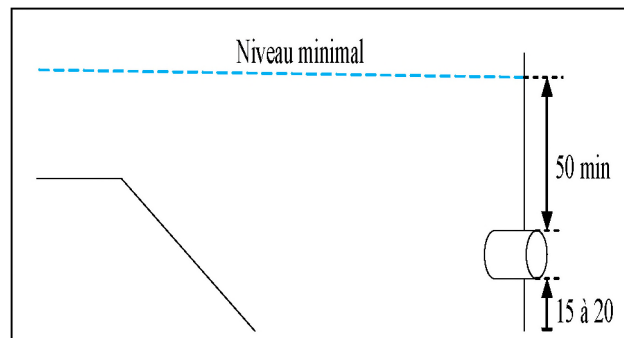


Figure (II.2): Départ de distribution.

II.2.6.3. Conduite Trop plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

II.2.6.4. Conduite de Vidange :

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein. Elle comporte un robinet-vanne.

Les conduites d'adduction, de distribution, de trop plein et de vidange doivent être prévues dans tous les réservoirs.

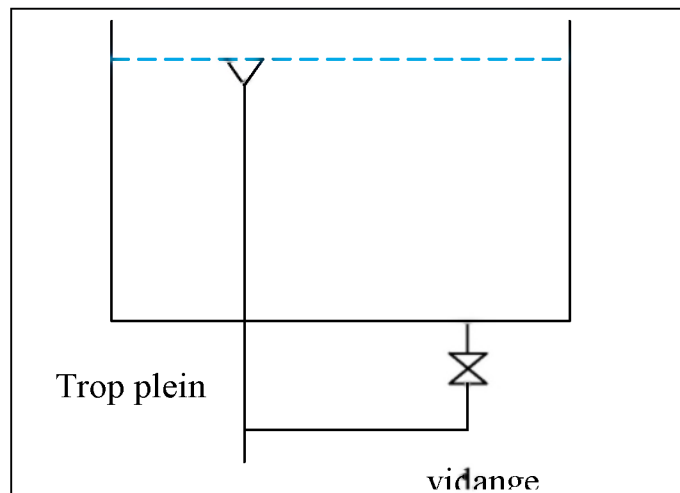


Figure (II.3): Conduites de trop plein et de vidange.

II.2.6.5. Dispositions spéciales :

Les dispositions spéciales ci-après sont également à prévoir :

❖ **By-pass entre adduction et distribution :**

En cas indisponibilité ou de réparation de réservoir, il est bon de prévoir une

Communication entre ces deux conduites.

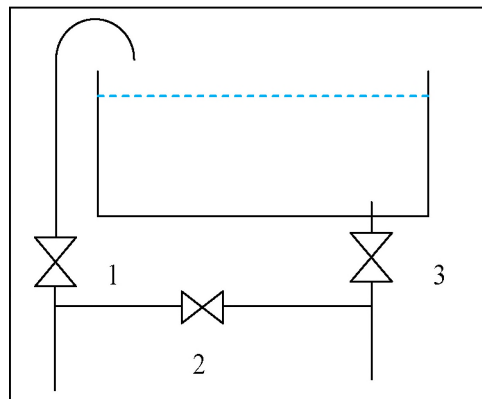


Figure (II.4): Conduite by-pass.

En temps normal, 1 et 3 sont ouverts et 2 fermé. En by-pass, on ferme 1 et 3 et on ouvre 2.

❖ **Matérialisation de la réserve incendie :**

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations moyennes, automatique, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter, dans le cas d'un soutirage intensif, que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution.

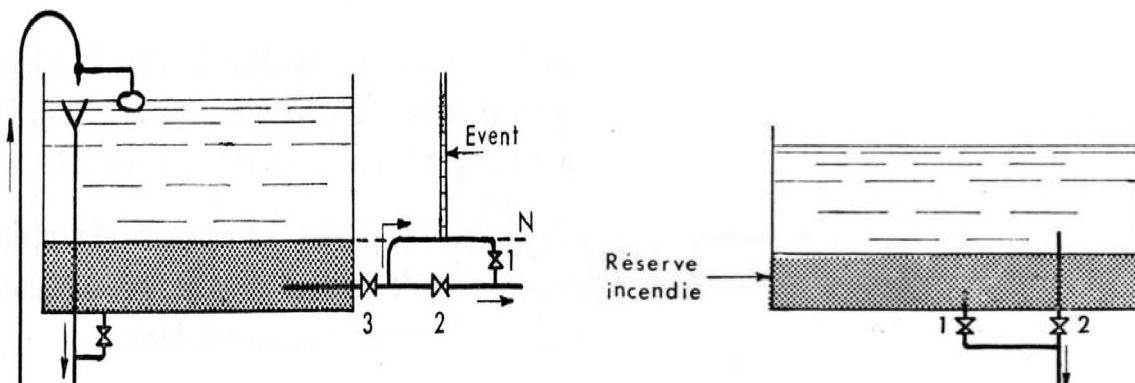


Figure (II.5): Matérialisation d'incendie.

- **Cas du refoulement-distribution :**

Il peut arriver que, par raison d'économie ou par suite de la disposition des lieux, on soit amené, pour de petites installations, à utiliser la conduite de refoulement (qui ne travaille que la nuit, dans ce cas) comme conduite maitresse de distribution dans la journée.

- **Cas du réservoir d'équilibre :**

La conduite alimentaire du réservoir d'équilibre pouvant faire de l'adduction ou de la distribution, l'équipement d'un tel réservoir sera semblable au cas précédent.

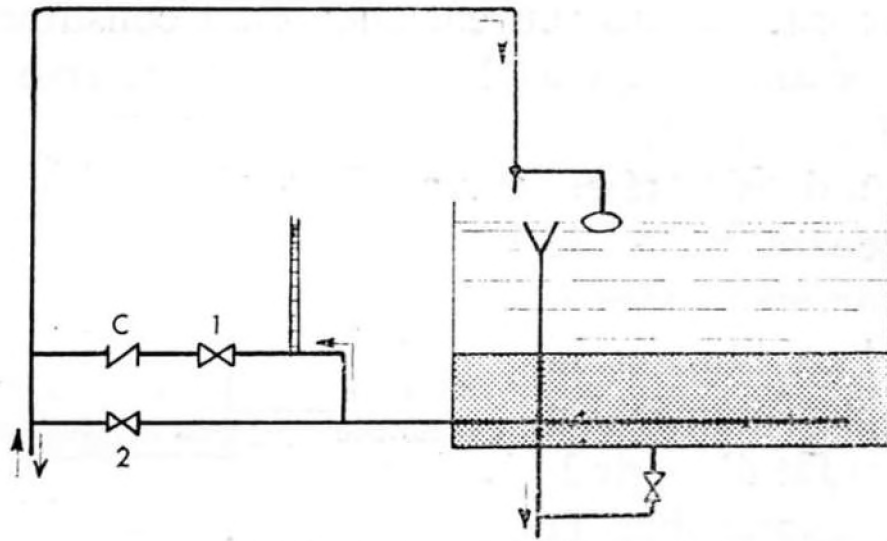


Figure (II.6): Cas d'un réservoir d'équilibre.

II.3. Le choix du type de réservoir.

Pour notre cas on choisie un réservoir du type semi-enterré en béton armé, notre choix est basé sur les critères suivants :

- Economie sur les frais de construction
- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critiques
- Etanchéité plus facile à réaliser
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

II.4. Capacité des réservoirs.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte de l'apport et de la distribution, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité des réservoirs est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit de consommation en prenant en considération bien entendu le jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer le volume des réservoirs :

- Méthode analytique
- Méthode graphique

➤

➤ Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir afin de déterminer son volume qui sera :

$$V_r = Q_{max.j} * a/100 \quad II-1$$

- V_r : capacité résiduelle (m³) ;
- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%) ;
- $Q_{max.j}$: Consommation maximale journalière (m³/j).

Le volume total se détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_t = V_r * V_{inc} \quad II.2$$

- V_t : capacité totale du réservoir (m³).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m³.

➤ **Méthode graphique :**

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

$$R_{max} = |V^-| + |V^+|(\%) \quad II-3$$

Avec :

- R_{max} : Résidu maximal dans le réservoir en (%).

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = Q_{max.j} * \frac{R_{max}}{100} (m^3) \quad II-4$$

Dont le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc}.$$

II.4.1. Détermination de la capacité du réservoir par la méthode analytique :*Tableau (II-1) : calcul de la capacité du réservoir*

Heurs	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m3/h	%	m3/h	%	%	%
00-01	4.16	152.2866	1.5	54.8232	2.66	-	2.66
01-02	4.16	152.2866	1.5	54.8232	2.66	-	5.32
02-03	4.16	152.2866	1.5	54.8232	2.66	-	7.98
03-04	4.16	152.2866	1.5	54.8232	2.66	-	10.64
04-05	4.16	152.2866	2.5	91.3719	1.66	-	12.3
05-06	4.16	152.2866	3.5	127.9207	0.66	-	12.96
06-07	4.16	152.2866	4.5	164.4695	-	-0.34	12.62
07-08	4.16	152.2866	5.5	201.0182	-	-1.34	11.28
08_09	4.17	152.2866	6.25	228.4298	-	-2.08	9.2
09-10	4.17	152.2866	6.25	228.4298	-	-2.08	7.12
10-11	4.17	152.2866	6.25	228.4298	-	-2.08	5.04
11-12	4.17	152.2866	6.25	228.4298	-	-2.08	2.96
12-13	4.17	152.2866	5	182.7439	-	-0.83	2.13
13-14	4.17	152.2866	5	182.7439	-	-0.83	1.3
14-15	4.17	152.2866	5.5	223.2712	-	-1.33	-0.03
15-16	4.17	152.2866	6	219.2926	-	-1.83	-1.86
16-17	4.17	152.2866	6	219.2926	-	-1.83	-3.69
17-18	4.17	152.2866	5.5	223.2712	-	-1.33	-5.02
18-19	4.17	152.2866	5	182.7439	-	-0.83	-5.85
19-20	4.17	152.2866	4.5	164.4695	-	-0.33	-6.18
20-21	4.17	152.2866	4	146.1951	0.17	-	-6.01
21-22	4.17	152.2866	3	109.6463	1.17	-	-4.84
22-23	4.17	152.2866	2	73.0975	2.17	-	-2.67
23-24	4.17	152.2866	1.5	54.8232	2.67	-	0
Total	100	3654.8772	100	3654.8772	-	-	-

D'après le Tableau (II-1) la valeur de (P%) :

$$P_{\max} = |12.96| + |6.18| = 19.14 \%$$

On a: $Q_{\max,j} = 3654.8772$

Alors: $V_u = \frac{19,14}{100} * 3654.8772 = 700 \text{ m}^3$

Et on sait que: $V_T = V_{\text{inc}} + V_u$

Donc: $V_T = 120 + 700$

$$V_T = 820 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé $V_n = 1000 \text{ m}^3$

Remarque :

Vu que la région est agressive. Il est nécessaire d'opter pour des réservoirs jumelés, et le volume trouvé pour le réservoir qui est situé au niveau de la localité de BKHAKHCHA ($R = 1000 \text{ m}^3$) sera partagé en deux réservoirs de capacité 500 m^3 .

• Le diamètre du réservoir

On prendra $H = 4 \text{ m}$.

$$D = \left[\frac{4 \times V}{\pi \times H} \right]^{1/2} \quad \text{II-5}$$

Avec : $V = 500 \text{ m}^3$

$$D = \left[\frac{4 \times 500}{\pi \times 4} \right]^{1/2}$$

D'où : $D = 12,61 \text{ m}$

II.5. Capacité des bâches des stations de reprise (SR).

Pour toutes les stations de pompage, l'alimentation des pompes en eau se fait à partir d'une bache de reprise à surface libre. La bache de reprise se situe à un niveau plus élevé que celui de l'axe des pompes afin de se mettre à l'abri d'éventuels problèmes d'amorçage et de cavitation. Les bâches de reprise dans notre cas jouent un rôle transitoire. Leur dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

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

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\max,j} \cdot t}{T} \quad \text{II-6}$$

Avec :

- **Q_{max,j}** : débit maximal journalier total ;
- **T** : le temps de fonctionnement de la station de pompage ;
- **t** : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t = 0,25 \text{ h}$).

Pour notre cas :

- $Q_{\max,j} = 3654.8772 \text{ m}^3$

- $T = 24 \text{ h}$.

Donc : $V_{\text{bache}} = 38.07 \text{ m}^3$

Le volume normalisé $V_n = 50 \text{ m}^3$

II.6.Conclusion.

La capacité des deux réservoirs déterminés précédemment va assurer l'alimentation en eau potable pour la zone étudiée.

L'acheminement de l'eau vers ces réservoirs se fait à partir des trois forages qui sont situés à BIRAOUA avec une adduction par refoulement qui passe par deux stations de reprise, avec une bache d'eau de 50 m³ pour chaque station.

Chapitre III :

Adduction

III.1.Introduction

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source à son lieu de consommation. L'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs, En fonction du relief de la zone et du plan technico-économique, on distingue trois types d'adduction à savoir :

- Adduction par Refoulement.
- Adduction Gravitaire.
- Adduction Mixte.
 - **Adduction par refoulement** : la source se localise à une cote inférieure à celle du réservoir. L'écoulement fait appelle à une source d'énergie, le refoulement s'effectue par l'intermédiaire de pompes.
 - **Adduction gravitaire** : la source se localise à une côte supérieure à celle du réservoir. L'écoulement de l'eau se fait par l'effet de la pesanteur.
 - **Adduction mixte** : C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

III.2.Critères de choix du tracé [4]:

Pour faire un choix du tracé d'adduction, on doit tenir compte des conditions d'ordre techniques et économiques suivantes :

- Choisir le tracé le plus court et aussi direct que possible.
- Chercher un profil en long régulier (pentes) et éviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu à la formation des poches d'air, qui peuvent occasionner la rupture de la veine liquide, et qui peuvent aussi provoquer des désordres graves (vibrations, descellement des joints).Ces phénomènes dangereux se produisent dans le cas du refoulement, lors de l'arrêt brusque des pompes (phénomène du coup de bélier).
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, routes, voies ferrées, forêts et les zones marécageuses...).

III.3.Choix du type des conduites :

Le choix du matériau des conduites pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

- ✓ Sur le plan technique, cette faisabilité dépend de plusieurs exigences comme :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
 - Adaptation aux terrains de pose.
 - Bonne étanchéité.
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
- ✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport.
 - la durée de vie.
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue:

- Conduite en acier.

- Conduite en fonte ductile.
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle).
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans notre adduction on a opté pour des conduites en **PEHD** vu les avantages qu'ils représentent.

➤ **Conduite en PEHD :**

Ce sont, à l'aube de nos jours, sur le marché il existe des petits et moyens diamètres, aux raisons des particularités suivants :

Résistant à la traction :

- Manchons soudés, pour diamètres extérieurs de tuyaux jusqu'à 160 mm.
- Soudures bout à bout, pour diamètres extérieurs de tuyaux depuis 90 mm.
- Raccords à brides, pour diamètres extérieurs de tuyaux depuis 63 mm.
- Raccords métalliques avec bague de serrage ou de blocage; résistant à la traction selon les indications de l'usine.

Mobiles :

- Raccords à emboîtement, pour diamètres extérieurs de tuyaux depuis 63 mm.

Caractéristique :

- Apte à prendre en charge de grandes pressions.
- Sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte.
- Ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.
- Faible rugosité.

III.4.Organes et accessoires de l'adduction [6]:

III.4.1.Organes de sectionnement :

Ils permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas des travaux de réparation, ainsi que le réglage du débit, Nous citons :

- **Robinet vanne** : est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Figure.
- **Robinet vanne papillon** : est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon.

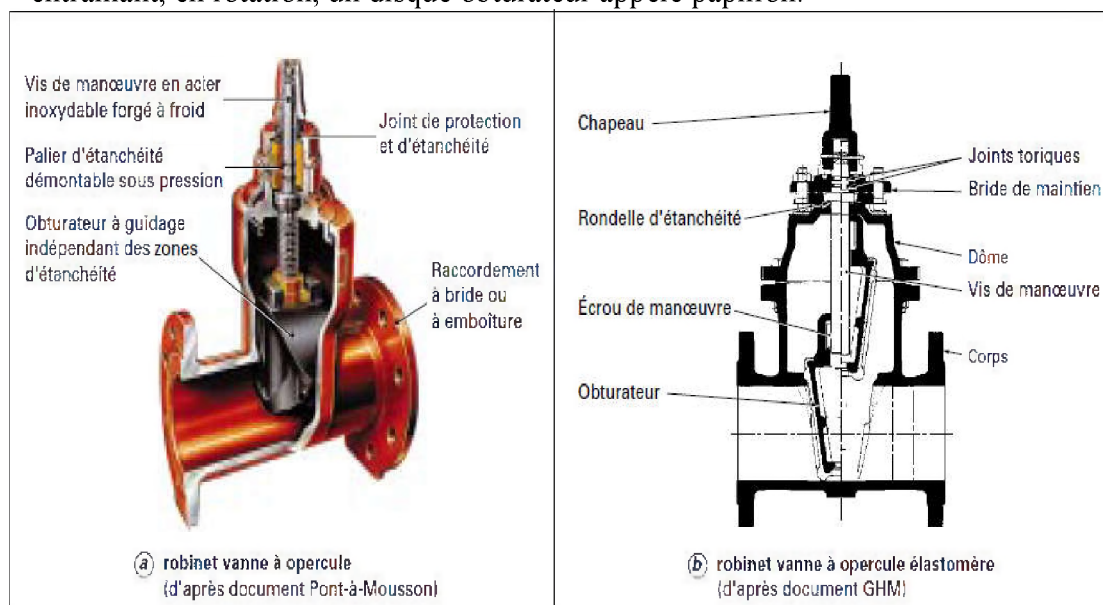


Figure (III-1) : Robinet vanne à opercule

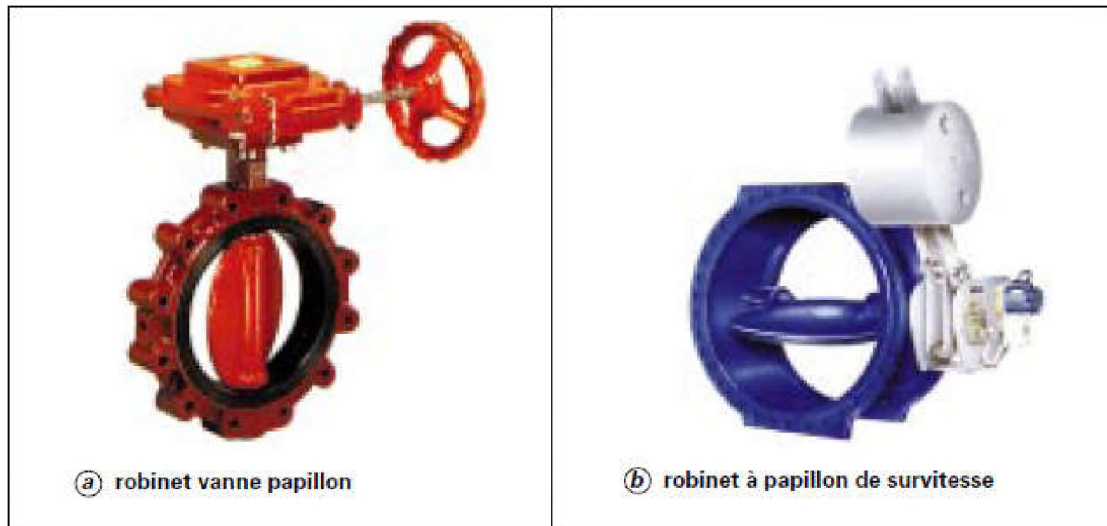


Figure (III-2) : Robinet vanne papillon

III.4.2. Organes de protection :

Ils permettent la protection des conduites de divers phénomènes qui se traduisent au niveau des canalisations.

- **Ventouse** : sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Se placent aux points hauts des canalisations.
- **Clapet** : destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé.
- **Vanne de vidange** : joue le même rôle que la ventouse, mais se place aux points bas des canalisations.

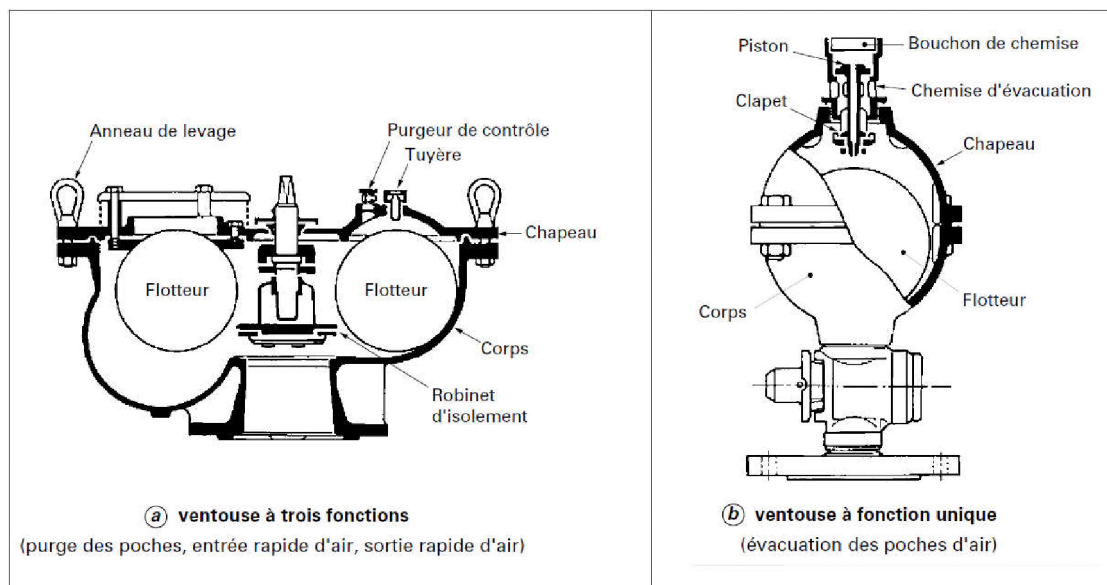


Figure (III-3) : ventouse

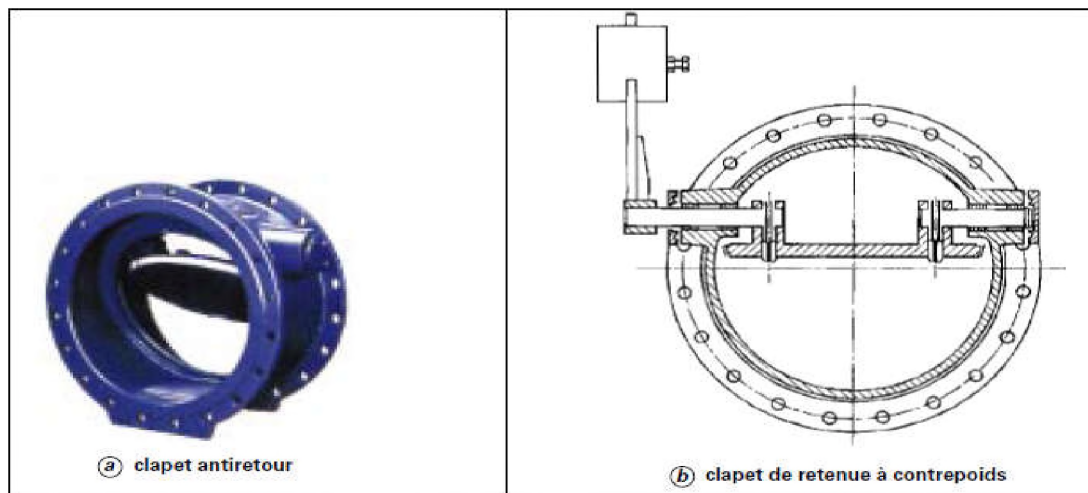


Figure (III-4) : clapet anti retour

III.4.3.Organes de régulation :

Ils permettent la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval, on cite :

- **Vanne de régulation du débit** : limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.
- **Vanne de régulation de la pression amont** : maintient la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En réduisant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. on obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.
- **Vanne de régulation de la pression aval** : son but est de fournir une pression à l'aval constant.

III.4.4.Organes de branchement :

Ce sont des pièces qui permettent de réaliser toutes les dispositions, on distingue :

- **Les coudes** : destinés pour le changement de direction.
- **Les tés** : raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale.
- **Les cônes** : joignent des conduites de diamètres différents.

III.5.Etude Technico-économique :

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite (diamètre optimal), le choix de cette dernière repose sur les deux tendances suivante :

- Les frais d'amortissement des conduites qui croissent avec les diamètres des canalisations.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage, qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution des pertes de charges.

Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet. Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit.
- Le diamètre.
- La vitesse.
- Les pertes de charge.

III.5.1. Calcul du diamètre économique :

Dans la pratique, le diamètre optimal est déterminé approximativement par les formules de BONNIN et BRESS, ces formules sont données comme suit :

- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q}$ *III-1*
- Formule de BRESS : $D = 1.5\sqrt{Q}$ *III-2*

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en (m).
- Q : Débit transitant dans la conduite en (m³/s).

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par la formule de BONNIN et celle de BRESS.

Le plus économique sera celui qui présente un bilan minimal et une vitesse acceptable.

III.5.2. Calcul de la vitesse :

La vitesse d'écoulement de l'eau dans les tuyaux, se calcule par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad \text{III-3}$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement (m/s).
- Q : débit dans la conduite (m³/s).
- D : diamètre de conduite (m).

III.5.3. Calcul des pertes de charges :

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours.

On distingue :

- ✓ Les pertes de charge linéaires qui correspondent aux frottements de l'eau contre les parois de la tuyauterie, elles peuvent être calculées ou tirées à partir d'un abaque. Elles sont exprimées en (m/m) et varient avec le débit qui transite dans l'adduction.
- ✓ Les pertes de charges singulières correspondent à la présence d'un obstacle particulier, coude, vanne, etc. Elles sont généralement données par le constructeur et exprimées en (m).

III.5.3.1. Les pertes de charge linéaire ΔH_L :

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

$$\Delta H_L = \lambda * L * \frac{v^2}{2 * g * D} \quad \text{III-4}$$

Avec :

- ΔH_L : pertes de charge linéaires (m) ;
 - L : longueur de la conduite (m) ;
 - g : accélération de la pesanteur ($g=9.81\text{m/s}^2$) ;
 - λ : Coefficient de frottement de DARCY. Il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation. Il est donné par les deux formules
 - **Pour un régime turbulent rugueux**

Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad \text{III-5}$$

Avec :

-K : Coefficient de rugosité de la conduite (mm). Sa valeur est comprise entre 0.01 mm et 0.02 mm pour le PEHD.

➤ **Pour le régime transitoire**

Formule de COLBROOK-WHITE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log \left[\frac{K}{3,71 * D} + \frac{2,51}{Re * \sqrt{\lambda}} \right] \quad III-6$$

La rugosité engendre des pertes de charge qui dépendent :

- Des paramètres hydrauliques qui sont : la vitesse, le diamètre et la pression ;
- Des paramètres physicochimique de l'eau la PH, la dureté.
- ❖ Re : nombre de Reynolds :

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad III-7$$

- ❖ ν : viscosité cinématique de l'eau calculée par la formule de Stockers :

$$\nu = \frac{0,00178}{1 + 0,00337 * t + 0,000221 * t^3} \quad III-8$$

Où :

- t : température de l'eau ;
- $\nu = 10^{-6}$ m²/s.

III.5.3.2. Les pertes de charges singulières ΔH_S :

Elles sont provoquées par les coudes, vannes, clapets...etc. et sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD et à 15% des pertes de charge linéaires pour l'acier :

- Pour les conduites en PEHD :

$$\Delta H_S = 0,1 * \Delta H_L \quad III-9$$

- Pour les conduites en acier :

$$\Delta H_S = 0,15 * \Delta H_L \quad III-10$$

Avec :

- ΔH_S : Perte de charge singulière (m) ;
- ΔH_L : Perte de charge linéaire (m).

III.5.3.3. Pertes de charge totales ΔH_T :

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

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S \quad III-11$$

Avec :

- ΔH_T : Perte de charge totale (m) ;
- ΔH_S : Perte de charge singulière (m) ;

- ΔH_L : Perte de charge linéaire (m).

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

Elle est calculée comme suit :

$$HMT = H_g + \Delta H_T \quad III-12$$

- H_g : hauteur géométrique (m) ;
- ΔH_T : pertes de charges totales (m).

III.5.5. Puissance absorbée par la pompe.

$$P_a = \frac{g \cdot Q \cdot HMT}{\eta} \quad III-13$$

Où :

- P_a : puissance absorbée par la pompe (kW) ;
- HMT : hauteur manométrique totale (m) ;
- Q : débit à transiter (m^3/s).

III.5.6. Energie annuelle consommée par la pompe.

$$E = P_a * T * 365 \quad III-14$$

- E : énergie consommée par la pompe (kWh) ;
- P_a : puissance absorbée par la pompe (kW) ;
- T : temps de pompage (h).

III.5.7. Frais d'exploitation.

Données par :

$$F_{exp} = E * e \quad III-15$$

Où :

- F_{exp} : frais d'exploitation (Da) ;
- E : énergie consommée par la pompe (kWh) ;
- e : prix d'un kWh, ($e=4.67Da$).

III.5.8. Frais d'amortissement.

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_u * L * A \quad III-16$$

Où :

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

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad III-17$$

Où :

- i : taux d'intérêt annuel (annuité), $i=8\%$;
- n : nombre d'années d'amortissement ($n=25$ ans).

Donc $A=0.0936$

III.5.9. Bilan économique.

Le bilan sera :

$$BL = F_{exp} + F_{amo} \quad III-18$$

Avec :

- F_{exp} : Les frais d'exploitation (DA) ;
- F_{amor} : Les frais d'amortissement ;
- BL : Le bilan.

III.5.10. Description du schéma générale de l'Adduction

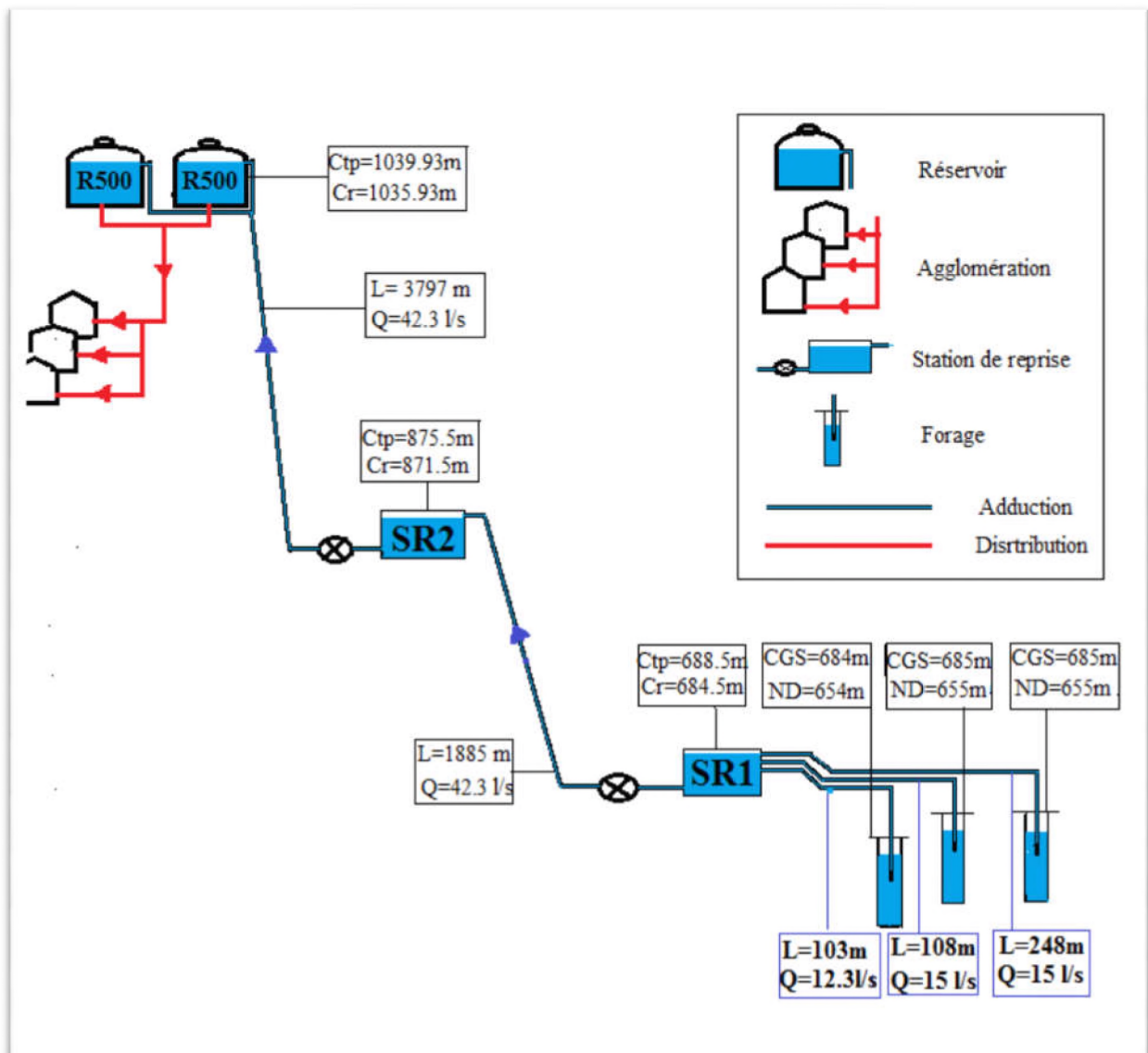


Figure (III.5) : Schéma générale d'adduction

III.6. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction.

III.6.1. Tronçon « F1-SR1 ».

Les caractéristiques de tronçon :

- $Q = 15 \text{ L/s}$
- Longueur $L = 248 \text{ m}$;
- Cote de trop plein de la station de reprise 01 : $Ctp1 = 688.5 \text{ m}$;
- La cote du niveau dynamique du forage F1 : $ND = 655 \text{ m}$.
- Hauteur géométrique $H_g = Ctp1 - ND = 33.5 \text{ m}$;

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,015} = 0,122 \text{ m}$$

D'autre part la formule de **BRESSE** nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,015} = 0,184 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés choisis sont : 125, 160, 200 (**PN10**).

➤ Détermination de la hauteur manométrique totale :

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.1) suivant : (avec la viscosité cinématique de l'eau $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C)

Tableau (III-1): Détermination de la HMT du tronçon « F1-SR1 ».

D_{ext} (mm)	E (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	HMT (m)
125	7.4	110.2	1.57	173396.37	248	0.0208	6.51	40.01
160	9.5	141	0.96	135519.72	248	0.0204	1.86	35.36
200	11.9	176.2	0.61	108446.54	248	0.0203	0.61	34.11

➤ Calcul des frais d'exploitation.

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.2) ci-dessous :

Tableau (III-2) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon « F1-SR1 ».

D_{ext} (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA/KWh)
0.125	0.015	40.01	7.72	67627.2	315819.02
0.160	0.015	35.36	6.91	60531.6	282682.57
0.200	0.015	34.11	6.69	58604.4	273682.55

➤ **Calcul des frais d'amortissement.**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.3) ci-dessous :

Tableau (III-3) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon « F1-SR1 ».

D _{ext} (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	F _{amor} (DA)
0.125	843.99	248	0.0936	19591.37
0.160	1382.45	248	0.0936	32090.54
0.200	2162.92	248	0.0936	50207.43

➤ **Calcul de bilan économique.**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.4) ci-après :

Tableau (III-4) : Calcul de bilan économique du tronçon « F1-SR1 ».

D _{ext} (m)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amor} (DA)	B _L (DA)
0.125	1.57	315819.02	19591.37	335410.39
0.160	0.96	282682.57	32090.54	314773.11
0.200	0.61	273682.55	50207.43	323889.98

D'après les résultats trouvés ci-dessus, on opte pour un diamètre **D=160 mm** avec une vitesse **V=0.96 m/s** et une **Hmt=35.36 m**.

III.6.2. Tronçon « F2-SR1 ».

Les caractéristiques de tronçon :

- Q = 15 L/s
- Longueur L = 108 m ;
- Cote de trop plein de la station de reprise 01 : C_{tp} = 688.5 m ;
- La cote du niveau dynamique du forage F2 : ND = 655 m.
- Hauteur géométrique H_g = C_{tp} - ND= 33.5m ;

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,015} = 0,122\text{m}$$

D'autre part la formule de **BRESSE** nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,015} = 0.184\text{m}$$

Les diamètres normalisés choisis sont : 125,160, 200 (**PN10**).

➤ **Détermination de la hauteur manométrique totale :**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.5) suivant : (avec la viscosité cinématique de l'eau $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C).

Tableau (III-5): Détermination de la HMT du tronçon « F2-SR1 ».

D_{ext} (mm)	e (mm)	D_{int} (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	HMT (m)
125	7.4	110.2	1.57	173396.37	108	0.0208	2.57	36.33
160	9.5	141	0.96	135519.72	108	0.0204	0.73	34.31
200	11.9	176.2	0.61	108446.54	108	0.0203	0.24	33.76

➤ **Calcul des frais d'exploitation.**

Les calculs sont donnés dans le tableau (III.6) ci-après :

Tableau (III-6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon « F2-SR1 ».

D_{ext} (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KWh)	F_{exp} (DA/KWh)
0.125	0.015	36.33	7.04	61670.4	288000.77
0.160	0.015	34.31	6.81	59655.6	278591.65
0.200	0.015	33.76	6.62	57991.2	270818.90

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les calculs sont donnés dans le tableau (III.7) ci-après :

Tableau (III-7) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon « F2-SR1 ».

D_{ext} (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	F_{amor} (DA)
0.125	843.99	108	0.0936	8531.73
0.160	1382.45	108	0.0936	13974.9
0.200	2162.92	108	0.0936	21864.53

➤ **Calcul de Bilan économique.**

Les calculs sont donnés dans le tableau (III.8) ci-dessous:

Tableau (III-8) : Calcul de bilan économique du tronçon « F2-SR1 ».

D_{ext} (m)	V (m/s)	F_{exp} (DA)	F_{amor} (DA)	B_L (DA)
0.125	1.57	288000.77	8531.73	296532.50
0.160	0.96	278591.65	13974.9	292566.55
0.200	0.61	270818.90	21864.53	292683.43

D'après les résultats précédents, on opte pour un diamètre **D=160 mm** avec une vitesse **V=0.96 m/s** et une **Hmt= 34.31m**.

III.6.3. Tronçon « F3-SR1 ».

Les caractéristiques de tronçon :

- Q = 12.30 L/s
- Longueur L = 103 m ;
- Cote de trop plein de la station de reprise 01 : Ctp = 688.5 m ;
- La cote du niveau dynamique du forage F3 : ND = 654 m.
- Hauteur géométrique $H_g = Ctp - ND = 34.5\text{ m}$;

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0123} = 0,111\text{m}$$

D'autre part la formule de **BRESSE** nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,0123} = 0.167\text{m}$$

Les diamètres normalisés choisis sont : 125 ,160 (**PN10**).

➤ Détermination de la hauteur manométrique totale :

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.9) suivant : (avec la viscosité cinématique de l'eau $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C).

Tableau (III-9): Détermination de la HMT du tronçon « F3-SR1 ».

D _{ext} (mm)	e (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	HMT (m)
125	7.4	110.2	1.29	142185.03	103	0.0211	1.846	36.34
160	9.5	141	0.78	111126.17	103	0.0208	0.531	35.03
200	11.9	176.2	0.50	88926.16	103	0.0209	0.174	34.67

➤ Calcul des frais d'exploitation

Les calculs sont donnés dans le tableau (III.10) ci-après :

Tableau (III-10) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon « F3-SR1 ».

D _{ext} (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KWh)	F _{exp} (DA/KWh)
0.125	0.0123	36.34	7.12	62371.2	291273.50
0.160	0.0123	35.03	5.66	49581.6	231546.07
0.200	0.0123	34.67	5.60	49056.0	229091.52

➤ **Calcul des frais d'amortissement.**

Les calculs sont donnés dans le tableau (III.11) ci-après :

Tableau (III-11) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon « F3-SR1 ».

D _{ext} (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	F _{amor} (DA)
0.125	843.99	103	0.0936	8136.74
0.160	1382.45	103	0.0936	13327.92
0.200	2162.92	103	0.0936	20852.28

➤ **Calcul de bilan économique**

Les calculs sont donnés dans le tableau (III.12) ci-après :

Tableau (III-12) : Calcul de bilan économique du tronçon « F3-SR1 »

D _{ext} (m)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amor} (DA)	B _L (DA)
0.125	1.29	291273.50	8136.74	299410.24
0.160	0.78	231546.07	13327.92	244873.99
0.200	0.50	229091.52	20852.28	249943.80

D'après les résultats trouvés ci-dessus, on opte pour un diamètre **D=160 mm** avec une vitesse **V=0.78 m/s** et une **Hmt= 35.03m**.

III.6.4. Tronçon « SR1-SR2 ».

Les caractéristiques de tronçon :

- Q = 42.30 L/s
- Longueur L = 1885m ;
- Cote du radier de la station de reprise 01 : Cr = 684.5 m ;
- Cote de trop plein de la station de reprise 02 : Ctp = 875.5 m ;
- Hauteur géométrique H_g = Ctp₂ - Cr₁ = 191 m ;

D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0423} = 0,206\text{m}$$

D'autre part la formule de **BRESSE** nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,0423} = 0,309\text{m}$$

Les diamètres normalisés choisis sont : 250 ,315 (**PN20**).

➤ **Détermination de la hauteur manométrique totale :**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.13) suivant : (avec la viscosité cinématique de l'eau $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C).

Tableau (III-13): Détermination de la HMT du tronçon « SR1-SR2 ».

D _{ext} (mm)	E (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh (m)	HMT (m)
250	27.9	194.2	1.43	277473.50	1885	0.0183	20.42	211.42
315	35.2	244.6	0.90	220299.90	1885	0.0181	6.36	197.36

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.14) ci-dessous :

Tableau (III-14) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon « SR1-SR2 ».

D _{ext} (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KWh)	F _{exp} (DA/KWh)
0.250	0.0423	211.42	120	1051200	4909104.0
0.315	0.0423	197.36	109	954840	4459102.8

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.15) ci-dessous :

Tableau (III-15) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon « SR1-SR2 ».

D _{ext} (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	F _{amor} (DA)
0.250	5900.88	1885	0.0936	1041127.66
0.315	9015.89	1885	0.0936	1590727.57

➤ **Calcul de bilan économique.**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.16) ci-après :

Tableau (III-16) : Calcul de bilan économique du tronçon « SR1-SR2 ».

D _{ext} (m)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amor} (DA)	B _L (DA)
0.250	1.43	4909104.0	1041127.66	5950231.66
0.315	0.90	4459102.8	1590727.57	6049830.37

D'après les résultats précédentes, on opte pour un diamètre **D=315 mm** avec une vitesse **V=0.90 m/s** et une **Hmt=197.36 m**

III.6.5. Tronçon « SR2 –R (2x500m³) ».

Les caractéristiques de tronçon :

- Q = 42.30 L/s
 - Longueur L = 3797m ;
 - Cote du radier de la station de reprise 02 : Cr = 871.5 m
 - Cote de trop plein du R (2x500m³) : Ctp = 1039.93 m
 - Hauteur géométrique H_g = Ctp –Cr2 = 168.43m
- D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,0423} = 0,206\text{m}$$

D'autre part la formule de **BRESSE** nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,0423} = 0,309\text{m}$$

Les diamètres normalisés choisis sont : 250 ,315 (**PN20**).

➤ **Détermination de la hauteur manométrique totale :**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.17) ci-après : (avec la viscosité cinématique de l'eau $\nu = 10^{-6}$ m²/s à 20°C).

Tableau (III-17): Détermination de la HMT du tronçon « SR2-R (2x500m³) ».

D _{ext} (mm)	E (mm)	D _{int} (mm)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	HMT (m)
250	27.9	194.2	1.43	277473.50	3797	0.0183	43.12	211.55
315	35.2	244.6	0.90	220299.90	3797	0.0181	13.43	181.86

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.18) ci-après :

Tableau (III-18) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon « SR2-R (2x500m³) ».

D _{ext} (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KWh)	F _{exp} (DA/KW, h)
0.250	0.0423	211.55	123	1077480	5031831.60
0.315	0.0423	181.86	102	893520	4172738.40

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.19) ci-dessous :

Tableau (III-19) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon « SR2-R (2x500m³) ».

D _{ext} (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	F _{amor} (DA)
0.250	5900.88	3779	0.0936	2087226.23
0.315	9015.89	3779	0.0936	3189050.12

➤ **Calcul de bilan économique.**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.20) ci-après :

Tableau (III-20) : Calcul de bilan économique du tronçon « SR2-R (2x500m³) ».

D _{ext} (m)	V (m/s)	F _{exp} (DA)	F _{amor} (DA)	Totaux (DA)
0.250	1.43	5031831.60	2087226.23	7119057.83
0.315	0.90	4172738.40	3189050.12	7361788.52

D'après les résultats trouvés ci-dessus, on opte pour un diamètre **D=315 mm** avec une vitesse **V=0.90 m/s** et une **Hmt=181.86 m**.

III.7.Conclusion :

Pour établir les diamètres des conduites de notre adduction, nous avons calculé les différents paramètres hydrauliques, tel que la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, ainsi que les frais d'exploitation et d'amortissement, afin de trouver une solution idéal du point de vue technique et économique.

Chapitre IV :

Pompes

IV.1.Introduction :

Les pompes sont des machines destinées à accroître l'énergie des fluides pompés en vue de provoquer leur déplacement dans des circuits comportant généralement une élévation de niveau (hauteur géométrique), et une augmentation de pression (hauteur de charge). Par conséquent, on peut dire que la présence d'une pompe dans un circuit a pour rôle de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

IV.2.Classification des pompes [7]:

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories :

➤ Les pompes volumétriques :

Le Principe de fonctionnement des pompes volumétriques consiste à la variation ou déplacement du volume. Elles sont surtout réservées aux petits débits, grandes hauteurs et au transport de liquide visqueux. C'est le cas des pompes à piston et les vis d'Archimède.

➤ Les turbopompes :

Le principe de fonctionnement des turbopompes consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement, au moyen de l'élément actif de la pompe appelé "roue" munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Et les turbopompes subdivisent en :

- Pompes centrifuges et hélico-centrifuge.
- Pompes hélices.

Les turbopompes sont généralement utilisées dans l'alimentation d'eau potable (A.E.P) et l'irrigation. Par ailleurs les pompes volumétriques sont surtout utilisées pour les hydrocarbures (pompe à piston) et pour l'épuration (vis d'Archimède).

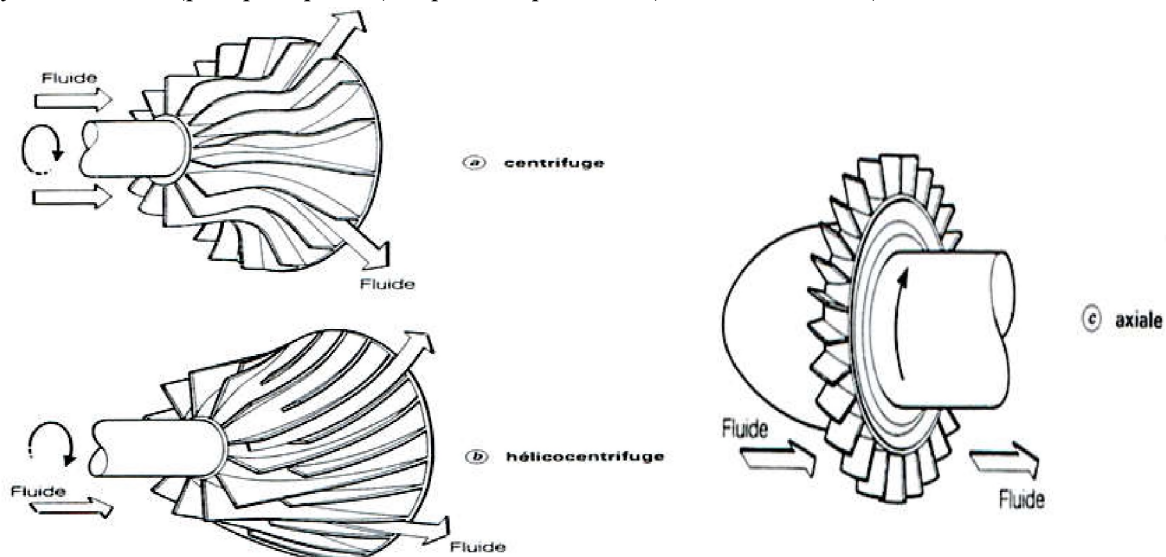


Figure (IV-1) : différents types de turbopompes

On classe les turbopompes comme suit :

▪ **suivant la forme de la roue :**

Les pompes centrifuges proprement dites ou à écoulement radial : Dans ces pompes, la pression est développée principalement par l'action de la force centrifuge. Le liquide entre axialement par le centre et sort radialement par la périphérie. Ce type de pompes s'adapte principalement aux grandes hauteurs d'élévation.

Pompe à écoulement semi-axial : La pression est développée en partie par la force centrifuge et en partie par l'action d'aspiration des aubes sur le liquide. Ce type de pompes est spécialement indiqué pour des hauteurs d'élévation moyenne.

Pompes à écoulement axial : La pression est développée surtout par l'action d'aspiration. Ce type de pompe s'adapte bien aux faibles hauteurs d'élévation.

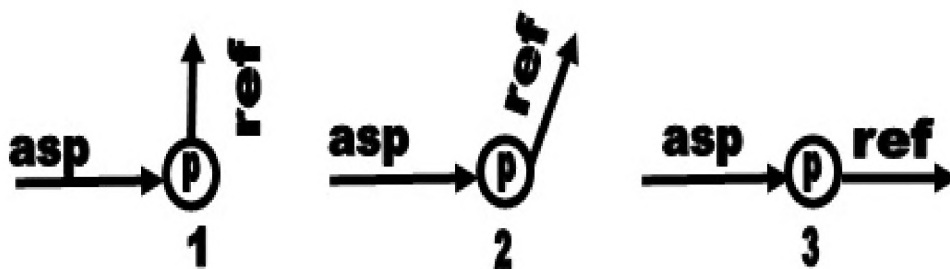


Figure (IV-2) : type de la pompe selon la forme de la roue

▪ **suivant le nombre de roue**

En ce qui concerne le nombre de roues, on peut diviser la pompes en deux catégories :

- Pompes monocellulaires : lorsque il n'y a qu'une roue.
- Pompes multicellulaires : lorsque il y a plus d'une roue.

▪ **Suivant la forme du corps de la pompe :**

Pompe à volute ou colimaçon : corps de pompe dessiné de façon à maintenir les vitesses égales autour de la roue et à réduire la vitesse de l'eau dans le passage à la section de sortie.

A diffuseur circulaire ou de type turbine : corps de la pompe à section constante et concentrique à la roue, qui est dans ce cas entourée d'aubes fixes qui dirigent l'écoulement et réduisent la vitesse de l'eau, transformant l'énergie cinétique en énergie potentielle de pression.

▪ **Suivant la position de l'axe :**

Les pompes sont classées en pompes à axe horizontal, à axe vertical et à axe incliné. Elles peuvent être classées aussi suivant le domaine d'utilisation, la nature du fluide et l'importance de la pression produite.

IV.3.Choix du type de la pompe :

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

- Le débit à refouler.
- Hauteur d'élévation d'eau.

- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau.
- Pour avoir un cout d'un mètre cube d'eau à élever minimum, le rendement de la pompe doit être acceptable. Pour la station de pompage sur forage on adoptera un groupe électropompes immergé pour les raisons suivantes :
 - Installation extrêmement simple.
 - Amorçage automatique, la pompe étant toujours immergée.
 - Rendement élevé.
 - Entretien pratiquement nul.
 - Fonctionnement très silencieux.

IV.4.Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge [4] :

Les critères les plus importants des pompes sont :

IV.4.1.la vitesse de rotation (N) :

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté N l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/mn).

IV.4.2.Le débit de pompage (Q) :

C'est le volume qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps.

IV.4.3.La hauteur manométrique totale (HMT) :

La hauteur manométrique totale est la somme des termes suivants :

IV.4.3.1.Hauteur géométrique d'aspiration (Ha) :

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

IV.4.3.2.Hauteur géométrique de refoulement (Hr) :

Elle est toujours positive pour un groupe horizontal, c'est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontal de la pompe. Pour un groupe vertical, elle représente la distance séparant le point le plus haut et le plan de la première roue.

IV.4.3.3Pertes de charges (Ja+Jr) :

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

$$H_{mt} = H_a + H_r + J_a + J_r \quad IV.1$$

IV.4.4.Les puissances utiles et absorbées :

IV.4.4.1.Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance disponible au niveau de l'ordre d'entraînement de la roue de la pompe notée par (Pa), unité de mesure (KW).

IV.4.4.2.Puissance hydraulique ou utile (Pu) :

C'est la puissance transmise au fluide de la part de la pompe.

$$P_u = g * Q * H \quad IV.2$$

IV.4.5. Le rendement de la pompe :

C'est le rapport de la puissance utile (P_u) à la puissance absorbée de la pompe (P_a) :

$$\eta_p = \frac{P_u}{P_a} = \frac{g \cdot Q \cdot H}{P_a} \quad \text{IV.3}$$

Avec :

- η_p : Le rendement de la pompe.
- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
- Q : débit a relevé en (m^3/s).
- H : hauteur d'élévation en (m).

IV.5. Les courbes caractéristiques :**IV.5.1. Courbes caractéristiques des pompes centrifuges :**

Pour une vitesse de rotation donnée, les courbes qui caractérisent les pompes centrifuges et qui expriment leurs performances, sont les suivantes :

- a) **La courbe débit-hauteur [$H = f(Q)$]** : elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.
- b) **La courbe puissance-débit [$P = f(Q)$]** : elle présente les variations des puissances en fonction du débit.
- c) **La courbe rendement-débit [$\eta = f(Q)$]** : elle exprime les variations des rendements en fonction du débit.

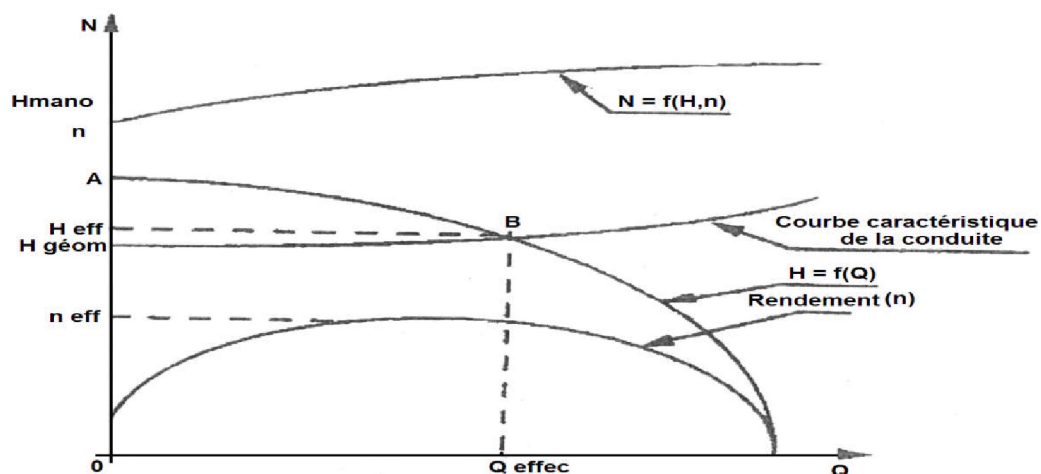


Figure (IV-3) : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

IV.5.2. Courbes caractéristiques de la conduite :

Le réseau hydraulique sur lequel une pompe débite est lui aussi caractérisé par une hauteur-débit.

La caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad \text{IV.4}$$

Avec :

- RQ^2 : valeur de la perte de charge au point considéré en (m).
- Q : Débit (m^3/j).

- H_T : Charge totale en fonction du débit en (m).
- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m)
- H_g : hauteur géométrique en (m).

$$R = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad IV.5$$

Avec :

- D : diamètre de la conduite en (m).
- L : longueur de la conduite en (m).
- g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).
- λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

IV.6. Couplage d'une pompe :

Les pompes peuvent être couplées en série ou en parallèle.

IV.6.1. Couplage en parallèle :

Dans le cas de la mise en parallèle des pompes, les débits s'ajoutent pour la même hauteur totale.

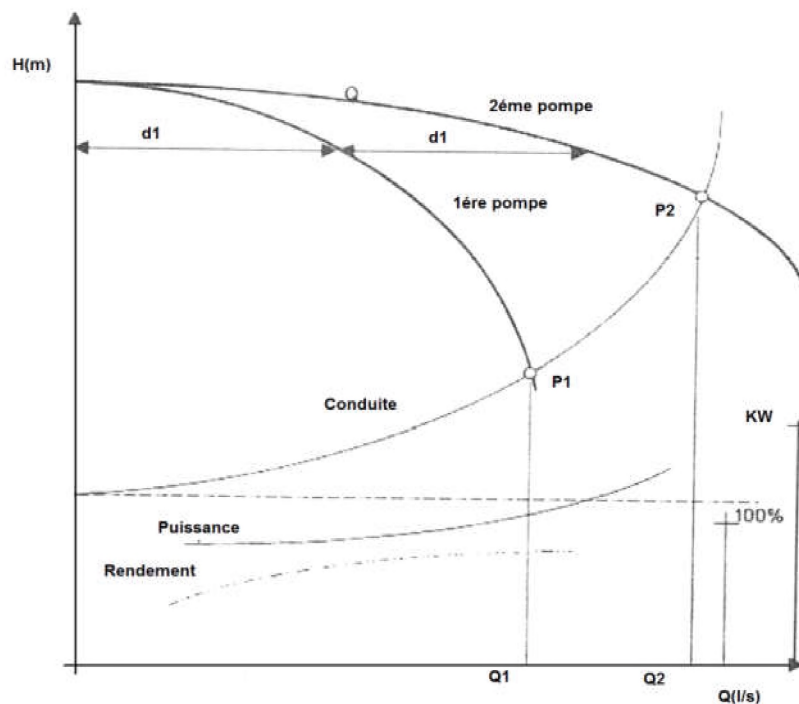


Figure (IV-4) : Couplage des pompes en parallèle

IV.6.2. Couplage en série:

Les hauteurs totales s'ajoutent pour un même débit.

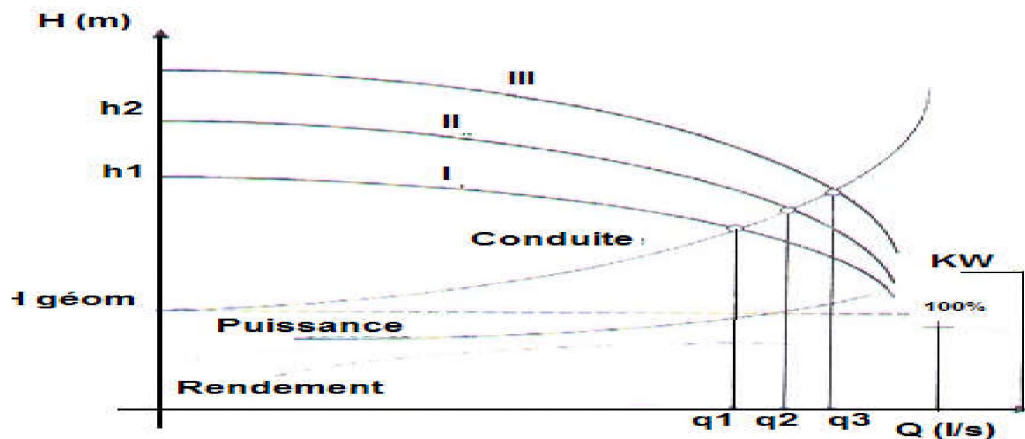


Figure (IV-5) : Couplage des pompes en série

IV.7. Point de fonctionnement :

IV.7.1. Recherche du point de fonctionnement :

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite, est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques précédentes, la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite. Le point d'intersection entre ces deux courbes représente le point de fonctionnement d'une pompe.

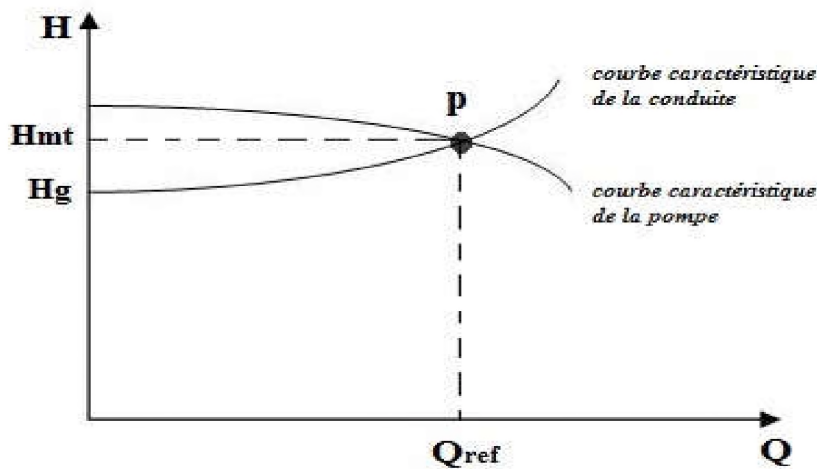


Figure (IV-6) : point de fonctionnement d'une pompe

IV.7.2. Réalisations du point de fonctionnement désiré :

Dans le cas où le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon on sera dans l'obligation de porter les modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement.

Les différentes techniques pour la recherche du point de fonctionnement désiré sont :

1^{er} Variante : « Réduction ou augmentation du temps de pompage »

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche un temps de pompage de telle façon que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même.

Pour cela on utilise la formule qui suit :

$$T = \frac{T_1 * Q_1}{Q} \quad IV.6$$

Avec :

- T_1 : le temps de pompage, pour notre cas égale 24h.

Donc :

$$24 * Q_1 = T * Q$$

Le nouveau temps de pompage sera :

$$T = \frac{24 * Q_1}{Q}$$

La puissance absorbée par la pompe est:

$$Pa_1 = \frac{g * H * Q}{\eta} \quad IV.7$$

Avec :

- η : rendement correspondant au point P1 (Q_1 , H_1) en %.

2^{eme} Variante : « Régulation par refoulement (le vannage) »

Elle consiste à placer une vanne sur la conduite de refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_2 . La puissance absorbée sera :

$$Pa_2 = \frac{g * H_2 * Q_2}{\eta} \quad IV.8$$

Avec :

$$H_2 = H_1 + h \quad IV.9$$

Où :

- h : perte de charge engendrée par le vannage en (m).
- H_2 : C'est la distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe, et l'axe horizontale de $h=0$ en (m).
- η : rendement correspondant au point P (Q , H) en %.

Les inconvénients de la méthode sont :

- Augmentation de l'énergie consommée par la pompe.
- Risque de détérioration rapide de la pompe.
- Diminution du rendement de la pompe.

3^{eme} Variante : « variation de la vitesse »

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitée, pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré; à cet effet, nous traçons la parabole $H = aQ^2$ qui passe par l'origine du graphe. La valeur du facteur a est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{H_1}{Q_1} \quad IV.10$$

La parabole tracée passe par le point désiré P1 (H_1, Q_1) et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue V (Q_v, H_v) de P1 nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$\frac{N}{N_1} = \frac{Q_v}{Q_1} \quad IV.11$$

D'où, la nouvelle vitesse de rotation (N_1) est :

$$N_1 = N \times \left(\frac{Q_1}{Q_v}\right) \quad IV.12$$

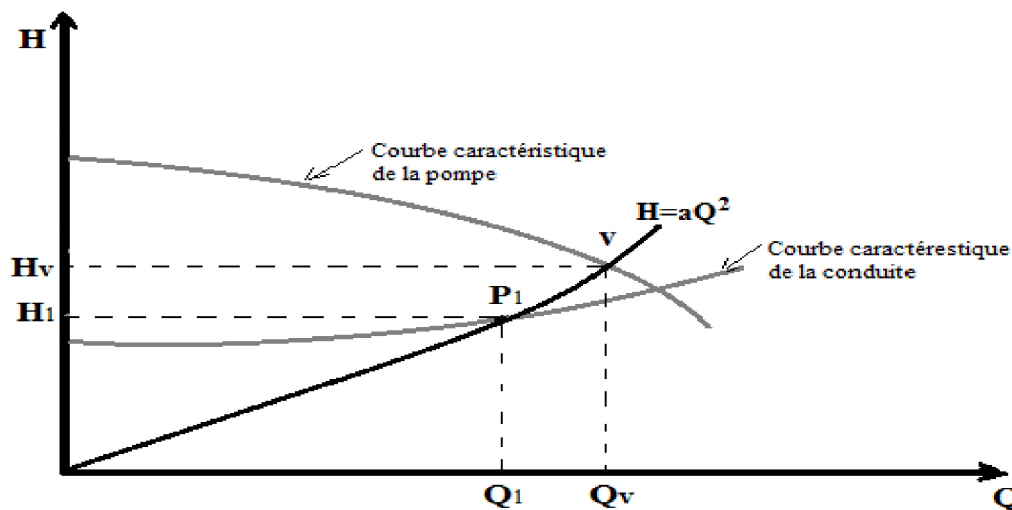


Figure (IV-7) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation

La puissance absorbée par la pompe est:

$$Pa_3 = \frac{g \cdot H_v \cdot Q_v}{\eta} \quad IV.13$$

4^{ème} Variante : « rognage de la roue de la pompe »

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré. Dans une limite ne dépasse pas 10% de réduction du diamètre.

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N), et cela en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré qui se trouve sur la courbe caractéristique de la conduite (point P1). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (Q_D, H_D), ce qui est illustré par la figure (IV-8) ci-après :

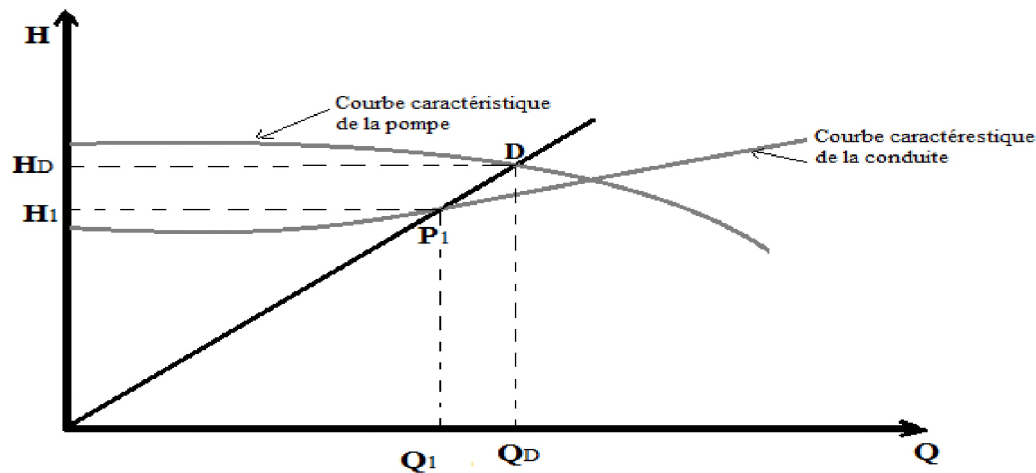


Figure (IV-8) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage

D'après les lois de similitude, on aura :

$$\frac{Q_1}{Q_3} = \frac{H_1}{H_3} = \frac{D^2}{d^2} \quad IV.14$$

Où :

- D et d : Les diamètres respectifs de la roue avant et après le rognage de la pompe.

En posant $d=m \cdot D$, avec m coefficient du rognage, on aura :

$$m = \sqrt{\frac{H_3}{H_1}} = \sqrt{\frac{Q_3}{Q_1}} \quad IV.15$$

Avec :

- m : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage sera de :

$$r = 1 - m \text{ (\%)} \quad IV.16$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$Pa_4 = \frac{g \cdot H_3 \cdot Q_3}{\eta} \quad IV.17$$

IV.8. Etude de la cavitation :

La cavitation est un phénomène physique très complexe qui se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide.

La formation des poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe, provoque d'importantes perturbations, bruits dans l'écoulement et des vibrations, ce qui entraîne la modification des caractéristiques hydraulique (rendement, hauteur d'élévation, ...) et provoque l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour que la pompe fonctionne normalement (sans perturbation), il faut que la pression absolue P_a à son entrée soit supérieure à la tension de vapeur de l'eau d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise $NPSH_r$.

$$NPSH_r = \frac{P_0}{\varpi} - h_v \quad IV.18$$

Où :

- $\frac{P_0}{\varpi}$: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m) ;
- h_v : Tension de vapeur en m pour une température de 20° C.

Le NPSH requis dépend uniquement de la conception de la pompe. Il est défini expérimentalement comme étant la valeur qui limite la chute de la hauteur manométrique à un certain pourcentage pour un débit constant.

La condition de non cavitation se traduit par variation de la condition suivante :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Deux cas sont possible (voir les figures suivant) :

➤ **Aspiration en dépression :**

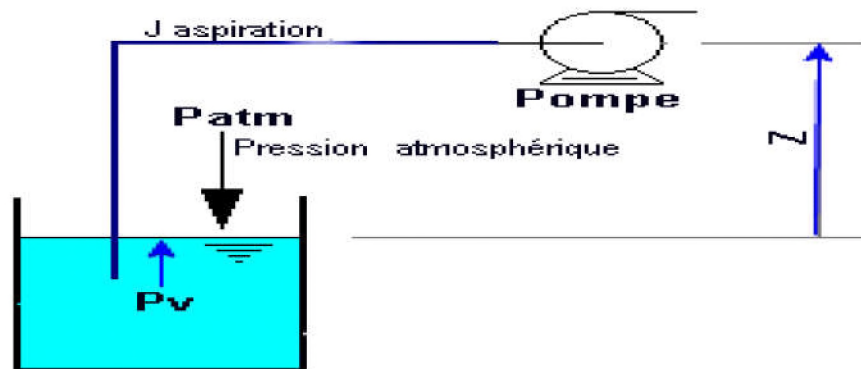


Figure (IV-9) : calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.

➤ **Aspiration en charge :**

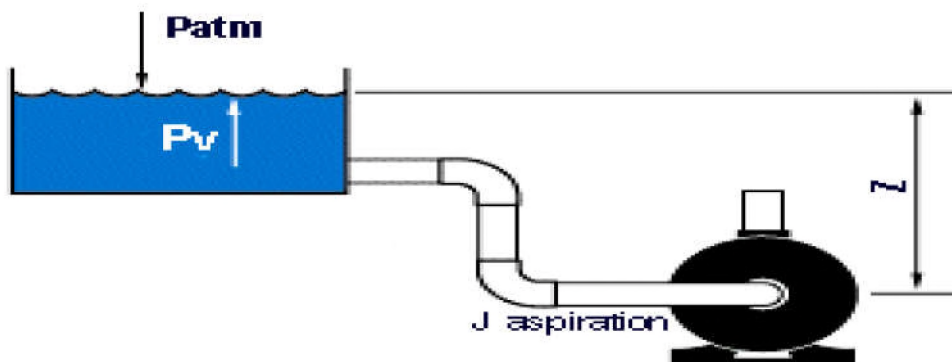


Figure (IV-10) : calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.

Où, le $NPSH_d$: représente la charge nette à l'aspiration dépendant de l'installation.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - H_a - (J_a + h_v) \text{ (Aspiration en dépression)} \quad IV.19$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} + H_a - (J_a + h_v) \text{ (Aspiration en charge)} \quad IV.20$$

Où :

- $\frac{P_0}{\varpi}$: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m.c.e).

- H_a : Hauteur d'aspiration en m.
- J_a : Perte de charge à l'aspiration (m.c.e).

Les différents tensions de vapeur sont donnée ans le tableau ci-après :

Tableau (IV-1) : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
H_v	0,06	0,083	0,125	0,24	0,23	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

La figure (IV-11) ci-après présente le phénomène de la cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge :



Figure (IV-11) : Érosion par cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge

IV.9.Choix des pompes du projet :

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous utiliserons le logiciel « CAPRARI PUMP TUTOR », au lieu des catalogues car il est plus pratique, il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tout ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement.

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

- ✓ Le débit à refouler.
- ✓ La hauteur d'élévation de l'eau.
- ✓ Le rendement de la pompe.
- ✓ Le coût.
- ✓ Le type de la pompe.

IV.9.1.Tronçon « F1-SR1 ».

➤ Caractéristiques de la conduite

- Le débit véhiculé : $Q = 0.015 \text{ m}^3/\text{s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 33.5 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 35.36 \text{ m}$

➤ *Caractéristiques de la pompe*

La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe immergée semi axiale de type (E6S64/4A+MC610) dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe(3)) et le tableau(IV.2) ci-après :

Tableau (IV.2): Caractéristiques de la pompe du forage F1 donnée par CAPRARI

N	η	P	NPSHr
2900 tr/min	75.3 %	6.9 KW	3.98m

- Le point de fonctionnement P2 (15 l/s, 35.4 m)
- Le point désiré P1 (15 l/s, 35.4 m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure (IV.12) suivante :

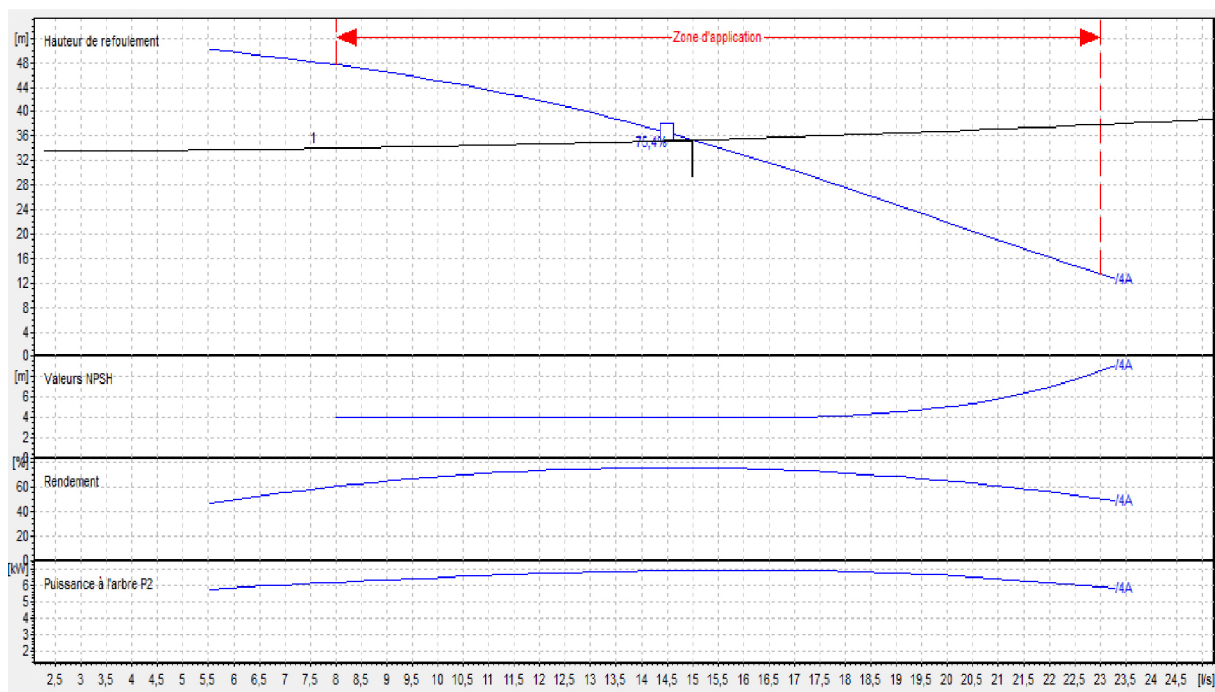


Figure (IV.12) : Courbe caractéristique de la pompe du forage F1 donnée par CAPRARI

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, voir la courbe *Figure (IV-12)*.

IV.9.2. Tronçon « F2-SR1 ».

➤ *Caractéristiques de la conduite*

- Le débit véhiculé : $Q = 0.015 \text{ m}^3/\text{s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 33.5 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 34.31 \text{ m}$

➤ **Caractéristiques de la pompe**

La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe immergée semi-axiale de type (E6S64/4A + MC610) dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe(4)) et le tableau(IV.3) ci-après :

Tableau (IV.3) : Caractéristiques de la pompe du forage F2 donnée par CAPRARI

N	η	P	NPSHr
2900 tr/min	75.1 %	6.91Kw	3.98m

- Le point de fonctionnement P2 (15.5 l/s, 34 m)
- Le point désiré P1 (15 l/s, 34 m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure (IV.13) suivante :

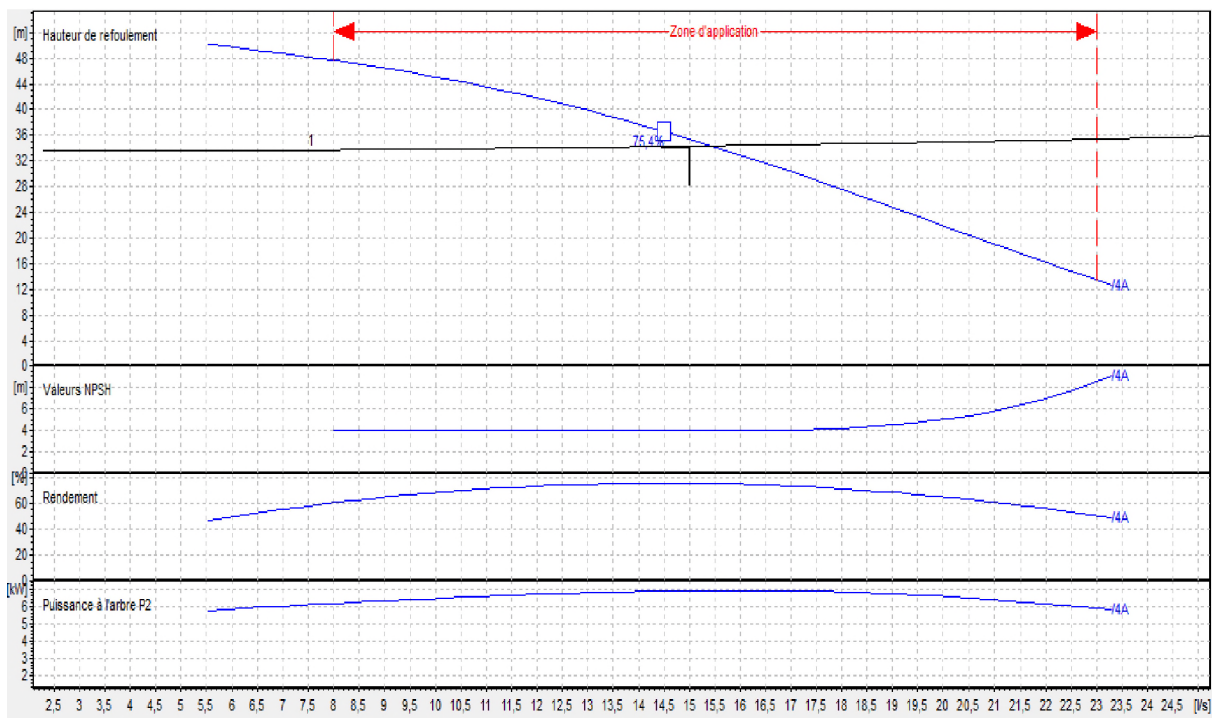


Figure (IV.13) : Courbe caractéristique de la pompe du forage F2 donnée par CAPRARI

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, voir la courbe Figure (IV-13).

▪ **Réalisation du point désiré :**

➤ **Réduction ou augmentation du temps de pompage**

On opte pour le point de fonctionnement (H, Q) obtenu et par ailleurs on aura un débit supérieur à celui désiré et un temps de pompage par conséquent réduit, Pour conserver le même volume pompé, on aura :

$$T = (T1 \times Q1) / Q = 24 \times 0,015 / 0,0155 = \mathbf{23,226 \text{ h}}$$

La puissance absorbée sera:

$$Pa_1 = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9,81 \times 0,0155 \times 34,3 / 0,751 = 6,945 \text{ kW.}$$

- Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = Pa \times t \times 365 \times e \text{ Avec :}$$

- Pa_1 : Puissance absorbée par la pompe en (KW).

- t : Temps de pompage (h).

- e : Prix d'un KWh, $e = 4,67$ (DA) ;(fixé par la SONELGAZ).

D'où :

$$F_{exp} = 6,945 \times 23.226 \times 365 \times 4,67$$

$$F_{exp} = 274951,71 \text{ DA}$$

➤ *variation de la vitesse :*

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitable pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré ; à cet effet, nous traçons la parabole $H = aQ^2$, ce qui est illustré dans la figure (IV-14).

Le tableau suivant donne les résultats du calcul :

Tableau (IV-4): Recherche des points homologues du point désiré de la pompe.

Q (l/s)	8	10	12	14	16	18	20	22
Hp(m)	47.7	45	41.8	37.7	33	27.6	22	16.1
Hc (m)	9.6	15	21.6	29.4	38.4	48.6	60	72.6

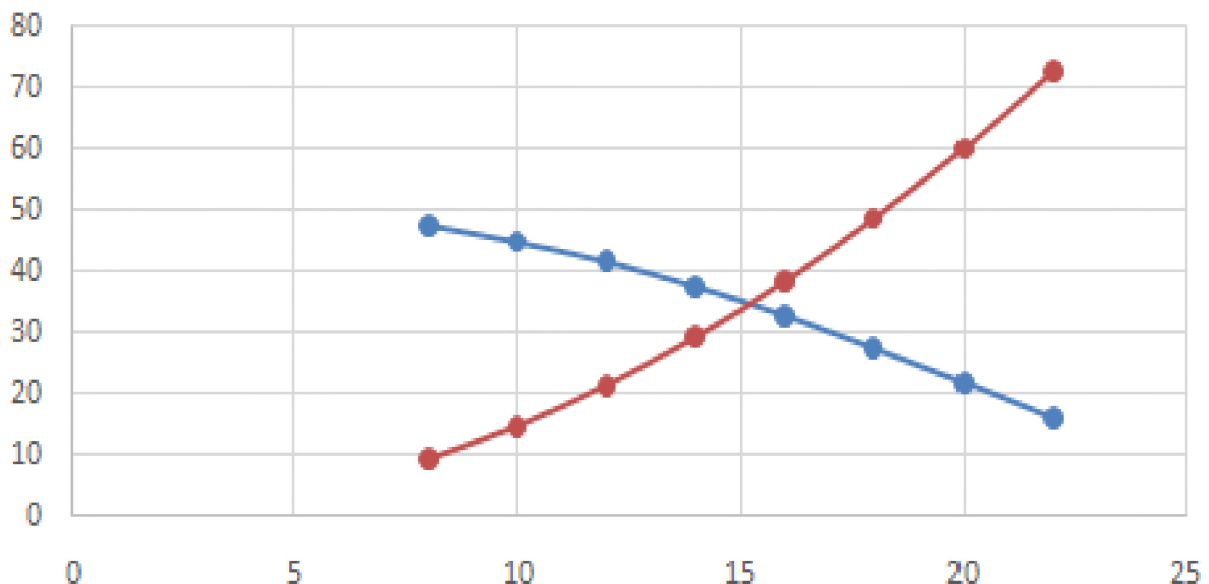


Figure (IV.14) : Caractéristiques du point de fonctionnement pour la pompe du forage F2

D'après la courbe ci-dessus, la nouvelle vitesse de rotation est comme suit :
 Cette courbe passe par le point $P_v = (Q_v = 15,2 \text{ l/s}; H_v = 34 \text{ m})$.

$$N_1 = 2900 \cdot (15/15.2)$$

$$N_1 = 2861.84 \text{ tr/min}$$

Donc la vitesse de rotation qui permet de satisfaire le débit et la hauteur requise doit être de **2861.84 tr/min**.

- La puissance absorbée sera :

$$Pa_3 = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9,81 \times 0,0152 \times 34 / 0,753$$

$$= 6.733 \text{ kw.}$$

- Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = 6.733 \times 24 \times 365 \times 4,67$$

$$F_{exp} = 275433.983 \text{ DA.}$$

➤ **le rognage de la roue :**

Pour avoir le pourcentage du rognage il faut déterminer les coordonnées du point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe avec une droite qui passe par l'origine et le point désiré.

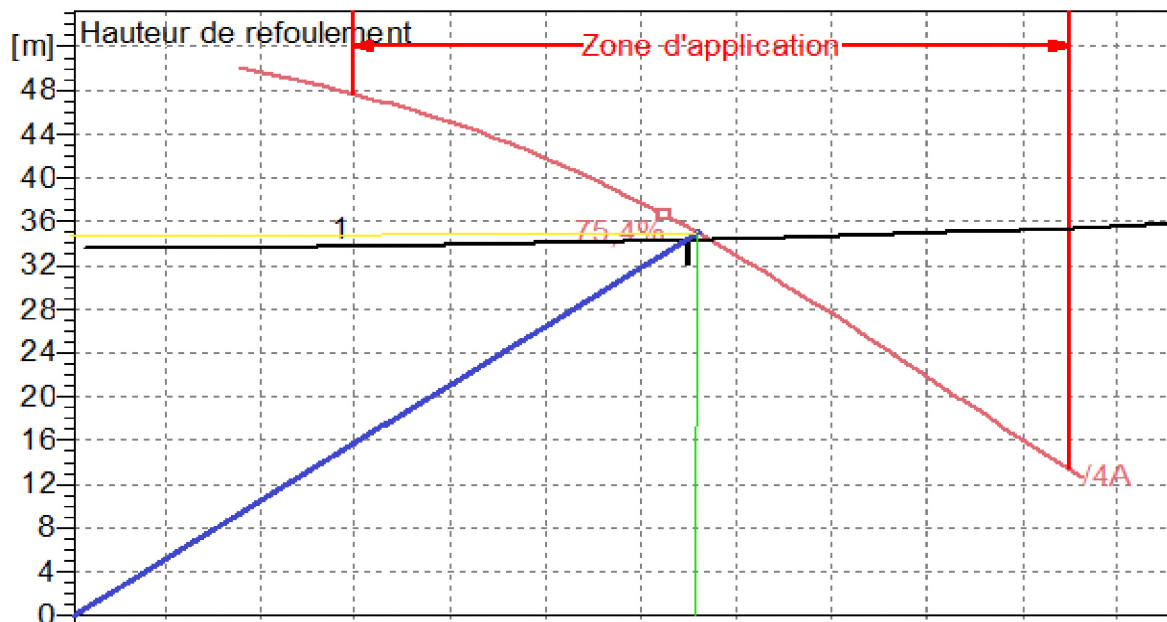


Figure (IV.15) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe du forage F2 par rognage

Donc le point d'intersection est ($Q_3 = 15.2 \text{ l/s}$, $H_3 = 34.5$).

- $m = 0.99$
- $r = 1 - 0.99 = 0.01$, $r = 1\%$

La puissance absorbée sera :

$$Pa_4 = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9,81 \times 0,0152 \times 34 / 0,753$$

$$= 6.733 \text{ kw.}$$

Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = 6.733 \times 24 \times 365 \times 4,67$$

$$F_{exp} = 275433.983 \text{ DA.}$$

- ❖ **Remarque :** Notre choix se portera sur la première variante (réduction du temps de pompage) qui présente une meilleure économie.

IV.9.3. Tronçon « F3-SR1 ».

➤ **Caractéristiques de la conduite**

- Le débit véhiculé : $Q = 0.0123 \text{ m}^3/\text{s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 34.5 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 35.05 \text{ m}$

➤ **Caractéristiques de la pompe**

La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe immergée semi-axiale de type (E6S50/6P + MC610) dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe(5)) et le tableau(IV.5) ci-après :

Tableau(IV.5) : Caractéristiques de la pompe du forage F3 donnée par CAPRARI

N	η	P	NPSHr
2900 tr/min	58.2 %	7.09Kw	4.88m

- Le point de fonctionnement P2 (12.3 l/s, 35 m)
- Le point désiré P1 (12.3 l/s, 35 m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure (IV.16) suivante :

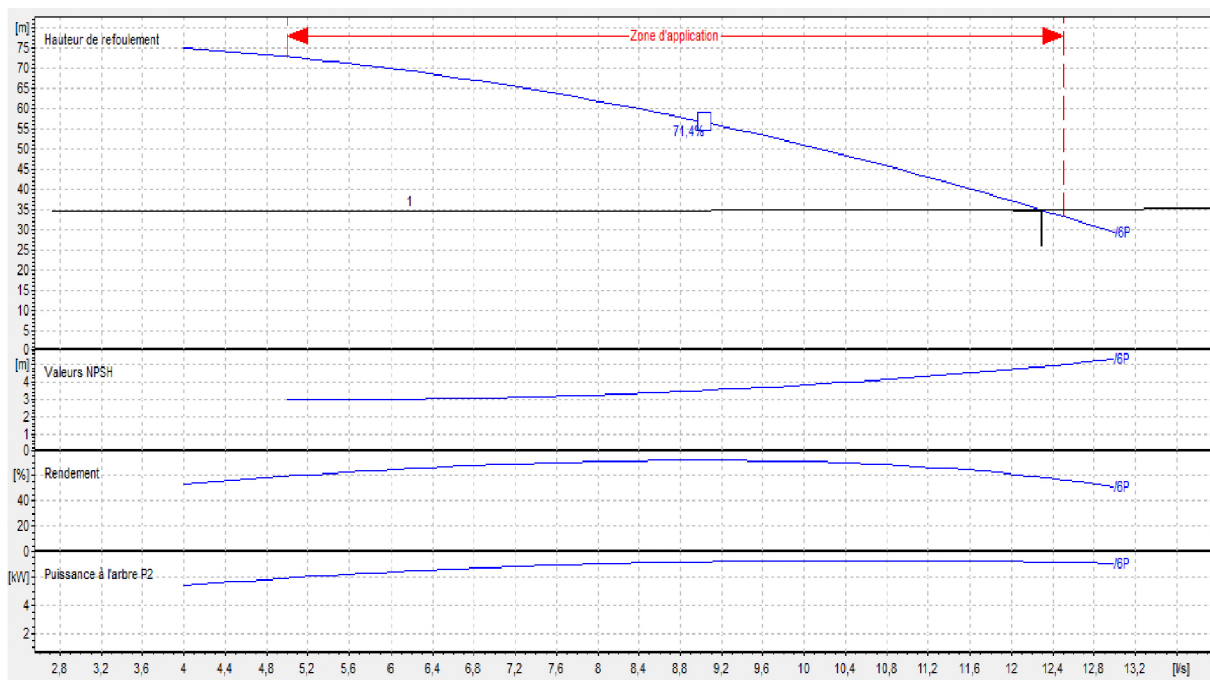


Figure (IV.16) : Courbe caractéristique de la pompe du forage F3 donnée par CAPRARI

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, voir la courbe Figure (IV-16).

IV.9.4. Tronçon « SR1-SR2 ».

➤ **Caractéristiques de la conduite**

- Le débit véhiculé : $Q = 0.0423 \text{ m}^3/\text{s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 191 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 197.36 \text{ m}$

➤ **Caractéristiques de la pompe**

La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de type (PM 100/3A) dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe(6)) et le tableau(IV.6) ci-après :

Tableau (IV.6) : Caractéristiques de la pompe du SR1 donnée par CAPRARI

N	η	P	NPSHr
2900 tr/min	77 %	104 Kw	4.86 m

- Le point de fonctionnement P2 (42.3 l/s, 197 m)
- Le point désiré P1 (42.3 l/s, 197 m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure (IV.17) suivante :

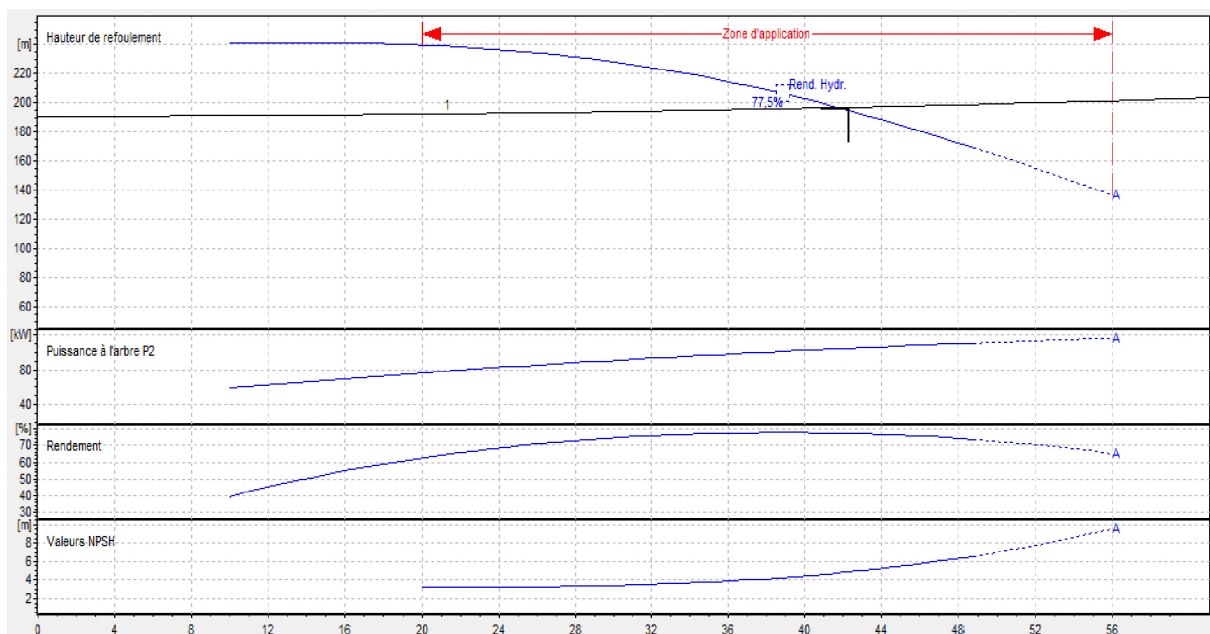


Figure (IV.17) : Courbe caractéristique de la pompe du SR1 donnée par CAPRARI

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, voir la courbe Figure (IV-17).

IV.9.4. Tronçon « SR2-R (2x500m³) ».

➤ **Caractéristiques de la conduite**

- Le débit véhiculé : $Q = 0.0423 \text{ m}^3/\text{s}$
- La hauteur géométrique : $H_g = 168.43 \text{ m}$
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 181.86 \text{ m}$

➤ **Caractéristiques de la pompe**

La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal de type (PM 125/ 9 B) dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe(7)) et le tableau(IV.6) ci-après :

Tableau(IV.7) : Caractéristiques de la pompe du SR2 donnée par CAPRARI

N	η	P	NPSHr
1450 tr/min	75.9 %	99.99 Kw	2.03 m

- Le point de fonctionnement P2 (42.3 l/s, 182 m)
- Le point désiré P1 (42.3 l/s, 182 m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure (IV.18) suivante :

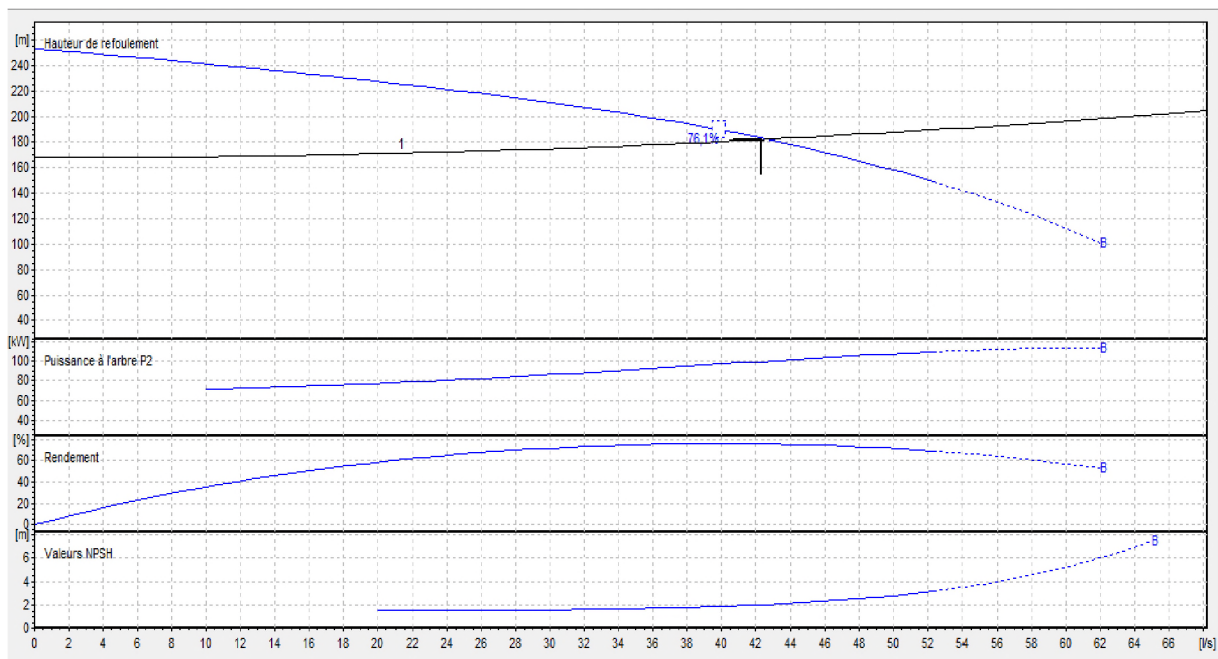


Figure (IV.18) : Courbe caractéristique de la pompe du SR2 donnée par CAPRARI

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, voir la courbe Figure (IV-18).

IV.10.Vérification de la cavitation

➤ *Pour les forages :*

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

➤ *Pour SR1 :*

- La cote du plan d'aspiration : $C_a = 684.5\text{m}$
- Cote de l'axe d de la pompe : $C_p = 685.5\text{m}$
- Hauteur d'aspiration : $H_a = C_p - C_a = 685.5 - 684.5 = 1\text{ m.}$

$H_a > 0$, d'où la pompe est montée en dépression.

Donc :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} + H_a - (J_a + h_v) \text{ (Aspiration en dépression)}$$

$$P_0 = 10.33 - 0.0012 \times 684.5 = 9.51\text{m}$$

$$NPSH_d = 9.51 - 1 - (0 + 0,24) = 8,27\text{m}$$

On a: $NPSH_d(8.27\text{m}) > NPSH_r(4.86\text{m})$

Donc la pompe ne cavité pas

➤ *Pour SR2 :*

- La cote du plan d'aspiration : $C_a = 871.5\text{m}$
- Cote de l'axe d de la pompe : $C_p = 872.5\text{m}$
- Hauteur d'aspiration : $H_a = C_p - C_a = 872.5 - 871.5 = 1\text{ m.}$

$H_a > 0$, d'où la pompe est montée en dépression.

Donc :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - H_a - (J_a + h_v) \text{ (Aspiration en dépression)}$$

$$P_0 = 10.33 - 0.0012 \times 872.5 = 9.28\text{m}$$

$$NPSH_d = 9,28 - 1 - (0 + 0,24) = 8,04\text{m}$$

On a: $NPSH_d(8.04\text{m}) > NPSH_r(2.03\text{m})$

Donc la pompe ne cavité pas.

IV.11.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons utilisé le logiciel CAPRARI PUMP TUTOR, afin de choisir les pompes qui sont de type immergé pour les trois forages, multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal pour les deux stations de reprise (SR1, SR2), et pour un fonctionnement idéal des pompes, on a opté pour un changement du temps de pompage et de la vitesse de rotation, avec une vérification de la condition de cavitation.

Chapitre V:
Protection et pose des
conduites

V.1.Introduction :

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre les différentes contraintes éventuelles, tels que l'agressivité des sols et la flexion longitudinale.

En plus de ces contraintes, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures des tuyaux.

Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

V.2. Le phénomène du coup de bélier [4] :**V.2.1.Vue sur le phénomène :**

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire résultant d'un changement du régime d'écoulement existant dans une conduite, c'est-à-dire lorsqu'on provoque une variation importante est souvent rapide du débit a extrémité aval de celle-ci, chaque tranche d'eau subi des variations brusques de pression et de vitesse a des instants différents (propagation par onde) qui peut provoquer des ruptures de conduites et des détériorations importantes des organes traversés. Ce phénomène est engendré principalement par :

- L'arrêt brutal, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement.
- Le démarrage brutal d'un groupe d'électropompes.
- La fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction.

Le coup de bélier se manifeste par écrasement de la conduite lors d'une dépression, ou par éclatement lors d'une surpression. Donc on est obligé de l'étudier pour parfaire le dimensionnement des installations hydrauliques et pour concevoir des moyens de protections adaptés minimisant les effets du phénomène.

La figure (V-1) représente le schéma de divers moments du phénomène en tente d'en donner une explication vulgarisée à fin de permettre de mieux comprendre le phénomène en question.

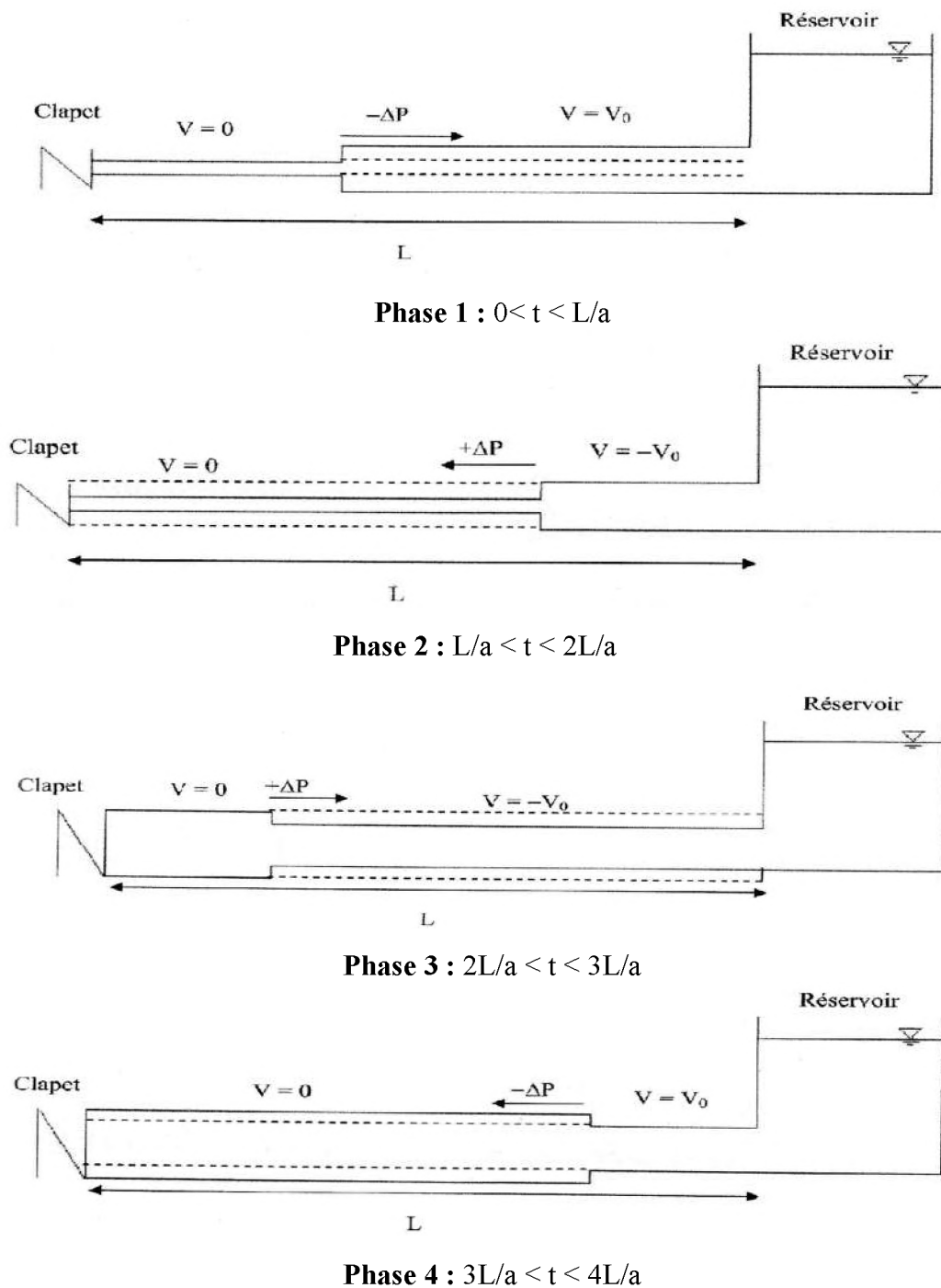


Figure (V-1) : divers moments du phénomène de coup de bélier.

V.2.2. Analyse physique du coup de bélier :

Nous sommes en présence d'un phénomène de propagation d'ondes, caractérisé par une vitesse de propagation et comportant quatre phases de durée (L/a). L'analyse physique dans le cas de l'arrêt d'une pompe sur une conduite de refoulement est comme suit :

- **Phase 1** : L'onde de dépression se propage vers le réservoir en laissant derrière elle une conduite contractée dans laquelle l'eau est immobile. A l'instant $t = L/a$, toute la longueur de la conduite est en dépression.
- **Phase 2** : Lorsque l'onde atteint le réservoir, il y a réflexion avec changement de signe provoquant une onde de surpression qui repart vers le clapet. La conduite reprend sa

section initiale induisant un retour d'eau. A l'instant $t = 2L/a$, la conduite a repris sa forme initiale et l'onde de surpression est réfléchi sur le clapet.

- **Phase 3** : en raison de cet arrêt, la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite, l'onde de pression gagne de proche en proche, dans le sens pompe-réservoir, toute la canalisation. Au bout d'un nouveau temps L/a , c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.
- **Phase 4** : a l'instant $t = 3L/a$, une onde réfléchi sur l'extrémité libre du réservoir repars vers le clapet en annulant la dilatation de la conduite et provoquant un écoulement dans la direction du réservoir. Lorsque l'onde atteint le clapet à $t = 4L/a$, la conduite et l'écoulement deviennent identiques à ce qu'ils étaient à l'instant $t = 0$ et les quatre phases se répètent une nouvelle fois.

Le coup de bélier dans une conduite simple est donc un phénomène périodique de période $4L/a$, comportant une succession des phases de dépression et des phases de surpression.

V.3.Moyens de protection contre le coup de bélier [8] :

Le coup de bélier peut provoquer la rupture de la conduite, la destruction de la pompe, la cavitation et même le décollement de la veine.

Il est impossible de supprimer définitivement les effets du coup de bélier. Mais il ya des dispositifs de protection engagés ont un rôle de limiter à des valeurs compatibles les variations de la pression (surpression ou dépression) dans la conduite avec la résistance des installations, Les appareils les plus adaptés sont les suivants:

V.3.1.Les volants d'inerties :

Ces volants à forte masse permettent d'augmenter l'inertie des pompes et de prolonger la durée de la période d'arrêt en cas de coupure d'alimentation des moteurs ; Cela traduit la dépression.

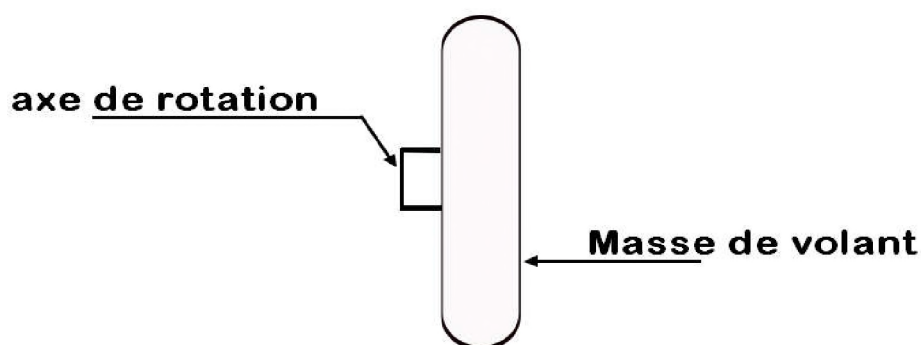


Figure (VI-2) : volant d'inertie

V.3.2.Les cheminées d'équilibre :

Il s'agit d'un réservoir ouvert à l'air, en cas de coup de bélier ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression et récupérer l'eau à partir de la conduite lors de la surpression. Les cheminées ne nécessitent que peu d'entretien mais sont en général assez volumineuses.

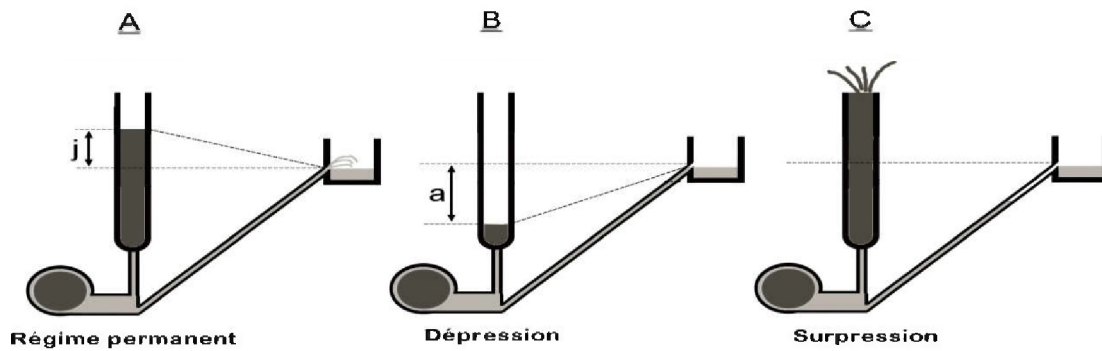


Figure (VI-3) : fonctionnement des cheminées d'équilibre

V.3.3. Les réservoirs d'air :

Il fonctionne selon le même principe qu'une cheminée d'équilibre mais sont fermés et retiennent un volume d'air qui va se détendre et se comprimer au cours du phénomène. La dissipation d'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci à travers d'un organe d'étranglement déposé à la base de la cloche. Cet étranglement peut être un diaphragme, une tuyère ou un clapet à battant percé.

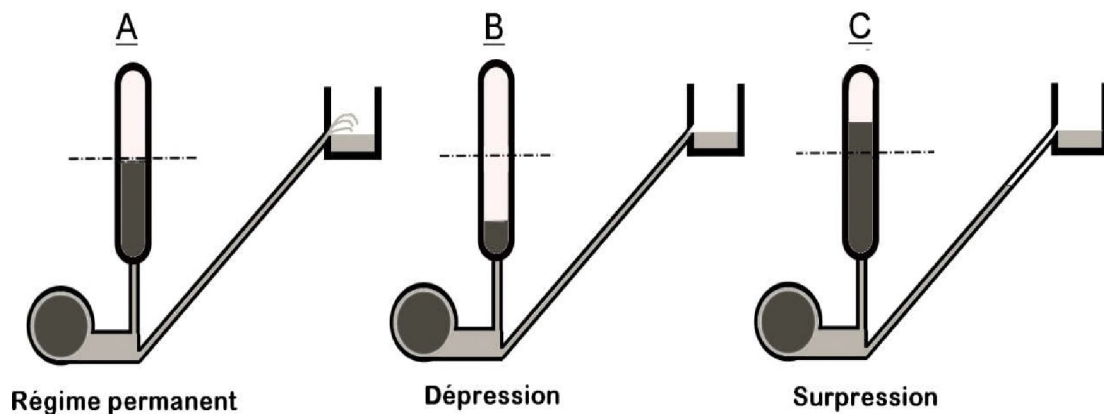
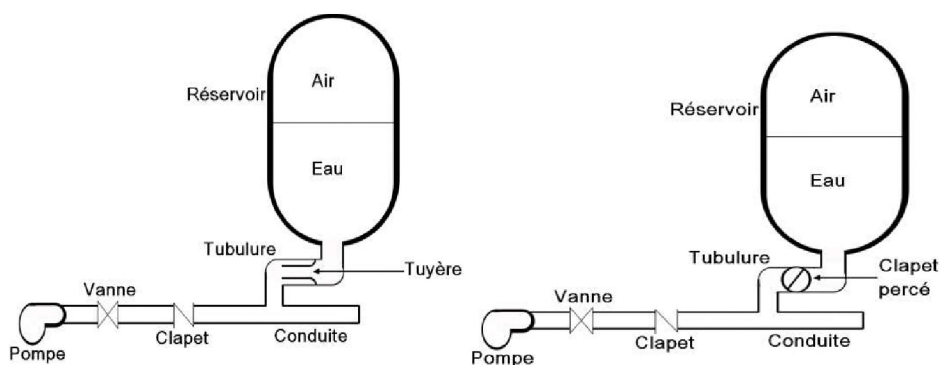


Figure (VI-4) : fonctionnement des réservoirs d'air



Etranglement au moyen
D'une tuyère

Etranglement au moyen d'un clapet
à battant percé

Figure (VI-5) : moyens d'étranglements

V.3.4. Soupapes de décharge :

Le rôle d'une soupape de décharge est de réduire la surpression à une valeur acceptable. Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort, cette soupape ne doit s'ouvrir que sur une pression déterminée, légèrement supérieure à (5%) à la pression maximale de fonctionnement normale.

L'ouverture de la soupape doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace, et laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur.

L'utilisation des soupapes de décharge nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.

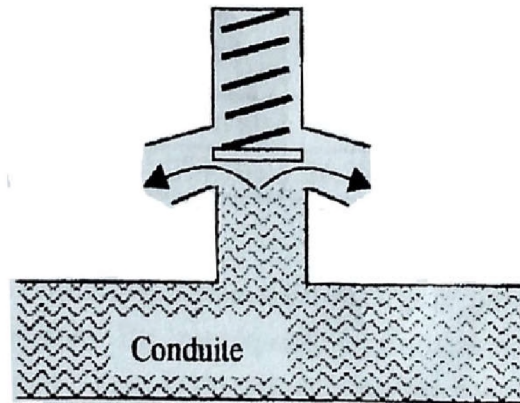


Figure (VI-6) : la soupape de décharge

V.3.5. Les ventouses :

Ils ont pour rôle principale l'évacuation de l'air contenu dans les conduites et permettent en outre l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange ou dans le cas général, lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut (d'où leur installation en des points hauts). Une ventouse est constituée en principe d'un flotteur sphérique en caoutchouc logé dans un corps d'une fonte.

V.4. Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

✚ La valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$a = \sqrt{\frac{9900}{48.3 + \frac{K \times D}{e}}} \quad V.1$$

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite,
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm),
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où :

- $K = 83$ pour le PEHD.

➤ **1^{er} Cas : Fermeture brusque**

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T , tel que : $T < \frac{2 \times L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad V.2$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m),
- a : La célérité de l'onde (m/s),
- V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent initiale (m/s),
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

- **La valeur maximale de la pression-surpression est :** (Figure (VI-7))

$$H_s = H_0 + B \quad V.3$$

- **La valeur maximale de la pression-dépression est :** (Figure (VI-7))

$$H_d = H_0 - B \quad V.4$$

Où :

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

$$H_0 = H_g + 10 \quad V.5$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement,
- 10 : Pression atmosphérique,
- H_0 : Pression absolue de la conduite.

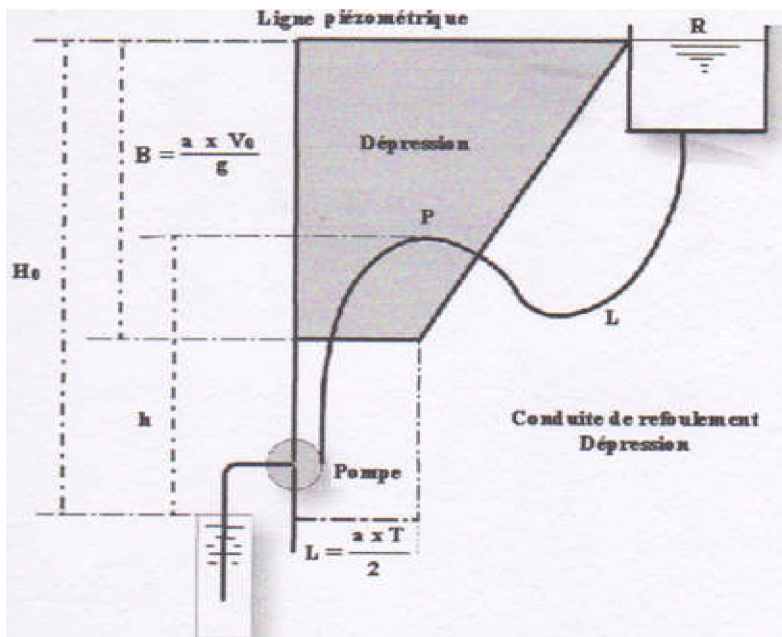
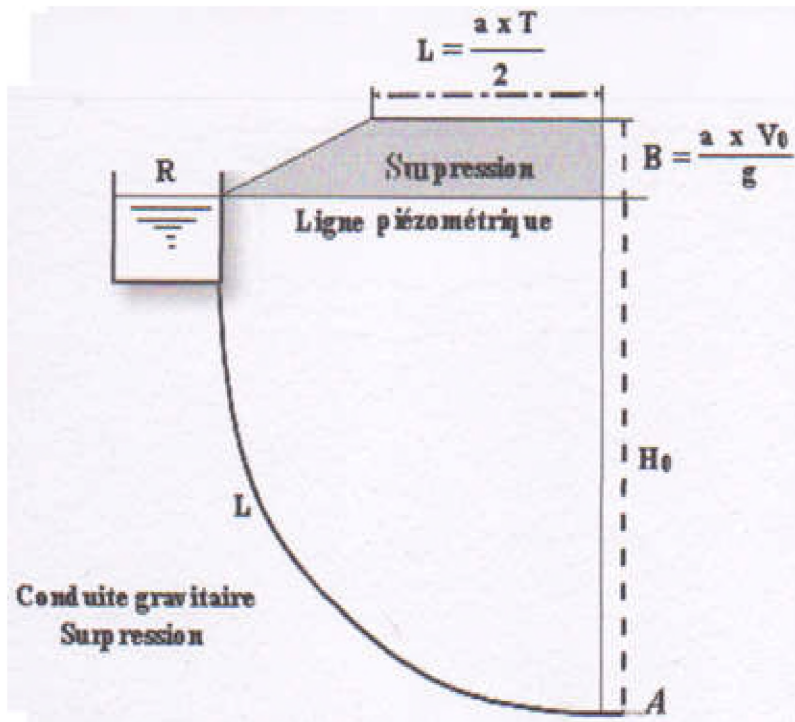


Figure (V-7) : Les valeurs de la surpression et de dépression dans les conduites gravitaires et de refoulement

➤ *2^{ème} Cas : Fermeture lente*

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > \frac{2 \times L}{a}$.

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

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad \text{VI-6}$$

La valeur du coup de bélier lors d'une fermeture brusque étant plus importante que celle de la fermeture lente, on s'intéressera au cas de la fermeture brusque.

V.4.1.1. Calcul des valeurs des coups de bélier.

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau (V-1) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Tronçon	Caractéristiques des conduites									
	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H _g (mm)	h ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	PNS
F1-SR1	160	9.5	0.96	33.5	43.5	276.69	27.07	70.57	16.423	10
F2-SR1	160	9.5	0.96	33.5	43.5	276.69	27.07	70.57	16.423	10
F3-SR1	160	9.5	0.78	34.5	44.5	276.69	22.00	65.19	22.499	10
SR1-SR2	315	35.2	0.90	191	201	395.98	36.32	237.32	164.67	20
SR2-R (2x500m ³)	315	35.2	0.90	168.4	178.4	395.98	36.32	214.75	142.10	20

❖ **Interprétation des résultats**

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que le long de la chaîne refoulement, les dépressions sont toutes positives, par contre il existe dans les tronçons SR1-SR2 et SR2-R (2*500 m³), une surpression supérieure à la pression nominale du service de la conduite, c'est pourquoi on optera pour le dimensionnement des réservoirs d'air comme moyens de protection.

Pour les tronçons F1-SR1, F2-SR1 et F3-SR1 on remarque que les surpressions sont faibles et ne dépassent pas la pression nominale du service de la conduite en PEHD, donc cela ne nécessitent pas une protection anti-bélier.

V.5. Dimensionnement du réservoir d'air :

On distingue différentes méthodes de calcul:

V.5.1. Méthode de VIBERT :

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air important dans le cas de grandes installations.

V.5.2. Méthode de BERGERON :

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Nous utilisons un programme Excel pour calculer les différents paramètres du réservoir d'air.

V.5.2.1.Principe de calcul :

Une fois, les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et de Son dispositif d'étranglement sont fixées, les valeurs maximales de la surpression et la dépression seront déterminées par la méthode de BERGERON.

Le premier essai conduira peut être à des valeurs inadmissibles pour la surpression ou pour la dépression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir, ou d'étranglement, ou des deux, Cette méthode nécessitera donc quelques tâtonnements.

Le tracé de l'épure de BERGERON s'effectue par approximations successives de la manière suivante :

- On fixe préalablement le volume d'air U_0 en régime normal et une vitesse finale V_f pour un intervalle de temps T considéré.
- On calcule les pressions dans le réservoir d'air et dans la conduite, en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge soit à la montée ou à la descente de l'eau.
- On vérifie sur l'épure si la pression finale correspondant à la vitesse choisie est la même que celle calculée. Si ce n'est pas le cas, on reprend le même procédé de calcul avec une autre vitesse et ainsi de suite jusqu'à l'obtention du résultat voulu.

V.5.2.2.Application des principes cités :

Après l'arrêt brusque du groupe, la masse d'eau continue de monter vers le réservoir d'eau avec une vitesse décroissante. Cette vitesse s'annule à un moment donné et par conséquent toute la masse d'eau descend vers le réservoir d'air avec une vitesse de sens contraire (négative) qui augmente d'abord en valeur absolue puis diminue pour devenir nulle,... etc.et le phénomène se poursuit en s'amortissant.

Les principales étapes de calculs seront alors comme suit :

➤ Les temps se suivent selon des valeurs :

$$T = 2L/a \quad V.7$$

➤ Variation du volume d'air :

Lorsque le réservoir de l'anti-bélier écoule de l'eau dans la conduite de refoulement on enregistre une augmentation du volume d'air, si le réservoir reçoit de l'eau de la conduite de refoulement on enregistre une diminution du volume d'air :

$$\Delta U = S \times T \times V_m \quad V.8$$

Avec :

- S : Section de la conduite de refoulement (m^2).
- T : Temps d'aller et retour de l'onde (s).
- V_m : Vitesse moyenne entre la vitesse de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie en (m/s)

➤ Pression dans le réservoir d'air :

La nouvelle pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de POISSON, telle que :

$$Z = (Z_0 + \delta_0) U_0^{1.4} / U^{1.4} \quad V.9$$

Avec :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
- Z_0 : Pression absolue.

- U0 : Volume d'air initial.
- U : Nouveau volume d'air.
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

➤ **Calcul des pertes de charge dans la tuyère et la vitesse dans la tubulure :**

Elles se rapportent à l'organe d'étranglement, on choisit une tuyère. On calculera à la montée de l'eau, la vitesse V1 de l'eau dans la tuyère en fonction de la vitesse finale Vf de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré. On calculera aussi la vitesse V2 dans la tuyère à la descente de l'eau.

❖ **Cas de la montée de l'eau :**

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage sortant et son coefficient de débit est de l'ordre de 0,92.

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{d'^2} = K \quad V.10$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite de refoulement en (m).
- d' : Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère en (m).
- Vf : Vitesse finale choisie dans la conduite de refoulement en (m/s).
- d' = 0,92 d : Diamètre de la veine contractée en (m).

d : Diamètre de la tuyère en (m), sera choisi de manière à avoir le rapport : $V_1/V_f = K$ compris entre 15 et 20 .

La perte de charge ΔH_1 à la montée de l'eau est donnée par :

$$\Delta H_1 = c \frac{V_1^2}{2g} \quad V.11$$

Avec :

- c : Coefficient de perte de charge.

Le Coefficient de perte de charge 'c' se détermine à partir de l'abaque donné en Annexe. Il s'écrit en fonction du rapport m_1 , tel que :

$$m_1 = (d' / D)^2 \quad V.12$$

Avec :

- Dt : Diamètre de la tubulure.

❖ **Cas de la descente :**

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage rentrant de BORDA, avec un coefficient de contraction de 0,5.

On a:

$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \frac{D^2}{d^2} = K' \quad V.13$$

Où :

- V2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère en (m/s).
- Vf : Vitesse de l'eau dans la conduite en (m/s).
- D : Diamètre de la conduite en (m).
- d : Diamètre de la tuyère en (m).

La perte de charge ΔH_2 à la descente de l'eau est donnée par :

$$\Delta H_2 = c' \frac{V_2^2}{2g} \quad V.14$$

Avec :

- c' : Coefficient de perte de charge.

Le Coefficient de perte de charge c' se détermine à partir de l'abaque donné en Annexe. s'écrit en fonction du rapport m_2 , tel que :

$$m_2 = 0.5 \left(\frac{d}{D_t} \right)^2 \quad V.15$$

Avec :

- D_t : Diamètre de la tubulure.

V.5.3. Application du calcul.

➤ Tronçon « SRI-SR2 ».

On a :

- $Q = 42.3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$;
- $L = 1885 \text{ m}$;
- $V_0 = 0.9 \text{ m/s}$;
- $e = 35.2 \text{ mm}$;
- $\varnothing = 315 \text{ mm}$;
- $H_g = 191 \text{ m}$;
- $k=83$;
- $D_{int} = 244.6 \text{ mm}$;

On dispose d'une tuyère de diamètre $d = 80 \text{ mm}$ qui est incorporée dans une tubulure d'un diamètre $D_t = 150 \text{ mm}$.

Les caractéristiques de la tuyère sont :

❖ Montée de l'eau :

$$\text{On a:} \quad K = \frac{V_1}{V_f} = \frac{\phi^2}{d'^2} = \frac{\phi^2}{(0,92 \times d^2)} = \frac{(0,315)^2}{(0,92 \times 0,08)^2} = 18,32$$

Donc, $K=18$. Comprise entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

Par ailleurs :

$$m = \frac{d^2}{D_t^2} = \frac{(0,92 \times d^2)}{D^2} = \frac{(0,92 \times 0,08)^2}{(0,150)^2} = 0,24$$

D'où $m = 0,24$.

A partir de l'abaque (Annexe (8)), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge " c " dans la tuyère. Ce qui nous donne $c = 0,58$.

D'où la perte de charge correspond au cas de la montée de l'eau est :

$$\Delta h_1 = c \times \frac{V_1^2}{2 \times g} = \frac{(0,58)}{2g} \times V_1^2 \Rightarrow \Delta h_1 = 0,58 \frac{V_1^2}{2g}$$

- Le rapport des vitesses (cas de la montée) : $K = 18.32$
- vitesse de l'eau de la tuyère : $V_1 = 18.32 \cdot V_f$
- Le rapport : $m = 0.24$
- D'après la planche (Annexe (9)) : $C = 0.58$
- La perte de charge à la montée : $\Delta h_1 = 9.92 V_f^2$

❖ *Descente de l'eau*

On a :

$$\frac{V_2}{V_f} = K' = \frac{2\phi^2}{d^2} = \frac{2(0,315)^2}{(0,08)^2} = 31,01 \approx 31$$

Donc, $V_2 = K'V_f = 31 \times V_f$

Par ailleurs :

$$m = \frac{1}{2} \times \frac{d^2}{Dt^2} = \frac{1}{2} \times \frac{(0,08)^2}{(0,150)^2} = 0,14 \Rightarrow m = 0,14$$

A partir de l'abaque (Annexe (8)), on aura la valeur du coefficient de perte de charge $c' = 0,74$.

D'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\Delta h_2 = c' \times \frac{V_2^2}{2 \times g} \Rightarrow \Delta h_2 = 0,74 \frac{V_2^2}{2g}$$

- Le rapport des vitesses (cas de la descente) : $K' = 31$
- vitesse de l'eau de la tuyère : $V_2 = 31 * V_f$
- Le rapport : $m' = 0,14$
- D'après la planche (Annexe (8)) : $C' = 0.74$
- La perte de charge à la descente : $h_2 = 36.24 V_f^2$

❖ *Variation du volume d'air :*

Elle est donnée par :

$$\Delta U = S \cdot \theta \cdot V_m$$

Avec :

S : section de la conduite (m^2) ;

θ : temps d'un aller retour de l'onde (s).

$$\theta = \frac{2L}{a} = \frac{2 \times 1885}{395.98} = 9.52 \text{ s.}$$

$$\Delta U = 0.834 \cdot V_m$$

Où :

- ΔU : variation du volume d'air (m^3) ;
- V_m : Vitesse moyenne dans un intervalle donné (m/s).

$$V_m = \frac{V_0 + V_f}{2}$$

❖ **Résultats de calcul du réservoir d'air :**

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR1- SR2 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (VI-2) ci-dessous. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VI-8).

Tableau (VI-2) : développement des résultats de calcul du réservoir d'air(1)

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,2446 m	Vitesse	0,90065363 m/s	Volume U ₀	0,8 m ³
Débit	0,0423 m ³ /s	Section	0,04696589 m ²	K PDC entr	36,24 Vf ²
H géomet	191 m	Célérité a	395,982361 m/s	K PDC sort	9,92 Vf ²
Long. Cond.	1885 m	B	36,355041 m	Exposant	1,2
coef. K	83	Hmax	227,355041 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0,0352 m	Hmin	154,644959 m	pres. air Z 158,066802/U ^Λ	
C Haz Will	142,651249	periode θ	9,52062609 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	201 m	Surpression 22,2755597 m	
Umax	0,98373949 m ³	PDC δ	5,60112543 m	Dépression 39,5676216 m	
Umin	0,74731942 m ³	a/g	40,3651744 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z.+ Δh .+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,8	206,601125	0	206,601125	5,60112543	201	0,90065363	0	0	
9,52062609	0,18373949	0,98373949	161,20724	0,22513877	161,432378	0,06151697	161,493895	-0,07806392	0,41091731	-0,07881902	0,00075511
19,0412522	-0,16112239	0,8226171	199,803637	14,9299964	214,733634	2,99092322	217,724557	-0,64245013	-0,36033615	-0,64185327	-0,00059686
28,5618783	-0,07529768	0,74731942	224,19873	0,92317053	223,27556	0,75425032	222,521309	0,30504649	-0,16839668	0,3050599	-1,3416E-05
38,0825044	0,14098478	0,88830419	182,207653	1,05128711	181,156365	0,85070385	180,305662	0,32553373	0,31530013	0,32554036	-6,6272E-06
47,6031305	-0,01483985	0,87346435	185,928707	5,56640813	191,495115	1,19957795	192,694693	-0,39289858	-0,03318802	-0,39191639	-0,00098219
57,1237566	-0,11376323	0,75970112	219,821086	0,4954675	220,316554	0,12770562	220,444259	-0,11694408	-0,25442152	-0,11692665	-1,7432E-05
66,6443826	0,05285188	0,812553	202,77697	1,23839059	201,53858	0,99003514	200,548545	0,35358043	0,11819861	0,35332387	0,00025655
76,1650087	0,06591199	0,87846498	184,659358	0,12406935	184,783427	0,03542904	184,818856	-0,05847277	0,14740639	-0,05851109	3,8313E-05
85,6866348	-0,0740194	0,80444559	205,231802	2,69232532	207,924128	0,61224335	208,536371	-0,27263691	-0,16553791	-0,27256474	-7,2174E-05
95,2062609	-0,0217968	0,78264878	212,109622	0,30404811	211,805574	0,26969259	211,535881	0,17508201	-0,04874665	0,17507145	1,0562E-05
104,726887	0,07435282	0,8570016	190,222859	0,24606465	189,976794	0,22170527	189,755089	0,15751663	0,16628359	0,15749573	2,0906E-05
114,247513	-0,01548922	0,84151238	194,432139	1,86373252	196,295872	0,43551306	196,731385	-0,22681283	-0,03464029	-0,22677632	-3,6511E-05
123,768139	-0,06035569	0,78115669	212,595898	0,06758289	212,66348	0,02018621	212,683667	-0,04311359	-0,13498023	-0,04318414	7,0546E-05
133,288765	0,03858191	0,8197386	200,645861	0,46177509	200,184086	0,39712487	199,786961	0,21628396	0,08628507	0,21575428	0,00052968

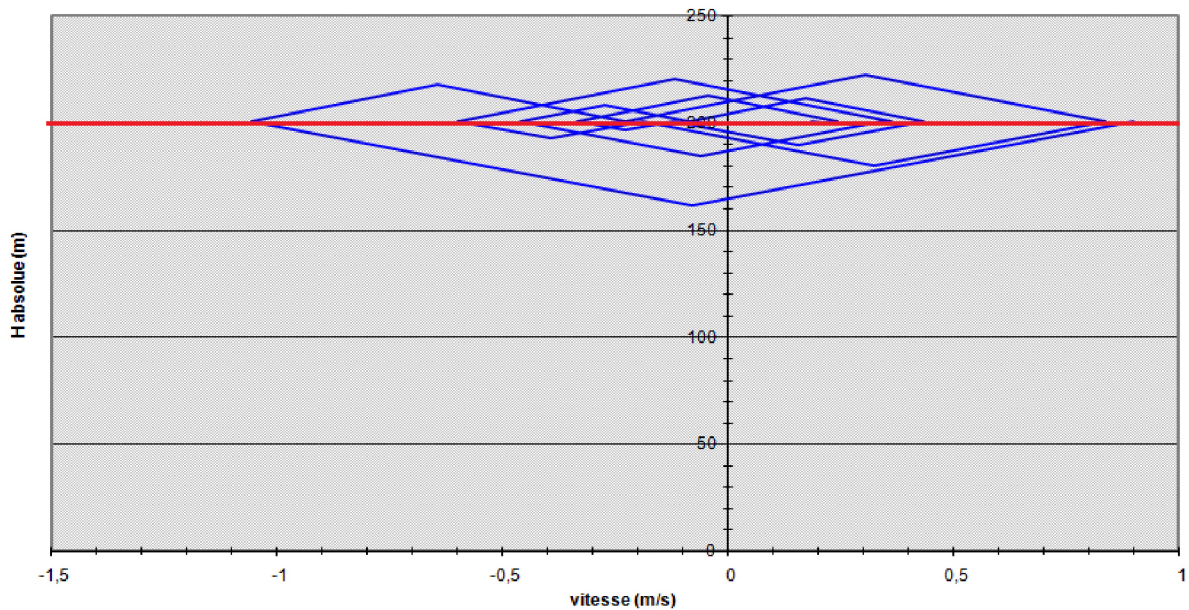


Figure (V-8) : Epure de BERGERON pour le tronçon « SR1-SR2 ».

❖ *Interprétation des résultats :*

D'après le tableau (V.2) et l'épure caractéristique du tronçon (Figure (V.8)), on déduit que :

- ◆ Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **39,56 m**. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **0,983 m³**.
- ◆ Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **0,747 m³**.

Par ailleurs, la figure (V-9) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

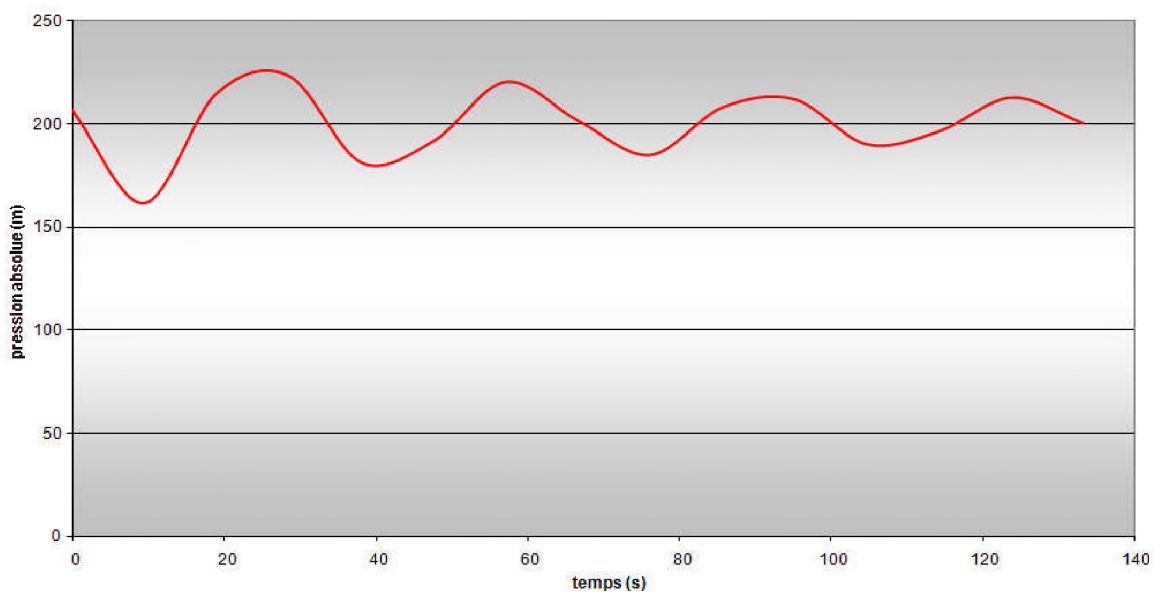


Figure (V-9) : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour le tronçon « SR1-SR2 »

❖ *Dimensionnement du réservoir d'air :*

A partir du tableau (V.2), on a le volume maximal d'air de l'ordre **0.983 m³**. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon « SR1-SR2 », tel que :

$$V_t = 1,2 \times U_{\max} \quad (\text{VI-25})$$

D'où : $V_t = 1,2 \times 0,983 = 1,179 \text{ m}^3$

On optera alors pour un réservoir normalisé (Annexe(9)) de **1,5 m³ (1500 l)**.

➤ *Tronçon « SR2-R (2x500m³) ».*

On a :

- $Q = 42,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$;
- $L = 3979 \text{ m}$;
- $V_0 = 0,9 \text{ m/s}$;
- $e = 35,2 \text{ mm}$;
- $\varnothing = 315 \text{ mm}$;
- $H_g = 168,43 \text{ m}$;
- $k=83$;
- $D_{\text{int}} = 244,6 \text{ mm}$;

On prend les mêmes dimensions pour la tuyère que le cas précédent (SR1-SR2). Donc une tuyère d'un diamètre **d= 80mm** dans une tubulure de diamètre **D= 150 mm**. D'où on aura :

❖ *Montée de l'eau :*

La perte de charge est :

$$\Delta h_1 = 0,58 \frac{V_1^2}{2g}$$

❖ *Descente de l'eau :*

La perte de charge est :

$$\Delta h_2 = 0,74 \frac{V_2^2}{2g}$$

❖ *Résultats de calcul du réservoir d'air :*

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SR2-R (2x500m³) en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (VI-3) ci-après. L'épure de BERGERON est illustrée par la figure (VI-10).

Tableau (V-3) : développement des résultats de calcul de réservoir d'air(2)

Données de l'Adduction											
Diametre	0,2446		m								
Débit	0,0423		m ³ /s								
H géomet	168,43		m								
Long. Cond.	3979		m								
coef. K	83										
Epaisseur e	0,0352		m								
C Haz Will	142,651249										
Données du Réservoir d'air											
Volume U ₀	0,5		m ³								
K PDC entr	36,24		Vf ²								
K PDC sort	9,92		Vf ²								
Exposant	1,2										
Résultats des variations du volume d'air											
U _{max}	0,74197739		m ³								
U _{min}	0,42609623		m ³								
Résultats											
Vitesse	0,90065363		m/s								
Section	0,04696589		m ²								
Célérité a	395,982361		m/s								
B	36,355041		m								
H _{max}	204,785041		m								
H _{min}	132,074959		m								
periode θ	20,0968548		s								
H ₀	178,43		m								
PDC δ	11,8232775		m								
a/g	40,3651744		s								
Pression de l'air											
pres. air Z	82,8125489		/U ^Λ								
Résultats des pressions											
Surpression	54,9485338		m								
Dépression	54,5014398		m								
temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z.+ Δh .+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	0,5	190,253277	0	190,253277	11,8232775	178,43	0,90065363	0	0	
20,0968548	0,24197739	0,74197739	118,475172	5,4533881	123,92856	2,48451519	126,413075	-0,38800485	0,25636818	-0,38791726	-8,7589E-05
40,1937095	-0,31588116	0,42609623	230,508488	2,87004599	233,378534	1,3711774	234,749711	-0,28140834	-0,33466713	-0,281417	8,6586E-06
60,2905643	0,13716558	0,56326181	164,908782	3,24638133	161,662401	5,10132492	156,561076	0,57206962	0,14532305	0,57206309	6,527E-06
80,387419	0,05399999	0,6172618	147,751831	7,58990752	155,341739	3,37432997	158,716069	-0,45809701	0,05721146	-0,45764018	-0,00045683
100,484274	-0,17492071	0,44234109	220,387731	0,07507259	220,312658	0,15589162	220,156767	0,08724525	-0,18532353	0,086699311	0,00025214
120,581129	0,17722589	0,61956698	147,092401	0,82588435	146,266516	1,43613158	144,830385	0,28858592	0,18776581	0,28853851	4,7413E-05
140,677983	-0,07524905	0,54431793	171,81971	7,27308999	179,0928	3,24369733	182,336497	-0,44702636	-0,07972423	-0,44798697	0,00096061
160,774838	-0,07691222	0,46740571	206,282949	0,8058331	205,477116	1,40381535	204,0733	0,28503532	-0,08148632	0,28501434	2,0978E-05
180,871693	0,16362324	0,63102895	143,89212	0,03775703	143,854363	0,08249488	143,771868	0,0617034	0,17335418	0,06169402	9,3807E-06
200,968548	-0,13190755	0,4991214	190,655231	4,21893462	194,874165	1,95896354	196,833129	-0,3409953	-0,13975231	-0,34119865	0,00020335
221,065402	-3,9385E-05	0,49908201	190,673285	1,15428699	189,518998	1,95807625	187,560922	0,34112862	-4,1727E-05	0,34111519	1,3424E-05
241,162257	0,10907132	0,60815333	150,411292	0,43849802	150,84979	0,2407413	151,090532	-0,10996682	0,11555797	-0,10999925	3,2428E-05
261,259112	-0,13203621	0,47611713	201,762099	1,04460224	202,806701	0,53782025	203,344522	-0,17004204	-0,13988862	-0,16977799	-0,00026405
281,355967	0,06044137	0,5365585	174,805728	0,88004804	173,92568	1,52314036	172,40254	0,29786282	0,06403592	0,29784983	1,2994E-05

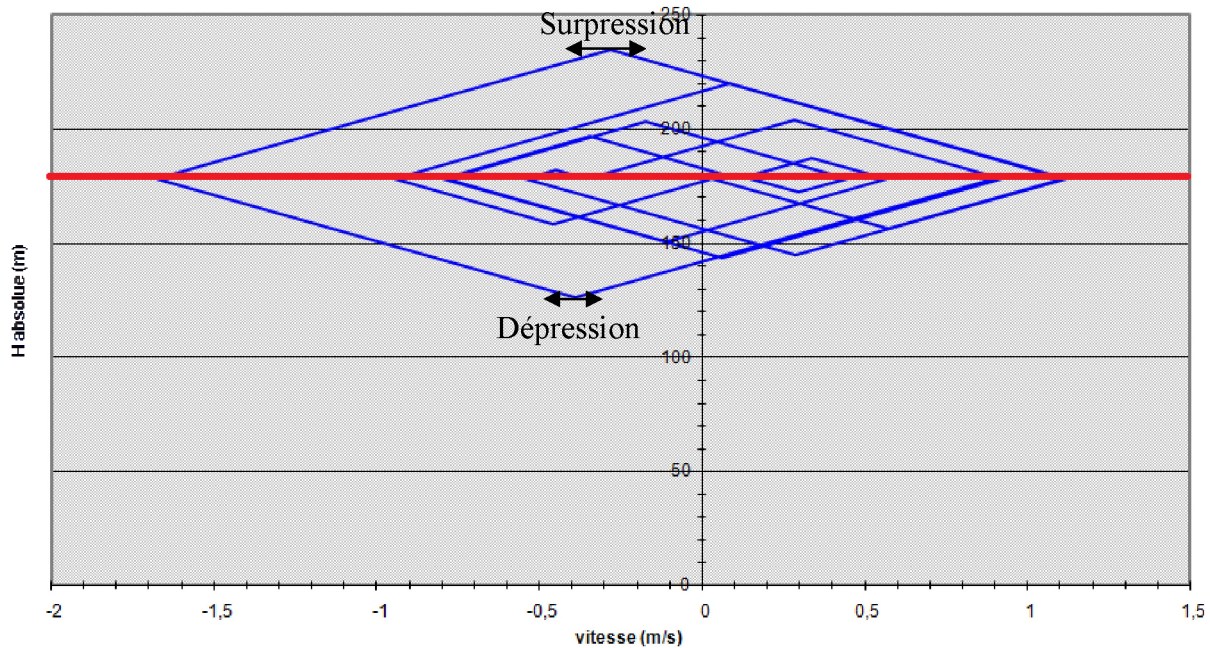


Figure (V-10) : Epure de BERGERON pour le tronçon « SR2-R ($2 \times 500 \text{ m}^3$) ».

❖ *Interprétation des résultats :*

On remarque :

- ◆ Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **54.50 m**. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **$0,741 \text{ m}^3$** .
- ◆ Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **$0,426 \text{ m}^3$** .

Par ailleurs, la figure (V-11) montre clairement que le phénomène du coup de bélier s'est amorti en fonction du temps.

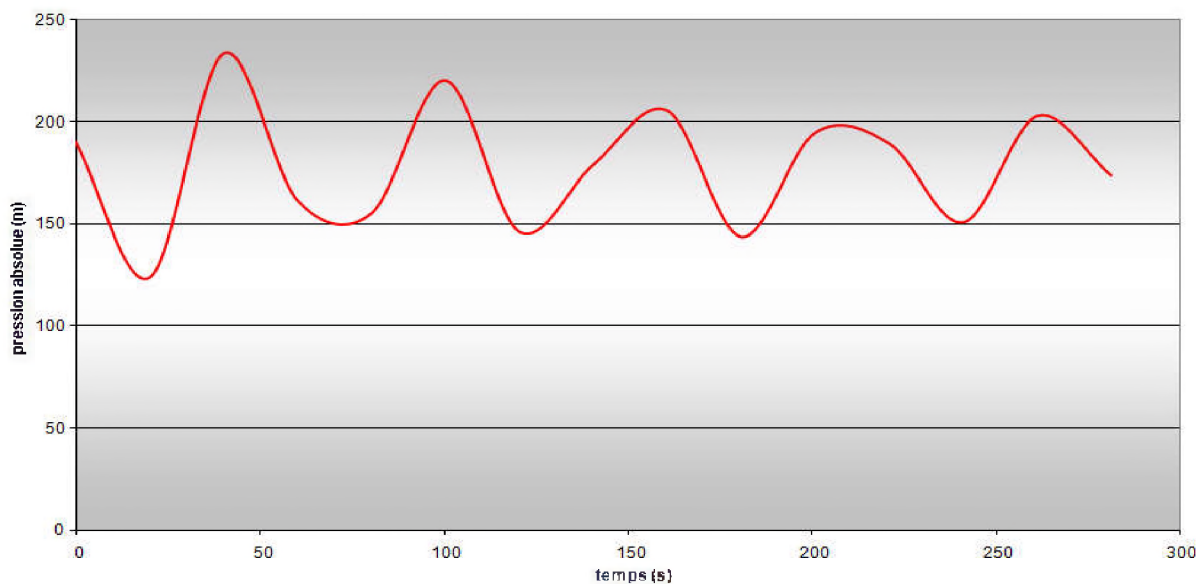


Figure (V-11) : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour le tronçon « SR2-R ($2 \times 500 \text{ m}^3$) »

❖ **Dimensionnement du réservoir d'air :**

A partir du tableau (V-3), on a le volume maximal d'air de l'ordre **0.741 m³**. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon SR1-R (2x500m³), tel que :

$$V_t = 1,2 \times U_{\max}$$

$$\text{D'où : } V_t = 1,2 \times 0,741 = \mathbf{0,889 \text{ m}^3}$$

On optera pour par suite un réservoir normalisé (Annexe(9)) de **1 m³ (1000 l)**.

V.6.Pose des canalisations et accessoires

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

V.6.1.Principe de pose des canalisations

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;
- Traversée de rivière.

- **Pose en terre**

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçons successifs, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts .L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

- **Pose en mauvais terrains**

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

- ***Pose en galerie***

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà des galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

- ***Pose en pente***

Au delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, lès deux techniques

Pouvant être associées.

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

- ***Traversée de rivière***

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

- ***Premier cas*** : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.
- ***Deuxième cas*** : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

- ***Pose à proximité d'une conduite d'assainissement***

Le cas concerne essentiellement, les conduites de distribution qui dans la plupart des cas seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas les tuyaux d'eau potable devront être posés au dessus d'un mètre minimum des tuyaux d'eau usée.

- ***Passage de ponts***

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- Le sup-portage ;
- L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation ;
- L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques ;
- La protection contre le gel si nécessaire.

Il existe deux grands principes de poses que l'on choisie en fonction du type d'ouvrage :

- Canalisation fixée sur l'ouvrage ;
- Canalisation indépendante de l'ouvrage

V.6.2. Différentes étapes de mise en place des canalisations

V.6.2.1. Réalisation des fouilles

- **Largeur de la tranchée**

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

- **La profondeur de la tranchée**

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge. Cette distance varie de 0.8 à 1.20 m.

- **Lit de pose**

Recouvert d'un lit de pose de 0.2 m à 1.15 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Constitué selon la nature du sol par :

- Gravier, dans un terrain ordinaire ;

- Pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;

- Par un lit béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

- **Fond de fouille**

Sauf cas particulier, le fond de fouille est réglé avec une longitudinale au moins 4‰, ce qui permet une montée de l'air en chaque point haut.

En terrains peu accidentés, cette valeur minimale une succession de montées et descentes est réalisée, chaque point haut étant muni d'un dispositif d'évacuation d'air (ventouse) et chaque point bas d'un dispositif de décharge (vidange).

V.6.2.2. Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subis des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

V.6.2.3. Epreuve des joints et des canalisations principales

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Après mise en pression préalable de 5 minutes, faite la pression d'épreuve, il est procédé à l'ouverture de la (des) purge (s), disposée (s) à l'autre extrémité du tronçon d'essai par rapport au manomètre, afin de vérifier qu'il n'existe aucun obstacle (robinet, vanne fermée) à la montée en pression sur la totalité du tronçon éprouvé. La pression est rétablie par la suite à la pression d'épreuve, pendant le temps prescrit, toutes les précautions étant prises pour minimiser les coups de bélier dans la conduite.

Le tronçon est maintenu en pression pendant 30 minutes au cours desquelles la diminution de pression ne doit pas être supérieure à 20 kPa

V.6.2.4. Essai général du réseau

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés. Cette mise en pression dure 48 heures, alors la perte par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2%.

V.6.2.5. Remblaiement de la tranchée

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

- L'enrobage ;
- Le remblai supérieur.

V.6.3. Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

Ces différents organes et accessoires sont :

- Vannes de sectionnement ;
- Ventouses ;
- Conduite by-pass ;
- Poteaux ou bouches d'incendie ;
- Crépines ;
- Vidange.

V.7.Conclusion

A travers ce chapitre, nous sommes intéressés à deux parties, qui sont la protection et la pose des conduites.

La protection des réseaux d'alimentation en eau potable contre le phénomène du coup de bélier est d'une importance considérable. Afin de protéger le réseau étudié, on a opté pour des deux réservoirs d'air.

Par ailleurs, la pose des conduites est une opération qui doit se faire d'une manière à assurer l'étanchéité des joints ainsi que l'équilibre des tuyaux. Une mauvaise pose des conduites va se répercuter sur le rendement du réseau et sur les frais d'entretiens qui vont augmenter. Une pose convenable permet une stabilité très importante et une durée d'exploitation allongée.

Chapitre VI : **Distribution**

VI.1. Introduction.

Le but principal d'un réseau de distribution est d'amener l'eau aux différentes catégories de consommateurs, et à tous les points de l'agglomération, sans oublier de satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimaux et ils seront dimensionnés en conséquence.

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs schémas, qui seront choisis selon l'importance de l'agglomération. Ces réseaux peuvent être maillés, ramifiés ou mixtes.

VI.2. Différents types des réseaux d'alimentation en eau potable.

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

- Les réseaux ramifiés ;
- Les réseaux maillés ;
- Les réseaux mixtes.

VI.2.1. Les réseaux maillés.

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisations disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées. Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines.

L'avantage des réseaux maillés est qu'il permet une alimentation en route ; c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval situés le long des autres tronçons.

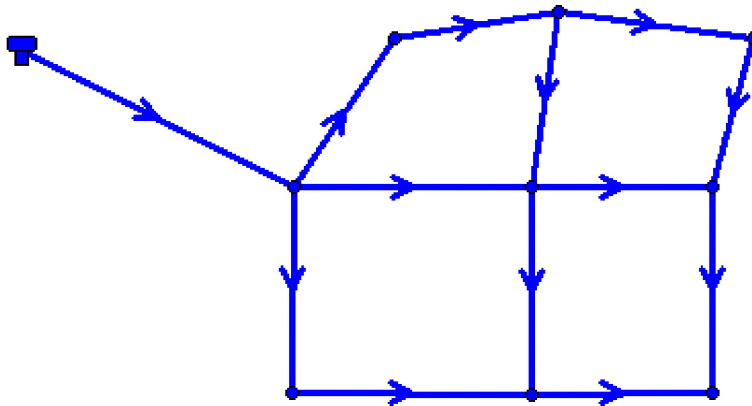


Figure (VI.1) : Schéma de réseau maillé.

VI.2.2. Réseaux ramifiés.

Le réseau ramifié est un réseau qui est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches), les conduites ne comportent aucune alimentation en retour.

Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité, une rupture ou un accident sur la conduite principale prive les abonnés en aval, les réseaux ramifiés sont utilisés dans les petites agglomérations rurales.

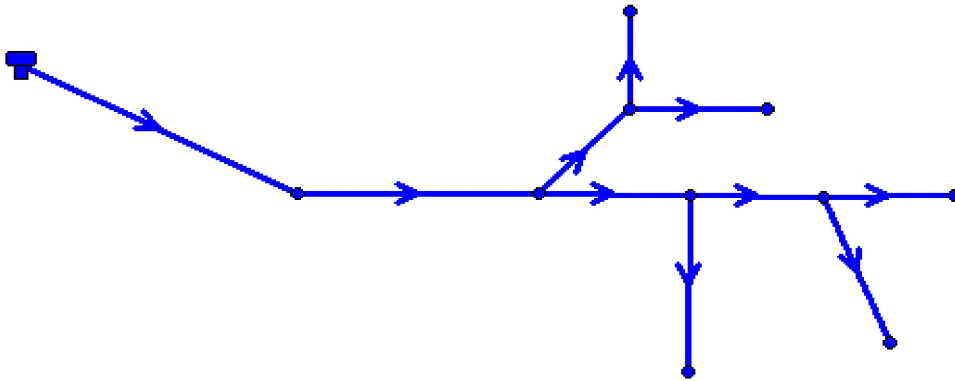


Figure (VI.2) :Schéma de réseau ramifié.

VI.2.3. Réseaux mixte.

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. 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.

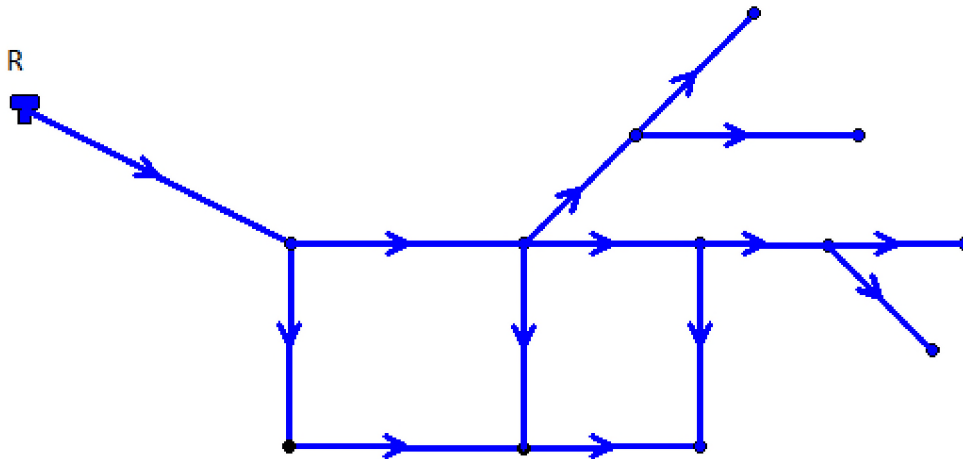


Figure (VI.3) :Schéma de réseau mixte

VI.3. Choix du type de matériaux [7].

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (cout et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.)

Parmi les matériaux utilisés, on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PEHD.

On a choisi pour notre réseau des conduites en **PEHD (PN16)** à cause des avantages qui sont :

- Facile à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres ;
- Fiable au niveau du branchement, pas de fuite. Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique ;
- Durée de vie 50 ans prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement ;
- Coefficient de rugosité très faible et présente une bonne résistance à l'entartrage ;

- Répond parfaitement aux normes de potabilité.

VI.4. Equipement du réseau de distribution [7].

VI.4.1. Appareils et accessoires du réseau.

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont résumés ci-après :

VI.4.1.1. Les canalisations :

Les réseaux de distribution sont constitués de :

- ✓ Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires ;
- ✓ Conduites secondaire qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.

VI.4.1.2. Robinets vannes :

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau.

Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille », Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

VI.4.1.3. Bouches ou poteau d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

VI.4.1.4. Clapets :

Les clapets ont pour rôle d'empêcher l'eau d'aller en sens contraire de l'écoulement prévu. On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

VI.4.1.5. Ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

VI.4.1.6. Régulateurs de pression :

Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression de façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

VI.4.1.7. Robinets de vidange (décharge) :

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange ; et seront posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

VI.4.2. Pièces spéciales de raccord :

Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet

VI.4.2.1. Les Tés :

On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.

VI.4.2.2. Les coudes :

Utilisés en cas de changement de direction.

VI.4.2.3. Les cônes de réduction :

Ce sont des organes de raccord en cas d'existence des diamètres différents.

VI.5. Conception du réseau de distribution.

Il y'a plusieurs facteurs qui influent sur la conception du réseau. On peut noter que les plus importantes sont l'emplacement des principaux consommateurs et le relief de la région. On a choisi pour notre site d'étude le réseau ramifié parce qu'il est convenable pour la région, (la topographie et la répartition de l'agglomération).

VI.6. Principe de tracé d'un réseau de distribution.

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter à savoir :

- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravine...) ;
- Eviter les zones rocheuses : Une tranchée devra être creusée ;
- Préférer les zones accessibles : Le long des chemins existants par exemple ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

VI.7. Calcul hydraulique du réseau de distribution.**❖ Débit de pointe :**

C'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution .Dans notre cas, le débit de pointe est :

$$Q_p = 228.4293 \text{ m}^3/\text{h}.$$

❖ Débit spécifique :

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre linéaire de canalisation pendant une seconde. Il est donné par la formule suivante :

$$q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad \text{VI.1}$$

Avec :

- Q_s : le débit spécifique (l/s/ml) ;
- Q_p : débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$: somme des Longueurs des tronçons du réseau.

❖ **Débit en route :**

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long d'un tronçon. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = q_s * L_{i-j} \quad VI.2$$

Avec :

- Q_r : débit de route (l/s) ;
- L_{i-j} : la longueur du tronçon i-j (m).

❖ **Débit au Nœud :**

Ils se calculent comme suit :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum Q_{ri} + \sum Q_{conc} \quad VI.3$$

Avec:

- Q_{ni} : le débit au nœud "i" ;
- $\sum Q_r$: Somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i ;
- $\sum Q_{conc}$: La somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré.

❖ **Débit de tronçon (Q_t) :**

C'est le débit que la conduite du réseau ramifié doit transiter afin de répondre à la demande de ses propres branchements (service en route), et d'en assurer celui demandé par les conduites qui en dépendent (débit aval).

Le débit de transit est donné par la formule.

$$Q_t = 0,55 * Q_r + p \quad VI.4$$

Avec:

- Q_t : Débit transité par le tronçon (l/s);
- p : Débit aval (l/s);
- Q_r : Débit en route (l/s).

❖ **Calcul des diamètres d'avantage.**

Connaissant le débit de chaque tronçon on peut calculer son diamètre. On fixe un diamètre pour une vitesse de 1m/s.

$$Q_t = V * S \quad VI.5$$

$$D = \left(\frac{4 * Q_r}{\pi * V} \right)^{0,5} \quad VI.6$$

VI.8. Modélisation et simulation du réseau.

Suite à l'essor qu'ont connus les mathématiques appliquées et l'informatique en parallèle, plusieurs logiciels ont été développés dans le but de subvenir aux besoins des ingénieurs et concepteurs dans le domaine de l'hydraulique, capables de faire des simulations

des calculs fastidieux en temps record. Nous en citons les plus connus : WATERCAD, PICCOLO, PORTEAU et celui que nous allons utiliser EPANET.

VI.8.1. Présentation du logiciel EPANET.

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

VI.8.2. Utilisation du logiciel EPANET.

Les Etapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

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

VI.8.3. Modélisation du réseau.

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

Dans notre projet, la modélisation s'est portée à introduire les données du réseau.

- **Au niveau des nœuds :**
 - ✓ L'altitude du nœud par rapport à un plan de référence ;
 - ✓ La demande en eau (débit prélevé sur le réseau).
- **Au niveau des arcs (conduite) :**
 - ✓ les nœuds initial et final ;
 - ✓ le diamètre ;
 - ✓ la longueur ;
 - ✓ le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).
- **Au niveau des réservoirs :**
 - ✓ l'altitude du radier (où le niveau d'eau est nul) ;
 - ✓ le diamètre (ou sa forme s'il n'est pas cylindrique) ;
 - ✓ les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

VI.9. Etude de la distribution sans tenir compte du débit d'incendie.

VI.9.1. Données de base :

- La cote du radier du réservoir égale à 1035.93 m;
- La longueur totale du réseau de distribution égale à 18677.916 m;

- Le débit de pointe $Q_p = 228.4298 \text{ m}^3/\text{h} \rightarrow$ soit 63.45 l/s ;
- Le débit spécifique $q_s = 0.0034 \text{ l/s/m}$.

VI.9.2. Calcul des différents débits et des différents diamètres du réseau :

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant représente les différents débits (débit de route, débit aval et le débit tronçon) ainsi que les diamètres obtenus (avec une vitesse proposée de 1 m/s).

Tableau(VI.1): Calcul des débits et diamètres.

Tronçon	Longueur (m)	q_s (l/s)	Q_r (l/s)	Q_t (l/s)	D (mm)	D_n (mm)
R-N2	69.54	0	0	63.45	284	315
N2-N3	4	0.0034	0.0136	2.765	59	63
N3-N4	153	0.0034	0.5202	0.2861	19	20
N3-N5	89.21	0.0034	0.3033	2.1008	52	63
N5-N6	54.36	0.0034	0.1848	0.1016	12	20
N5-N7	40.33	0.0034	0.1371	1.6873	46	50
N7-N8	190.3	0.0034	0.6470	0.3559	21	25
N7-N9	283.78	0.0034	0.9649	0.5307	26	32
N2-N10	122.4	0.0034	0.4162	1.6888	46	50
N10-N11	70.92	0.0034	0.2411	0.4218	23	25
N11-N12	42.9	0.0034	0.1459	0.0802	10	20
N11-N13	42.15	0.0034	0.1433	0.0788	10	20
N10-N14	273.29	0.0034	0.9292	0.5111	26	32
N2-N15	336.9	0.0034	1.1455	58.9449	274	315
N15-N16	78.52	0.0034	0.2670	5.1336	81	90
N16-N17	4.537	0.0034	0.0154	0.6472	29	32
N17-N18	6.4	0.0034	0.0218	0.4308	24	25
N18-N19	74.63	0.0034	0.2537	0.1395	14	20
N18-N20	48.55	0.0034	0.1651	0.091	11	20
N17-N21	58.28	0.0034	0.1981	0.109	12	20
N16-N22	187.5	0.0034	0.6375	4.0457	72	75
N22-N23	126.9	0.0034	0.4315	0.2373	17	20
N22-N24	34.95	0.0034	0.1188	3.2101	64	75
N24-N25	159	0.0034	0.5406	0.2973	19	20
N24-N26	20.8	0.0034	0.0707	1.9361	50	50
N26-N27	5.88	0.0034	0.02	0.3436	21	25
N27-N28	37.31	0.0034	0.1269	0.0698	9	20
N27-N29	7.0	0.0034	0.0238	0.1960	16	20
N29-N30	11.3	0.0034	0.0384	0.2110	17	20
N29-N31	42.51	0.0034	0.1445	0.0795	10	20
N26-N32	454	0.0034	1.5436	0.8490	33	40
N15-N33	91	0.0034	0.3094	52.9219	260	315
N33-N34	5	0.0034	0.017	21.8067	167	200
N34-N35	7.45	0.0034	0.0253	0.6594	29	32
N35-N36	24.08	0.0034	0.0819	0.045	8	20
N35-N37	29.2	0.0034	0.0993	0.2243	17	20
N37-N38	27.27	0.0034	0.0927	0.0510	8	20

Tableau (VI.1): Calcul des débits et diamètres (suite).

Tronçon	Longueur (m)	q_s (l/s)	Q_r (l/s)	Q_t (l/s)	D (mm)	D_n (mm)
N37-N39	22.65	0.0034	0.077	0.0424	7	20
N35-N40	10.35	0.0034	0.0352	0.2789	19	20
N40-N41	27.62	0.0034	0.0939	0.0516	8	20
N40-N42	4.917	0.0034	0.0167	0.1581	14	20
N42-N43	22.8	0.0034	0.0775	0.0426	7	20
N42-N44	21	0.0034	0.0714	0.0393	7	20
N34-N45	2.665	0.0034	0.091	3.4265	66	75
N45-N46	36.32	0.0034	0.1235	0.0679	9	20
N45-N47	341.3	0.0034	1.1604	2.5316	57	63
N47-N48	37.6	0.0034	0.1278	0.3967	23	25
N48-N49	61.74	0.0034	0.2099	0.1155	12	20
N48-N50	34.25	0.0034	0.1165	0.064	9	20
N47-N51	132.1	0.0034	0.4491	1.4813	43	50
N51-N52	81	0.0034	0.2754	0.1515	13	20
N51-N53	183.2	0.0034	0.623	0.6786	29	32
N53-N54	55.04	0.0034	0.187	0.1029	11	20
N53-N55	43.8	0.0034	0.1489	0.0819	10	20
N34-N56	111	0.0034	0.3774	17.5317	150	160
N56-N57	6.026	0.0034	0.0205	0.611	28	32
N57-N58	70.75	0.0034	0.2406	0.1323	13	20
N57-N59	14.77	0.0034	0.0502	0.3365	21	25
N59-N60	30.68	0.0034	0.1043	0.0574	9	20
N59-N61	60.17	0.0034	0.2046	0.1125	12	20
N56-N62	122.4	0.0034	0.4162	16.5158	145	160
N62-N63	4.703	0.0034	0.016	0.2161	17	20
N63-N64	33.05	0.0034	0.1124	0.0618	9	20
N63-N65	27.92	0.0034	0.0949	0.0522	8	20
N62-N66	36.55	0.0034	0.1243	16.0049	143	160
N66-N67	49.5	0.0034	0.1683	0.3884	22	25
N67-N68	56	0.0034	0.1904	0.1047	12	20
N67-N69	31	0.0034	0.1054	0.058	9	20
N66-N70	124	0.0034	0.4216	15.3485	140	160
N70-N71	3.33	0.0034	0.0113	2.0855	52	63
N71-N72	223.9	0.0034	0.7613	0.688	30	32
N72-N73	47.14	0.0034	0.1603	0.0882	11	20
N72-N74	32.06	0.0034	0.1090	0.06	9	20
N71-N75	34.43	0.0034	0.1171	0.996	36	40
N75-N76	87.69	0.0034	0.2981	0.164	15	20
N75-N77	7.781	0.0034	0.0265	0.6216	28	32
N77-N78	106.8	0.0034	0.3631	0.1997	16	20
N77-N79	71.73	0.0034	0.2439	0.1341	13	20
N78-N80	57	0.0034	0.1938	12.9338	129	160
N80-N81	3.972	0.0034	0.0135	1.3888	42	50
N81-N82	120	0.0034	0.408	0.2244	17	20

Tableau (VI.1): Calcul des débits et diamètres (suite).

Tronçon	Longueur (m)	$q_s(l/s)$	$Q_r(l/s)$	$Q_t(l/s)$	D (mm)	$D_n(mm)$
N81-N83	72.05	0.0034	0.245	0.8632	33	40
N83-N84	15.59	0.0034	0.053	0.0292	6	20
N83-N85	7.679	0.0034	0.0261	0.6637	29	32
N85-N86	40.38	0.0034	0.1373	0.0775	10	20
N85-N87	150.6	0.0034	0.512	0.2816	19	20
N80-N88	300.8	0.0034	1.0227	10.9682	118	125
N88-N89	2.718	0.0034	0.0092	1.8332	48	50
N89-N90	201.8	0.0034	0.6861	0.3734	22	25
N89-N91	225.1	0.0034	0.7653	0.4209	23	25
N89-N92	110.8	0.0034	0.3767	0.2076	16	20
N88-N93	101.7	0.0034	0.3458	8.4069	104	110
N93-N94	4.297	0.0034	0.0146	1.4847	44	50
N94-N95	135	0.0034	0.495	0.252	18	20
N94-N96	25.28	0.0034	0.086	0.979	35	40
N96-N97	102.5	0.0034	0.3485	0.1971	16	20
N96-N98	7.095	0.0034	0.0241	0.5724	27	32
N98-N99	79.09	0.0034	0.2689	0.1479	14	20
N98-N100	85.34	0.0034	0.2902	0.1596	15	20
N93-N101	158.5	0.0034	0.5389	6.4891	91	110
N101-N102	3.318	0.0034	0.0113	0.8706	33	40
N102-N103	71.72	0.0034	0.2438	0.1341	13	20
N102-N104	7.86	0.0034	0.0267	0.6086	28	32
N104-N105	24.7	0.0034	0.084	0.3647	22	25
N105-N106	33.5	0.0034	0.1127	0.0620	9	20
N105-N107	60.53	0.0034	0.2058	0.1132	12	20
N104-N108	56,281	0.0034	0.1914	0,1052	12	20
N101-N109	138	0.0034	0.4692	5.1010	81	90
N109-N110	2.575	0.0034	0.0088	0.3730	22	25
N110-N111	66.43	0.0034	0.2258	0.1242	13	20
N110-N112	41.89	0.0034	0.1424	0.0783	10	20
N109-N113	56	0.0034	0.1904	4.3842	75	75
N113-N114	242.5	0.0034	0.8245	0.7501	31	32
N114-N115	44.74	0.0034	0.1521	0.0837	11	20
N114-N116	42.5	0.0034	0.1445	0.0795	10	20
N113-N117	139.998	0.0034	0.4760	3.3274	65	75
N117-N118	5.953	0.0034	0.0202	1.4499	43	50
N118-N119	385.63	0.0034	1.3111	0.7211	31	32
N118-N120	37.55	0.0034	0.1277	0.0702	10	20
N117-N121	472.53	0.0034	1.6066	0.8836	34	40
N33-N122	730.73	0.0034	2.4845	29.8193	195	200
N122-N123	12.49	0.0034	0.0425	0.6957	30	32
N123-N124	79.14	0.0034	0.2691	0.148	14	20
N123-N125	118.6	0.0034	0.4032	0.2218	17	20
N122-N126	208.3	0.0034	0.7082	27.4175	187	200

Tableau (VI-1): Calcul des débits et diamètres (suite).

Tronçon	Longueur (m)	q_s (l/s)	Q_r (l/s)	Q_t (l/s)	D (mm)	D_n (mm)
N126-N127	15.8	0.0034	0.0537	5.9667	87	90
N127-N128	53.8	0.0034	0.1829	4.6088	77	90
N128-N129	3.611	0.0034	0.0123	0.8825	34	40
N129-N130	128.3	0.0034	0.4362	0.2399	18	20
N129-N131	66.5	0.0034	0.2261	0.1244	13	20
N139-N132	62.77	0.0034	0.2134	0.1174	12	20
N127-N133	366.5	0.0034	1.2461	0.6854	30	32
N128-N134	192.6	0.0034	0.6548	3.3255	65	75
N134-N135	6.481	0.0034	0.0220	1.0623	37	40
N135-N136	235.22	0.0034	0.7997	0.4399	24	25
N135-N137	73.65	0.0034	0.2504	0.1377	14	20
N134-N138	295.63	0.0034	1.005	1.54	45	50
N138-N139	3.247	0.0034	0.011	0.4168	23	25
N139-N140	85.96	0.0034	0.2923	0.2923	20	20
N139-N141	34.83	0.0034	0.1184	0.0651	9	20
N138-N142	137.2	0.0034	0.4665	0.2566	18	20
N126-N143	232	0.0034	0.7888	20.3233	161	200
N143-N144	8	0.0034	0.0272	3.6515	68	75
N144-N145	74.01	0.0034	0.2516	1.3556	42	50
N145-N146	31	0.0034	0.1054	0.058	9	20
N145-N147	57	0.0034	0.1938	1.0246	36	40
N147-N148	166	0.0034	0.5644	0.3104	20	20
N147-N149	104	0.0034	0.3536	0.1945	16	20
N144-N150	222.53	0.0034	0.7566	0.4161	23	25
N144-N151	347.95	0.0034	1.1830	0.8788	34	40
N151-N152	34.52	0.0034	0.1174	0.0646	10	20
N151-N153	32.56	0.0034	0.1107	0.0609	9	20
N143-N154	214	0.0034	0.7276	16.2449	144	160
N154-N155	200	0.0034	0.6800	1.0822	37	40
N155-N156	137	0.0034	0.4658	0.2562	18	20
N155-N157	71.28	0.0034	0.2424	0.1333	13	20
N154-N158	14	0.0034	0.0476	12.0516	124	125
N158-N159	205	0.0034	0.6790	0.3834	22	25
N158-N160	105.8	0.0034	0.3597	11.1665	119	125
N160-N161	4.334	0.0034	0.0147	0.6303	28	32
N161-N162	91.46	0.0034	0.3110	0.1711	15	20
N161-N163	91.54	0.0034	0.3112	0.1712	15	20
N160-N164	85.68	0.0034	0.2913	10.2007	114	125
N164-N165	6.509	0.0034	0.0221	0.4515	24	25
N165-N166	76.16	0.0034	0.2589	0.14240	14	20
N165-N167	53.05	0.0034	0.1804	0.0992	11	20
N164-N168	103.1	0.0034	0.3505	9.4214	110	110
N168-N169	168.808	0.0034	0.5739	0.3157	20	20
N168-N170	253.4	0.0034	0.8616	8.2669	103	110

Tableau (VI-1): Calcul des débits et diamètres (suite et fin).

Tronçon	Longueur (m)	q _s (l/s)	Q _r (l/s)	Q _t (l/s)	D (mm)	D _n (mm)
N170-N171	1.605	0.0034	0.0055	1.6207	46	50
N171-N172	66.4	0.0034	0.2258	0.1242	13	20
N171-N173	32.19	0.0034	0.1119	0.5602	27	32
N173-N174	62.95	0.0034	0.2140	0.1177	13	20
N173-N175	103.98	0.0034	0.3535	0.1945	16	20
N171-N176	33.9	0.0034	0.1152	0.6607	29	32
N176-N177	68.77	0.0034	0.2338	0.1286	13	20
N176-N178	106.92	0.0034	0.3635	0.1999	16	20
N170-N179	195.7	0.0034	0.6654	5.8704	87	90
N179-N180	103	0.0034	0.3502	0.1926	16	20
N179-N181	16	0.0034	0.0544	5.1841	82	90
N181-N182	133	0.0034	0.4522	0.2487	18	20
N181-N183	109	0.0034	0.3706	4.5352	76	90
N183-N184	70.41	0.0034	0.2394	0.9095	34	40
N184-N185	189.6	0.0034	0.6446	0.3545	22	25
N184-N186	39.18	0.0034	0.1332	0.0733	10	20
N183-N187	139	0.0034	0.4726	3.1015	63	63
N187-N198	10.75	0.0034	0.0366	0.4995	26	32
N188-N189	28.9	0.0034	0.0983	0.0541	9	20
N188-N190	112.1	0.0034	0.3811	0.2096	17	20
N187-N191	203.8	0.0034	0.6929	2.0138	51	63
N191-N192	4.65	0.0034	0.0158	0.4089	23	25
N192-N193	60.2	0.0034	0.2047	0.1126	12	20
N192-N194	57.49	0.0034	0.1955	0.1075	12	20
N191-N195	208.5	0.0034	0.7089	0.8977	34	40
N195-N196	46.35	0.0034	0.1576	0.0867	11	20
N195-N197	103	0.0034	0.3502	0.1926	16	20
N162-N198	159	0.0034	0.5406	2.1403	53	63
N198-N199	4.563	0.0034	0.0155	0.4302	24	25
N199-N203	23.94	0.0034	0.0814	0.0448	8	20
N199-N200	3.624	0.0034	0.0123	0.3348	21	25
N200-N201	62.52	0.0034	0.2126	0.1169	13	20
N200-N202	33.93	0.0034	0.1154	0.0635	9	20
N198-N204	236.7	0.0034	0.8048	1.0526	37	40
N204-N205	59.41	0.0034	0.2020	0.1111	12	20
N204-N206	120	0.0034	0.4080	0.2240	17	20

VI.9.3. Etat des nœuds après simulation.

Tableau (VI-2) : Etat des nœuds du réseau après simulation

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge(m)	Pression(m)
Réservoir	1035.9300	-----	1037.93	2.00
2	1030.5000	0.91	1037.63	7.13
3	1030.6200	0.42	1037.50	6.88
4	1024.6867	0.26	1030.62	5.94
5	1027.1182	0.31	1035.82	8.70
6	1027.9624	0.09	1034.54	6.58
7	1025.792	0.73	1034.29	8.50
8	1010.2345	0.32	1021.69	11.46
9	1022.172	0.48	1022.40	0.23
10	1026.0634	0.35	1034.55	8.49
11	1024.1047	0.27	1027.39	3.29
12	1023.3093	0.07	1026.72	3.41
13	1022.209	0.07	1026.75	4.54
14	1022.75	0.46	1023.85	1.10
15	1030.016	0.86	1036.14	6.12
16	1025.3020	0.46	1034.95	9.65
17	1025.4430	0.12	1034.63	9.19
18	1025.4901	0.22	1033.93	8.44
19	1022.6548	0.13	1030.89	8.23
20	1024.7590	0.08	1032.99	8.23
21	1023.1695	0.10	1033.09	9.92
22	1005.8289	0.59	1030.88	25.05
23	1011.6427	0.22	1017.69	6.04
24	1002.8034	0.37	1030.41	27.61
25	998.5886	0.27	1005.70	7.11
26	1001.4449	0.82	1029.22	27.77
27	1001.0991	0.09	1028.78	27.69
28	1003.8234	0.06	1028.33	24.50
29	1000.6446	0.10	1028.18	27.53
30	999.3357	0.02	1028.16	28.83
31	1000.4062	0.07	1027.52	27.12
32	940.9657	0.77	1014.41	73.45
33	1016.9092	1.41	1035.80	18.89
34	1017.0055	0.26	1035.77	18.76
35	1017.4663	0.11	1035.24	17.77
36	1021.4818	0.04	1035.13	13.64
37	1016.6627	0.13	1032.05	15.39
38	1021.2327	0.05	1031.87	10.63
39	1016.4313	0.04	1031.96	15.53
40	1018.2120	0.07	1033.56	15.35
41	1020.6370	0.05	1033.37	12.73
42	1017.8207	0.08	1033.27	15.45
43	1020.0237	0.04	1033.18	13.15
44	1014.6223	0.04	1033.20	18.58

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

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge(m)	Pression(m)
45	1016.7378	0.91	1035.67	18.93
46	1016.8410	0.06	1035.24	18.40
47	996.6524	1.09	1022.01	25.35
48	998.3317	0.23	1018.53	20.20
49	995.5871	0.10	1016.72	21.13
50	993.4990	0.06	1018.16	24.66
51	988.2471	0.67	1017.44	29.20
52	984.0287	0.14	1013.63	29.61
53	976.1735	0.48	1004.451	28.28
54	979.9581	0.09	1003.13	23.17
55	976.0604	0.07	1003.74	27.68
56	1015.7165	0.41	1034.47	18.75
57	1014.6244	0.16	1034.08	19.46
58	1011.0082	0.12	1031.46	20.45
59	1015.6529	0.18	1033.05	17.40
60	1014.8350	0.05	1032.78	17.94
61	1016.2478	0.10	1031.36	15.12
62	1014.1428	0.28	1033.18	19.04
63	1013.7265	0.11	1032.70	18.97
64	1015.2463	0.06	1032.36	17.12
65	1011.2096	0.05	1032.49	21.28
66	1010.6643	0.36	1032.82	22.15
67	1016.3941	0.23	1028.55	12.16
68	1017.2117	0.09	1027.29	10.08
69	1019.0001	0.05	1028.28	9.28
70	1012.9836	0.31	1031.68	18.70
71	1010.6643	0.36	1032.82	22.15
72	991.4219	0.52	1015.62	24.20
73	994.9861	0.08	1014.75	19.77
74	986.4994	0.05	1015.31	28.81
75	1010.2055	0.22	1029.86	19.65
76	1001.9568	0.15	1025.12	23.16
77	1010.6191	0.32	1029.35	18.73
78	1008.5093	0.18	1021.17	12.66
79	1013.4849	0.12	1026.62	13.13
80	1012.7599	0.74	1031.29	18.53
81	1012.4320	0.33	1031.17	18.74
82	1001.7531	0.20	1019.88	18.12
83	1011.1655	0.16	1027.63	16.46
84	1011.8027	0.03	1027.60	15.80
85	1010.8374	0.34	1027.06	16.22
86	1009.1860	0.07	1026.49	17.30
87	996.3090	0.26	1005.82	9.51
88	987.9790	0.69	1026.35	38.37
89	988.3365	0.92	1026.21	37.87

Tableau (VI-2) : Etat des nœuds du réseau après simulation (suite).

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge(m)	Pression(m)
90	988.4512	0.34	1011.38	22.93
91	978.9534	0.38	1006.10	27.14
92	984.7557	0.19	1017.16	32.40
93	984.9151	0.45	1024.40	39.48
94	984.7651	0.30	1024.24	39.48
95	970.8632	0.23	1008.58	37.72
96	983.4957	0.23	1022.99	39.50
97	977.5002	0.17	1015.69	38.19
98	983.2984	0.29	1022.59	39.29
99	986.9291	0.13	1019.02	32.09
100	979.6153	0.15	1018.19	38.57
101	970.1211	0.51	1022.47	52.35
102	969.9168	0.14	1022.35	52.43
103	970.1323	0.12	1019.62	49.49
104	970.7899	0.12	1021.90	51.11
105	973.7343	0.20	1019.92	46.18
106	977.6140	0.06	1019.58	41.97
107	975.3724	0.10	1018.21	42.83
108	975.3438	0.10	1020.50	45.15
109	957.6669	0.33	1019.49	61.83
110	957.6315	0.19	1019.27	61.64
111	956.9203	0.11	1017.07	60.15
112	955.2810	0.07	1018.65	63.37
113	954.2171	0.75	1017.22	63.01
114	946.0727	0.56	996.98	50.90
115	942.5662	0.08	996.23	53.66
116	946.50	0.07	996.32	49.82
117	943.6996	1.05	1014.30	70.60
118	943.7236	0.73	1014.10	70.37
119	918.0605	0.66	986.12	68.06
120	944.7267	0.06	1013.63	68.91
121	909.6794	0.80	997.77	88.09
122	969.885	1.62	1028.92	59.03
123	970.2655	0.36	1027.91	57.65
124	973.7223	0.13	1024.34	50.62
125	963.7898	0.20	1016.99	53.20
126	956.816	1.78	1027.23	70.42
127	957.0107	0.74	1026.91	69.90
128	955.7059	0.43	1026.27	70.56
129	955.7639	0.44	1026.12	70.35
130	962.0653	0.22	1012.52	50.46
131	954.4411	0.11	1023.90	69.46
132	953.6997	0.11	1024.23	70.53
133	945.5255	0.62	1002.64	57.12
134	950.1913	0.42	1023.60	73.41

Tableau (VI-2) : Etat des nœuds du réseau après simulation (suite)

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge(m)	Pression(m)
135	950.314	0.30	1023.36	73.05
136	949.8219	0.40	1000.63	50.80
137	943.3222	0.13	1020.43	77.11
138	928.8676	0.74	1014.23	85.36
139	928.7963	0.21	1013.89	85.10
140	923.0940	0.15	1009.41	86.31
141	930.1753	0.06	1013.51	83.34
142	919.3241	0.23	997.85	78.52
143	955.1796	0.77	1026.16	70.98
144	956.7461	0.55	1026.01	69.27
145	954.6161	0.28	1023.81	69.19
146	953.2856	0.05	1023.53	70.25
147	962.0420	0.56	1020.77	58.73
148	970.9732	0.28	992.90	21.93
149	972.9546	0.18	1013.18	40.22
150	987.1672	0.38	1006.53	19.37
151	978.8317	0.71	1014.07	35.24
152	983.6445	0.06	1013.70	30.05
153	972.7343	0.03	1014.00	41.27
154	951.3344	2.00	1024.19	72.85
155	960.4564	0.69	1009.59	49.14
156	968.3078	0.23	993.27	24.97
157	961.2428	0.12	1006.91	45.67
158	951.0298	0.54	1023.97	72.94
159	938.8152	0.19	1018.56	79.74
160	948.5658	0.33	1022.50	73.93
161	948.8330	0.32	1022.20	73.37
162	951.2224	0.16	1016.88	65.66
163	949.5805	0.16	1016.87	67.29
164	949.3271	0.33	1021.50	72.17
165	949.3612	0.23	1020.72	71.36
166	948.7972	0.13	1017.51	68.71
167	948.3303	0.09	1019.53	71.20
168	947.0208	0.62	1019.61	72.59
169	941.8564	0.29	990.40	48.54
170	934.9652	0.38	1015.81	80.85
171	934.9087	0.23	1015.75	80.84
172	930.2164	0.11	1013.55	83.33
173	933.5753	0.25	1014.10	80.53
174	928.4161	0.11	1012.20	83.78
175	927.2324	0.18	1006.51	79.93
176	936.9668	0.36	1013.43	76.46
177	931.4694	0.12	1011.00	79.53
178	933.0458	0.16	1006.76	73.71
179	921.6248	0.54	1011.17	89.55

Tableau (VI-2) : Etat des nœuds du réseau après simulation (suite et fin)

Nœuds	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge(m)	Pression(m)
180	917.0625	0.18	1003.78	86.71
181	920.4997	0.44	1010.87	90.37
182	911.3389	0.23	995.85	84.51
183	925.7273	0.54	1009.30	83.57
184	921.2684	0.51	1006.29	85.03
185	906.8650	0.32	993.82	86.96
186	923.9451	0.07	1005.77	81.83
187	929.3367	0.60	1003.74	74.40
188	928.2314	0.12	1003.48	75.24
189	929.7110	0.05	1003.25	73.54
190	935.9073	0.19	994.13	58.22
191	938.3772	0.71	999.75	61.37
192	938.8591	0.21	999.29	60.43
193	940.2573	0.10	997.60	57.34
194	939.76645	0.10	997.79	58.03
195	933.5795	0.61	991.47	57.89
196	933.5767	0.08	990.64	57.06
197	931.3226	0.18	984.07	52.75
198	949.4229	0.34	1021.61	72.19
199	949.9417	0.17	1020.85	70.91
200	949.9417	0.17	1020.85	70.91
201	950.2989	0.11	1018.98	68.68
202	954.9780	0.06	1020.50	65.52
203	949.3905	0.04	1021.00	71.61
204	950.00	0.71	1009.06	59.06
205	950.50	0.10	1007.43	56.93
206	949.25	0.20	997.77	48.52

VI.9.4. Etat des arcs du réseau après simulation.

Tableau (VI-3) : Etat des arcs du réseau après simulation.

Arc	Longueur(m)	D _{int} (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
R-N2	69.54	257,8	0.01	63.45	1.22	4.31
N2-N3	4	51.4	0.01	-2.62	1.26	32.43
N3-N4	153	20.4	0.01	0.26	0.80	44.96
N3-N5	89.21	51.4	0.01	-1.94	0.93	18.86
N5-N6	54.36	16	0.01	0.09	0.46	23.47
N5-N7	40.33	40.8	0.01	-1.53	1.17	37.79
N7-N8	190.3	20.4	0.01	0.32	0.99	66.21
N7-N9	283.78	26	0.01	0.48	0.91	41.91
N2-N10	122.4	40.8	0.01	-1.22	0.94	25.14
N10-N11	70.92	20.4	0.01	0.41	1.25	100.99
N11-N12	42.9	16	0.01	0.07	0.36	15.61
N11-N13	42.15	16	0.01	0.07	0.36	15.14
N10-N14	273.29	26	0.01	0.46	0.88	39.19
N2-N15	336.9	257.8	0.01	58.71	1.12	4.43
N15-N16	78.52	73.6	0.01	4.48	1.05	15.09
N16-N17	4.537	26	0.01	0.65	1.22	70.72
N17-N18	6.4	20.4	0.01	0.43	1.31	109.99
N18-N19	74.63	16	0.01	0.13	0.63	40.74
N18-N20	48.55	16	0.01	0.08	0.41	19.32
N17-N21	58.28	16	0.01	0.1	0.49	26.48
N16-N22	187.5	61.4	0.01	3.38	1.14	21.74
N22-N23	126.9	16	0.01	0.22	1.07	103.94
N22-N24	34.95	61.4	0.01	2.57	0.87	13.26
N24-N25	159	16	0.01	0.27	1.34	155.42
N24-N26	20.8	40.8	0.01	1.93	1.48	57.47
N26-N27	5.88	20.4	0.01	0.34	1.05	73.72
N27-N28	37.31	16	0.01	0.06	0.32	12.29
N27-N29	7.0	16	0.01	0.19	0.97	86.71
N29-N30	11.3	16	0.01	0.02	0.10	1.24
N29-N31	42.51	16	0.01	0.07	0.36	15.36
N26-N32	454.2	32.6	0.01	0.77	0.93	32.6
N15-N33	91	257.8	0.01	53.36	1.02	3.69
N33-N34	5	163.6	0.01	22.87	1.09	7.26
N34-N35	7.45	26	0.01	0.65	1.22	70.53
N35-N36	24.08	16	0.01	0.04	0.20	4.72
N35-N37	29.2	16	0.01	0.22	1.09	107.05
N37-N38	27.27	16	0.01	0.05	0.23	6.79
N37-N39	22.65	16	0.01	0.04	0.19	3.90
N35-N40	10.35	16	0.01	0.28	1.38	162.28
N40-N41	27.62	16	0.01	0.05	0.23	7.03
N40-N42	4.917	16	0.01	0.16	0.78	59.40

Tableau (VI-3) : Etat des arcs du réseau (suite).

Arc	Longueur(m)	D _{int} (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
N42-N43	22.8	16	0.01	0.04	0.19	3.98
N42-N44	21	16	0.01	0.04	0.18	3.12
N34-N45	2.665	61.4	0.01	3.91	1.32	35.82
N45-N46	36.32	16	0.01	0.06	0.31	11.74
N45-N47	341.3	51.4	0.01	2.94	1.42	40.03
N47-N48	37.6	20.4	0.01	0.39	1.19	92.57
N48-N49	61.74	16	0.01	0.1	0.52	29.28
N48-N50	34.25	16	0.01	0.06	0.29	10.62
N47-N51	132.1	40.8	0.01	1.46	1.12	34.54
N51-N52	81	16	0.01	0.14	0.68	47.04
N51-N53	183.2	26	0.01	0.65	1.22	70.93
N53-N54	55.04	16	0.01	0.09	0.47	23.96
N53-N55	43.8	16	0.01	0.07	0.37	16.17
N34-N56	111	130.8	0.01	18.06	1.34	11.68
N56-N57	6.026	26	0.01	0.61	1.15	63.73
N57-N58	70.75	16	0.01	0.12	0.60	37.14
N57-N59	14.77	20.4	0.01	0.33	1.02	70.09
N59-N60	30.68	16	0.01	0.05	0.26	8.80
N59-N61	60.17	16	0.01	0.10	0.51	28.00
N56-N62	122.4	130.8	0.01	17.04	1.27	10.51
N62-N63	4.703	16	0.01	0.22	1.07	103.56
N63-N64	33.05	16	0.01	0.06	0.28	9.99
N63-N65	27.92	16	0.01	0.05	0.24	7.23
N62-N66	36.55	130.8	0.01	16.54	1.23	9.96
N66-N67	49.5	20.4	0.01	0.37	1.15	86.15
N67-N68	56	16	0.01	-0.09	0.45	22.51
N67-N69	31	16	0.01	0.05	0.26	8.96
N66-N70	124	130.8	0.01	15.81	1.18	9.17
N70-N71	3.33	51.4	0.01	2.08	1.00	21.50
N71-N72	223.9	26	0.01	0.65	1.22	71.43
N72-N73	47.14	16	0.01	0.08	0.40	18.36
N72-N74	32.06	16	0.01	0.05	0.27	9.48
N71-N75	34.43	32.6	0.01	0.99	1.19	50.93
N75-N76	87.69	16	0.01	0.15	0.74	54.06
N75-N77	7.781	26	0.01	0.62	1.17	65.68
N77-N78	106.8	16	0.01	0.18	0.90	76.54
N77-N79	71.73	16	0.01	0.12	0.61	38.03
N70-N80	57	130.8	0.01	-13.41	1.00	6.79
N80-N81	3.972	40.8	0.01	1.39	1.06	31.64
N81-N82	120	16	0.01	0.20	1.01	94.10
N81-N83	72.05	32.6	0.01	0.85	1.02	49.17
N83-N84	15.59	16	0.01	0.03	0.13	1.72

Tableau (VI-3) : Etat des arcs du réseau (suite).

Arc	Longueur(m)	D _{int} (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
N83-N85	7.679	26	0.01	0.66	1.25	73.90
N85-N86	40.38	16	0.01	0.07	0.34	14.07
N85-N87	150.6	16	0.01	0.26	1.27	141.03
N80-N88	300.8	102.2	0.01	-11.28	1.38	16.43
N88-N89	2.718	40.8	0.01	1.83	1.40	67.51
N89-N90	201.8	20.4	0.01	0.34	1.05	73.51
N89-N91	225.1	20.4	0.01	0.38	1.17	89.35
N89-N92	110.8	16	0.01	0.19	0.94	81.68
N88-N93	101.7	90	0.01	-8.76	1.38	19.21
N93-N94	4.297	40.8	0.01	1.50	1.15	36.40
N94-N95	135	16	0.01	0.23	1.14	116.03
N94-N96	25.28	32.6	0.01	0.97	1.17	49.51
N96-N97	102.5	16	0.01	0.17	0.87	71.18
N96-N98	7.095	26	0.01	0.57	1.08	56.65
N98-N99	79.09	16	0.01	0.13	0.67	45.11
N98-N100	85.34	16	0.01	0.15	0.72	51.56
N93-N101	158.5	90	0.01	-6.81	1.07	12.14
N101-N102	3.318	32.6	0.01	0.84	1.00	37.66
N102-N103	71.72	16	0.01	0.12	0.61	38.00
N102-N104	7.86	26	0.01	0.57	1.08	57.15
N104-N105	24.7	20.4	0.01	0.36	1.10	80.26
N105-N106	33.5	16	0.01	0.06	0.28	10.04
N105-N107	60.53	16	0.01	0.10	0.51	28.29
N104-N108	56,281	16	0.01	0.10	0.48	24.95
N101-N109	138	73.6	0.01	-5.46	1.28	21.60
N109-N110	2.575	20.4	0.01	0.37	1.14	85.19
N110-N111	66.43	16	0.01	0.11	0.56	33.24
N110-N112	41.89	16	0.01	0.07	0.35	14.98
N109-N113	56	61.4	0.01	-4.76	1.61	40.52
N113-N114	242.5	26	0.01	0.71	1.34	83.49
N114-N115	44.74	16	0.01	0.08	0.38	16.77
N114-N116	42.5	16	0.01	0.07	0.36	15.36
N113-N117	139.998	61.4	0.01	3.30	1.12	20.88
N117-N118	5.953	40.8	0.01	1.45	1.11	34.11
N118-N119	385.63	26	0.01	0.66	1.23	72.54
N118-N120	37.55	16	0.01	0.06	0.32	12.42
N117-N121	472.53	32.6	0.01	0.80	0.96	34.99
N33-N122	730.73	163.6	0.01	29.09	1.38	9.42
N122-N123	12.49	26	0.01	0.69	1.31	80.28
N123-N124	79.14	16	0.01	0.13	0.67	45.17
N123-N125	118.6	16	0.01	0.20	1.00	92.14
N122-N126	208.3	163.6	0.01	26.78	1.27	8.09

Tableau (VI-3) : Etat des arcs du réseau (suite).

Arc	Longueur(m)	D _{int} (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
N126-N127	15.8	73.6	0.01	-5.30	1.25	20.45
N127-N128	53.8	73.6	0.01	-3.94	0.93	11.93
N128-N129	3.611	32.6	0.01	0.88	1.06	41.36
N129-N130	128.3	16	0.01	0.22	1.08	105.97
N129-N131	66.5	16	0.01	0.11	0.56	33.32
N129-N132	62.77	16	0.01	0.11	0.53	30.13
N127-N133	366.5	26	0.01	0.62	1.17	66.21
N128-N134	192.6	61.4	0.01	-2.63	0.89	13.85
N134-N135	6.481	32.6	0.01	0.82	0.98	36.32
N135-N136	235.22	20.4	0.01	0.40	1.22	96.66
N135-N137	73.65	16	0.01	0.13	0.62	39.82
N134-N138	295.63	40.8	0.01	1.39	1.06	31.69
N138-N139	3.247	20.4	0.01	0.42	1.27	137.78
N139-N140	85.96	16	0.01	0.15	0.73	52.22
N139-N141	34.83	16	0.01	0.06	0.29	10.92
N138-N142	137.2	16	0.01	-0.23	1.16	119.43
N126-N143	232	163.3	0.01	19.70	0.94	4.62
N143-N144	8	61.4	0.01	3.07	1.04	18.29
N144-N145	74.01	40.8	0.01	1.34	1.03	29.76
N145-N146	31	16	0.01	0.05	0.26	8.96
N145-N147	57	32.6	0.01	1.01	1.22	53.24
N147-N148	166	16	0.01	0.28	1.40	167.89
N147-N149	104	16	0.01	0.18	0.88	73.03
N144-N150	222.53	20.4	0.01	0.38	1.16	87.54
N144-N151	347.95	32.6	0.01	0.79	0.95	34.33
N151-N152	34.52	16	0.01	0.06	0.29	10.76
N151-N153	32.56	16	0.01	0.03	0.15	2.13
N143-N154	214	130.8	0.01	15.86	1.18	11.20
N154-N155	200	32.6	0.01	-1.05	1.26	72.97
N155-N156	137	16	0.01	-0.23	1.16	119.11
N155-N157	71.28	16	0.01	0.12	0.60	37.62
N154-N158	14	102.2	0.01	11.03	1.34	15.75
N158-N159	205	20.4	0.01	0.19	0.59	26.37
N158-N160	105.8	102.2	0.01	10.29	1.25	17.13
N160-N161	4.334	26	0.01	0.63	1.19	67.46
N161-N162	91.46	16	0.01	0.16	0.77	58.24
N161-N163	91.54	16	0.01	0.16	0.77	58.30
N160-N164	85.68	102.2	0.01	9.33	1.14	11.62
N164-N165	6.509	20.4	0.01	0.45	1.38	119.66
N165-N166	76.16	16	0.01	0.13	0.64	42.21
N165-N167	53.05	16	0.01	0.09	0.45	22.51
N164-N168	103.1	90	0.01	8.55	1.34	18.36

Tableau (VI-3) : Etat des arcs du réseau (suite et fin).

Arc	Longueur (m)	D _{int} (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
N168-N169	168.808	16	0.01	0.29	1.43	173.02
N168-N170	253.4	90	0.01	7.64	1.20	14.98
N170-N171	1.605	40.8	0.01	1.51	1.16	36.77
N171-N172	66.4	16	0.01	0.11	0.56	33.24
N171-N173	32.19	26	0.01	0.53	1.00	50.10
N173-N174	62.95	16	0.01	0.11	0.53	30.28
N173-N175	103.98	16	0.01	0.18	0.88	73.03
N171-N176	33.9	26	0.01	0.63	1.20	68.49
N176-N177	68.77	16	0.01	0.12	0.58	35.33
N176-N178	106.92	16	0.01	0.16	0.80	62.42
N170-N179	195.7	73.6	0.01	5.75	1.35	23.71
N179-N180	103	16	0.01	0.18	0.87	71.80
N179-N181	16	73.6	0.01	-5.04	1.18	18.65
N181-N182	133	16	0.01	0.23	11.12	112.98
N181-N183	109	73.6	0.01	4.38	1.03	14.44
N183-N184	70.41	32.6	0.01	0.90	1.08	42.68
N184-N185	189.6	20.4	0.01	0.32	0.99	65.77
N184-N186	39.18	16	0.01	0.07	0.33	13.36
N183-N187	139	51.4	0.01	2.94	1.42	39.99
N187-N188	10.75	26	0.01	0.36	0.67	24.64
N188-N189	28.9	16	0.01	0.05	0.24	7.86
N188-N190	112.1	16	0.01	0.19	0.95	83.38
N187-N191	203.8	51.4	0.01	1.98	0.95	19.58
N191-N192	4.65	20.4	0.01	0.41	1.25	100.26
N192-N193	60.2	16	0.01	0.10	0.51	28.03
N192-N194	57.49	16	0.01	0.10	0.49	25.88
N191-N195	208.5	32.6	0.01	0.86	1.03	39.73
N195-N196	46.35	16	0.01	0.08	0.39	17.86
N195-N197	103	16	0.01	0.18	0.87	71.80
N154-N198	159	51.4	0.01	1.78	0.86	16.21
N198-N199	4.563	20.4	0.01	0.43	1.31	109.87
N199-N203	23.94	16	0.01	0.04	0.20	4.63
N199-N200	3.624	20.4	0.01	0.33	1.02	70.14
N200-N201	62.52	16	0.01	0.11	0.53	29.94
N200-N202	33.93	16	0.01	0.06	0.29	10.45
N198-N204	236.7	32.6	0.01	1.01	1.21	53.01
N204-N205	59.41	16	0.01	0.10	0.50	27.39
N204-N206	120	16	0.01	0.20	1.01	94.10

Après analyse des résultats de la simulation, on a observé que :

- la plupart des vitesses de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées.
- Les vitesses dans les tronçons pour le diamètre $\phi = 20$ mm sont faibles à cause de la faible demande; et comme on ne peut pas descendre de ce diamètre dans le réseau, on s'est assuré uniquement de la pression largement suffisante.
- les pressions aux nœuds dépassent la limite de 60 m pour plusieurs nœuds. Ce qui peut provoquer de nombreux problèmes au niveau des installations et des conduites.

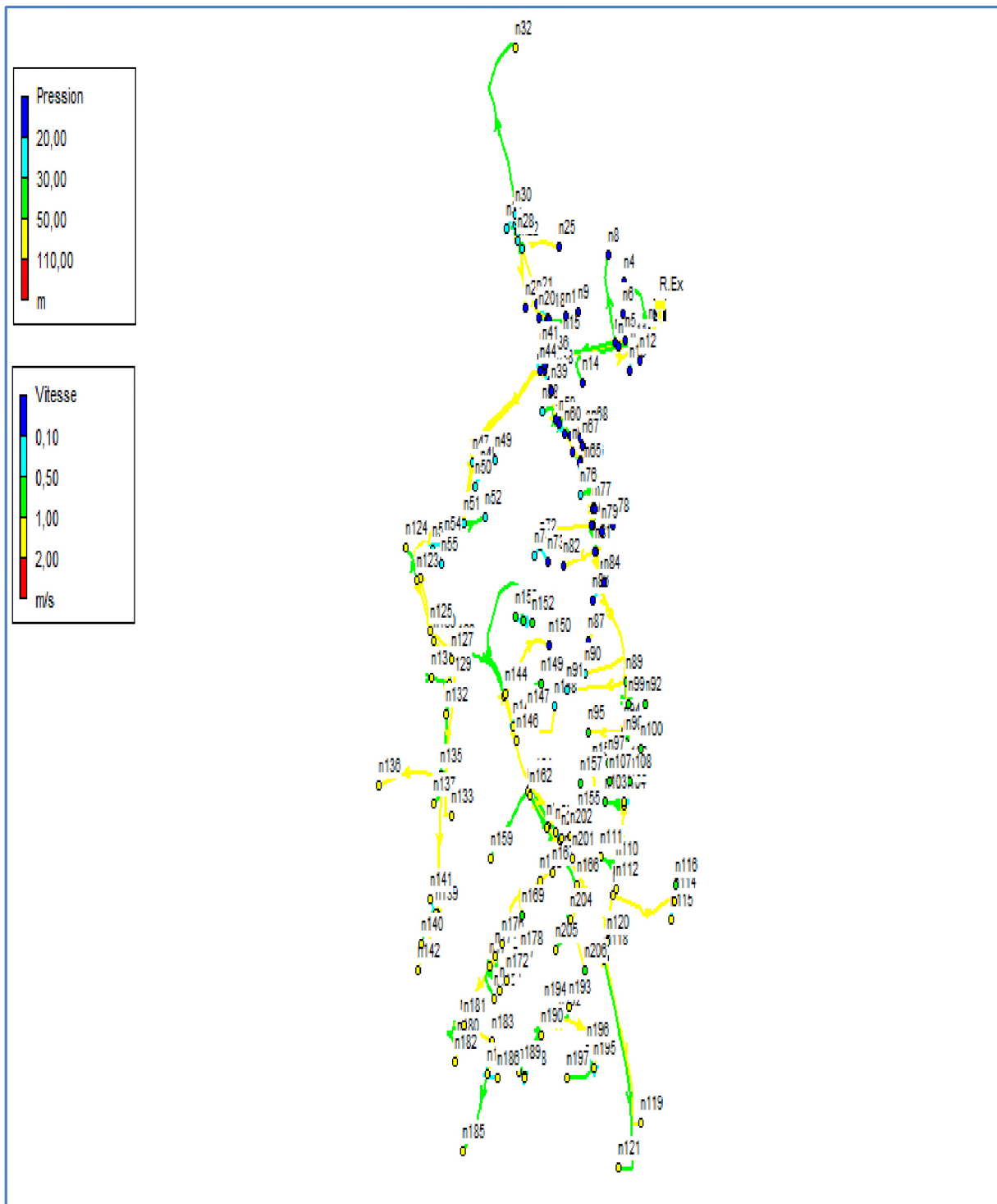


Figure (VI-4): Etat du réseau après simulation

VI.10. Etude de la distribution en tenant compte le débit d'incendie.

Pour ce cas, c'est le même calcul que le cas de pointe mais on doit s'assurer que le débit d'incendie nécessaire qui est de 17 l/s donné par le réservoir se trouve au point le plus défavorable, le choix de ce nœud doit tenir compte les facteurs suivant :

- Risque d'incendie important.
- La densité d'habitation.
- L'équipement des immeubles.

L'emplacement d'un poteau d'incendie se fait d'une manière respectant les critères suivants :

- le débit de fonctionnement d'un poteau d'incendie doit être égal à 17 l/s pour une durée de 2 heures.
- la pression fournie au poteau d'incendie doit être supérieure à 1.5 bar.
- la distance maximale entre deux poteaux d'incendies est 400 m.
- le diamètre de la conduite d'alimentation du poteau d'incendies doit être supérieur à 100 mm.

VI.10.1. Choix de l'emplacement.

En se basant sur la densité de la population et sur les endroits les plus exposés aux incendies, sans oublier les conditions de fonctionnement et d'emplacement des poteaux d'incendies, nous avons décidé de placer 13 poteaux sur le réseau au niveau des nœuds : N02, N15, N33, N66, N80, N122, N126, N143, N154, N164, N170. Donc sur le réseau de distribution de cette dernière, nous avons ajouté des débits localisés de 17 l/s au niveau de chaque nœud ou nous allons placer les poteaux d'incendie; de sorte à ne pas exploiter simultanément plus qu'un poteau d'incendie.

Donc le débit nodal sera :

Tableau (VI-5) : calcul hydraulique cas de point + incendie

Nœuds	Demande de base (l/s)	Q _{inc} (l/s)	Q _n (l/s)
02	0.90	17	17.90
15	0.86	17	17.86
33	1.41	17	18.41
66	0.36	17	17.36
80	0.74	17	17.74
122	1.62	17	18.62
126	1.78	17	18.78
143	0.77	17	17.77
154	2.00	17	19.00
164	0.33	17	17.33

*VI.10.2. Etat du réseau après simulation.**Tableau (VI-6) : Etat des arcs cas de point +incendie*

Arc	Longueur (m)	Diamètres (mm)	Rugosité	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
R-N2	69.45	257.8	0.01	80.45	1.54
N2-N15	336.9	257.8	0.01	75.71	1.45
N15-N33	91	257.8	0.01	70.36	1.35
N62-N66	36.55	130.8	0.01	33.54	2.50
N70-N80	57	130.8	0.01	30.41	2.26
N33-N122	730.73	163.6	0.01	46.09	2.19
N122-N126	208.3	163.6	0.01	43.78	2.08
N126-N143	232	163.6	0.01	36.70	1.75
N143-N154	214	130.8	0.01	32.86	2.45
N160-N164	85.68	102.2	0.01	17.33	3.21

Après simulation au poteau d'incendie aux nœuds : 02 ,15 ,33 ,143 séparément, nous avons remarqué que les vitesses sont acceptables.

Pour les poteaux au niveau des nœuds : 66, 80, 122, 126, 154, 164 on remarque que les vitesses élevées.

V.11.Conclusion :

En conclusion, on peut dire que le réseau d'alimentation en eau potable de la zone étudiée fonctionne normalement, la pression de service est assurée aux points les plus défavorables, les vitesses sont acceptables, et pour fournir de l'eau en quantité suffisante et à des pressions appropriées aux besoins.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Notre étude est répartie sur six parties à savoir :

Dans la première partie nous avons procédé à la présentation du site qui consiste en une zone dont le relief est accidenté, on a aussi fait l'estimation des différents besoins en eau de la zone d'étude à différents horizons ce qui a donné un débit maximal journalier de **3654.8772 m³/j**, alors que le débit journalier fourni par les trois forages existants est de **3758.4 m³/j**. On constate que ces besoins journaliers seront satisfaits par le débit fourni à partir des trois forages de BIRAOUA.

Dans la deuxième partie nous avons procédé au dimensionnement des deux réservoirs dont la capacité est de 2x500 m³, on a aussi déterminé la capacité de deux stations de reprises (50 m³).

Pour ce qui est de la troisième partie elle a trait à l'adduction, on a opté pour une canalisation en **PEHD PN20** avec un diamètre (**315 mm**) pour la partie d'adduction qui relie la station de reprise 01 aux réservoirs (2x500m³) passant par la station de reprise 02, et pour une canalisation en **PEHD PN10** avec un diamètre (**160 mm**) pour les trois tronçons qui relient les forages à la station de reprise01.

Dans la quatrième partie on a choisi les pompes à l'aide de logiciel CAPRARI PUMP et on a opté des pompes de type électropompes immergée pour les trois forages, pour F1 et F2 (**E6S64/4A+MC610**), pour F3 (**E6S50/6P + MC610**). Pour les deux stations de reprise on a opté pour des pompes centrifuges multicellulaires avec hautes pressions à axe horizontal, pour SR1 (**PM 100/ 3A**), et pour SR2 (**PM 125/ 9 B**).

A la cinquième partie on a traité la protection et la pose des conduites et aussi on a calculé la valeur du coup de bélier dans les conduites en utilisant le logiciel SIMAD. Dans les tronçons SR1-SR2 et SR2-R (2x500m³) on a trouvé une Surpression ce qui nous a obligé de faire un système de protection, après le calcul la capacité du réservoir d'air est de **1.5m³** pour le tronçon SR1-SR2 et de **1m³** pour le tronçon SR2-R (2x500m³).

Dans la dernière partie nous avons procédé au dimensionnement du réseau de distribution, on a choisi le réseau ramifié à cause de la répartition des bâtisses dans notre zone d'étude, pour ce qui est des conduites on a opté pour le PEHD PN16. Les pressions dans les nœuds sont très élevées donc on a placé des vannes de régulation de pression.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] Les données de la DRE de la wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ, la commune D'OULED Dahmane.
- [2] Station météorologique de BORDJ BOU ARRERIDJ.
- [3] APC d'OULED Dahmane
- [4] **DUPONT. A** : "Hydraulique urbaine" tome II, Edition EYROLLES, 1979, Paris.
- [5] **J.BOVIN**. HYDRAULIQUE URBAINE I. Edition Lausanne 2005, 15 P.
- [6] **HUGUES.G** adduction et distribution d'eau technique de l'ingénieur, DocC5 195.
- [7] **MOKRANI, H., SENNINI, B.** : " Etude d'alimentation en eau potable des agglomérations CHADDIA-BOUHLEL-TASLEMT-GHARIANA a partir du barrage EL-AGREM (W.JIJEL)". Mémoire de fin d'études, Université de BEJAIA, 2017.
- [8] **BELMAHBOUL, A., BENKEDIDAH, A.** : "Etude d'alimentation en eau potable de la région de AIN MELLOUK (W.MILA)". Mémoire de fin d'études, Université de BEJAIA, 2016.

Annexes

Annexe (I): La variation des débits horaires d'une journée en fonction du nombre d'habitant.

Heures	Nombre d'habitants				Agg. de type rural
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	
00-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-00	1	1.5	3.3	3.7	1
Total	100%	100%	100%	100%	100%

*Annexe (2) : les caractéristiques des conduites en PEHD**Tableau 1 : Les caractéristiques des conduites en PEHD PN 10*

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2.0	40.15
25	2.0	51.23
32	2.0	64.47
40	2.4	97.69
50	3.0	150.53
63	3.8	238.48
75	4.5	338.61
90	5.4	446.80
110	6.6	665.64
125	7.4	843.99
160	9.5	1382.45
200	11.9	2162.92
250	14.8	3357.81
315	18.7	5057.83
400	23.7	8115.39
500	29.7	12616.15
630	37.4	19980.32

Tableau 2 : Les caractéristiques des conduites en PEHD PN 16

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2.0	40.74
25	2.3	59.87
32	3.0	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10.0	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20

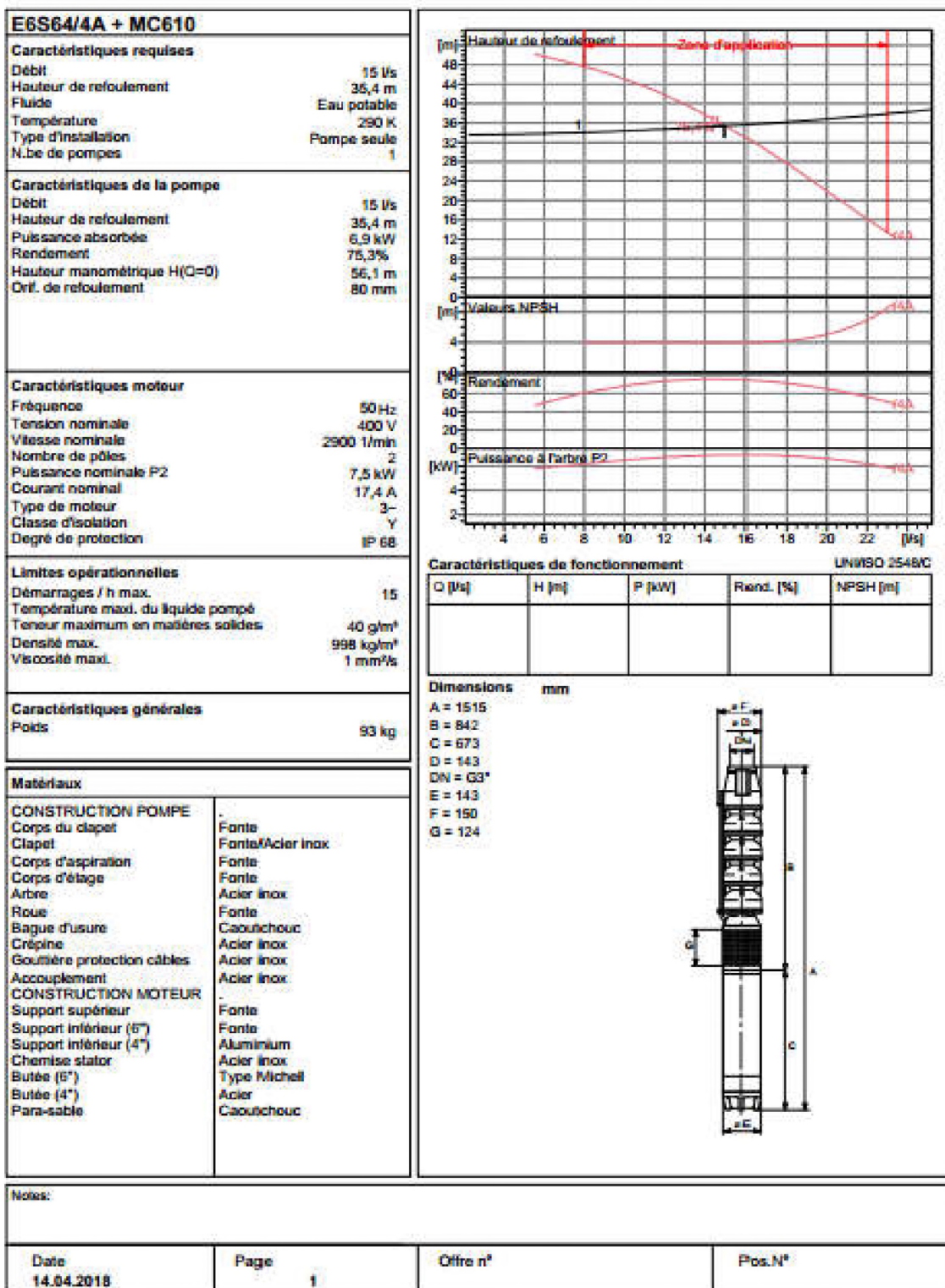
Tableau 3 : Les caractéristiques des conduites en PEHD PN 20

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	3.0	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	423.18
75	10.3	595.00
90	10.1	794.01
110	12.3	1175.74
125	14.0	1790.27
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 (3): Caractéristiques de la pompe du forage F1 donnés par CAPRARI

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

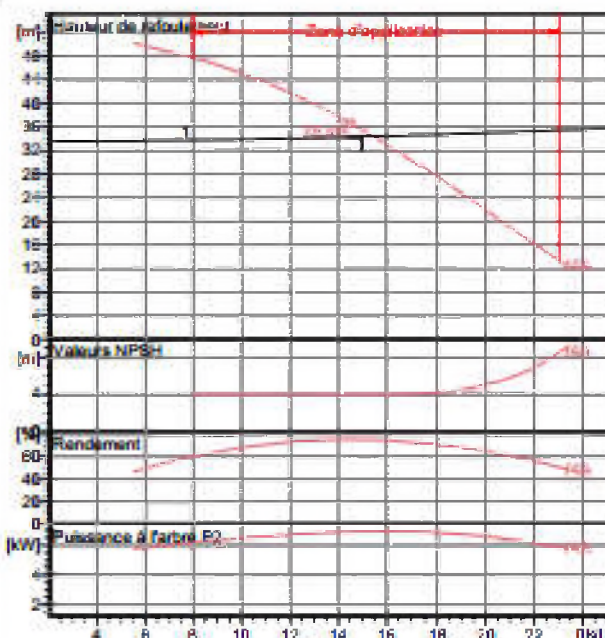
Annexe (4): Caractéristiques de la pompe du forage F2 donnés par CAPRARI.

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

E6S64/4A + MC610									
Caractéristiques requises									
Débit	15 l/s								
Hauteur de refoulement	34,3 m								
Fluide	Eau potable								
Température	290 K								
Type d'installation	Pompe seule								
Nb de pompes	1								
Caractéristiques de la pompe									
Débit	15,5 l/s								
Hauteur de refoulement	34,3 m								
Puissance absorbée	6,91 kW								
Rendement	75,1%								
Hauteur manométrique H(C=0)	56,1 m								
Ø int. de refoulement	80 mm								
Caractéristiques moteur									
Fréquence	50 Hz								
Tension nominale	400 V								
Vitesse nominale	2900 1/min								
Nombre de pôles	2								
Puissance nominale P2	7,5 kW								
Courant nominal	17,4 A								
Type de moteur	3-								
Classe d'isolation	Y								
Degré de protection	IP 68								
Limites opérationnelles									
Débit max.	15								
Température max. du liquide pompé									
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³								
Densité max.	998 kg/m ³								
Viscosité max.	1 mm ² /s								
Caractéristiques générales									
Poids	93 kg								
Matériaux									
CONSTRUCTION POMPE	-								
Corps du clapet	Fonte								
Clapet	Fonte/Acier inox								
Corps d'aspiration	Fonte								
Corps d'étage	Fonte								
Arbre	Acier inox								
Roue	Fonte								
Bague d'usure	Caoutchouc								
Crépine	Acier inox								
Gouttière protection câbles	Acier inox								
Accouplement	Acier inox								
CONSTRUCTION MOTEUR	-								
Support supérieur	Fonte								
Support inférieur (5")	Fonte								
Support inférieur (4")	Aluminium								
Chemise stator	Acier inox								
Bulbe (5")	Type Michell								
Bulbe (4")	Acier								
Para-sable	Caoutchouc								
Notes:									
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Date</th> <th>Page</th> <th>Øtre n°</th> <th>Pos.N°</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>14.04.2018</td> <td>1</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Date	Page	Øtre n°	Pos.N°	14.04.2018	1			
Date	Page	Øtre n°	Pos.N°						
14.04.2018	1								

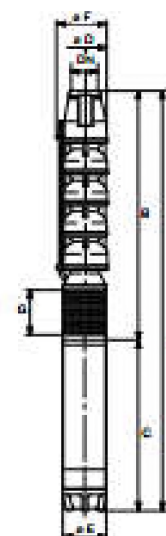


Caractéristiques de fonctionnement UNIBO 2543C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 1515
 B = 842
 C = 673
 D = 143
 ØE = Ø3"
 E = 143
 F = 150
 G = 124



Annexe (5): Caractéristiques de la pompe du forage F3 donnés par CAPRARI.

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

E6S50/6P + MC610				
Caractéristiques requises				
Débit	12,3 l/s			
Hauteur de relevement	35 m			
Fluide	Eau potable			
Température	250 K			
Type d'installation	Pompe seule			
Nb de pompes	1			
Caractéristiques de la pompe				
Débit	12,3 l/s			
Hauteur de relevement	35 m			
Puissance absorbée	7,09 kW			
Rendement	55,2%			
Hauteur manométrique H(Q=0)	75,9 m			
Ø int. de relevement	80 mm			
Caractéristiques moteur				
Fréquence	50 Hz			
Tension nominale	400 V			
Vitesse nominale	2900 1/min			
Nombre de pôles	2			
Puissance nominale P2	7,5 kW			
Courant nominal	17,4 A			
Type de moteur	3~			
Classe d'isolation	F			
Degré de protection	IP 68			
Limites opérationnelles				
Démarrages / h max.	16			
Température maxi. du liquide pompé				
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³			
Densité max.	1000 kg/m ³			
Viscosité maxi.	1 mm ² /s			
Caractéristiques générales				
Poids	100 kg			
Matériaux				
CANSTRUCTION POMPE				
Corps du clapet	Fonte			
Clapet	Fonte/Acier inox			
Corps d'aspiration	Fonte			
Corps d'éclatage	Fonte			
Arbre	Acier inox			
Roue	Fonte			
Bague d'usure	Caoutchouc			
Crépine	Acier inox			
Gouttière protection câbles	Acier inox			
Accouplement	Acier inox			
CANSTRUCTION MOTEUR				
Support supérieur	Fonte			
Support inférieur (6")	Fonte			
Support inférieur (4")	Aluminium			
Chemise stator	Acier inox			
Butée (6")	Type Michell			
Butée (4")	Acier			
Para-sable	Caoutchouc			
Caractéristiques de fonctionnement UNMSD 2548C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
Dimensions mm				
A = 1748		B = 1075		
C = 673		D = 141		
DN = 63"		E = 143		
F = 150		G = 124		
Notes:				
Date	Page	Offre n°	Pos.N°	
14.04.2018	1			

Annexe (6): Caractéristiques de la pompe du SR1 donnés par CAPRARI.

caprari

Modena - Italy

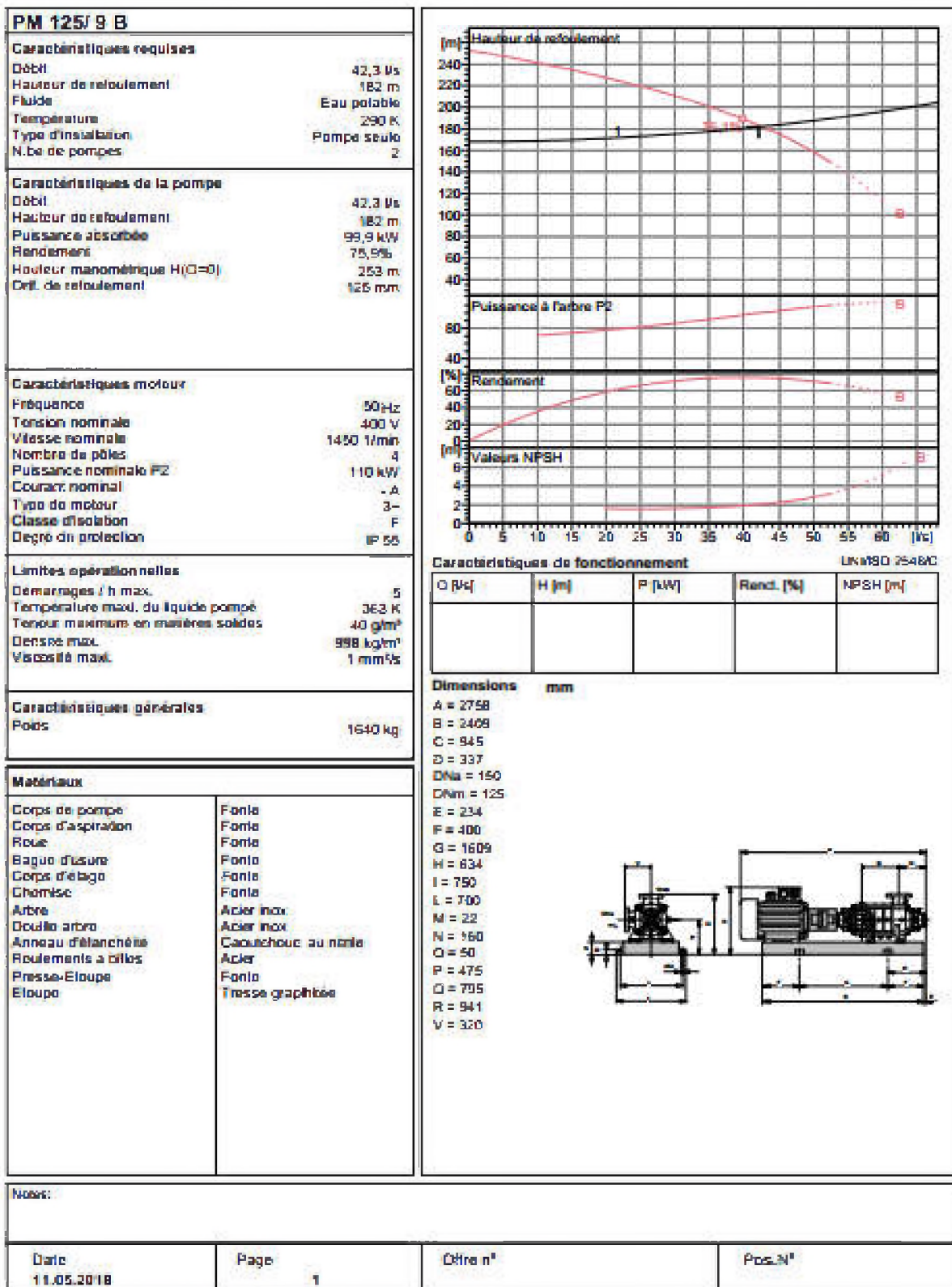
 COMPANY
 WITH QUALITY SYSTEM
 CERTIFIED BY DNV
 — ISO 9001 —

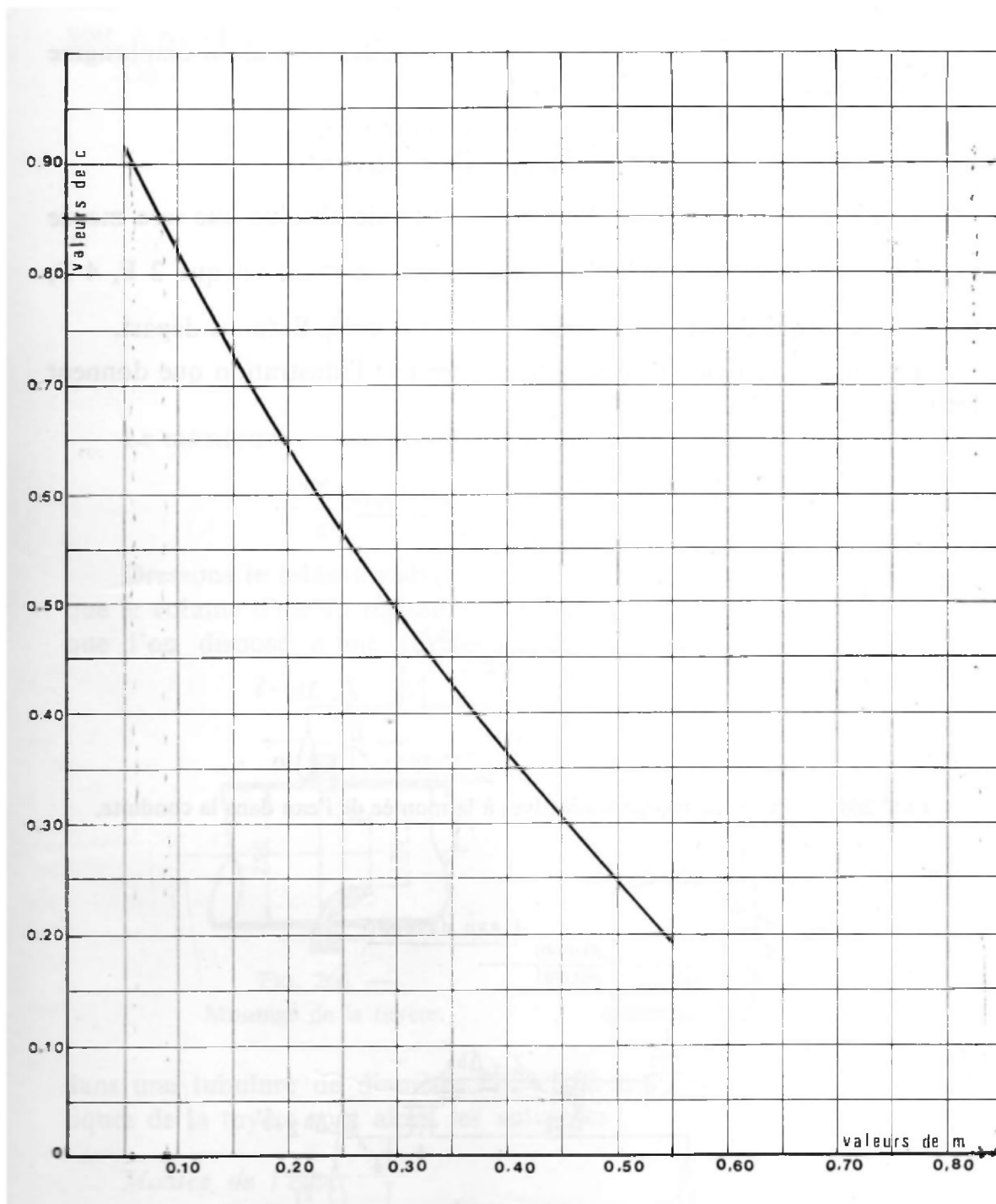
PM 100/ 3 A				
Caractéristiques requises				
Débit	42,3 l/s			
Hauteur de refoulement	197 m			
Fluide	Eau potable			
Température	290 K			
Type d'installation	Pompe seule			
N.be de pompes	1			
Caractéristiques de la pompe				
Débit	42,3 l/s			
Hauteur de refoulement	197 m			
Puissance absorbée	104 kW			
Rendement	77%			
Hauteur manométrique H(Q=0)	239 m			
Orif. de refoulement	100 mm			
Caractéristiques moteur				
Fréquence	50 Hz			
Tension nominale	400 V			
Vitesse nominale	2950 1/min			
Nombre de pôles	2			
Puissance nominale P2	110 kW			
Courant nominal	- A			
Type de moteur	3-			
Classe d'isolation	F			
Degré de protection	IP 55			
Limites opérationnelles				
Démarrages / h max.	5			
Température max. du liquide pompé	363 K			
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³			
Densité max.	998 kg/m ³			
Viscosité max.	1 mm ² /s			
Caractéristiques générales				
Poids	1040 kg			
Matériaux				
Corps de pompe	Fonte			
Corps d'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			
Presse-Étoupe	Fonte			
Étoupe	Tresse graphitée			
Caractéristiques de fonctionnement UNISO 2548C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
Dimensions mm				
A = 2115				
B = 1593				
C = 245				
D = 293				
DNa = 125				
DNm = 100				
E = 190				
F = 250				
G = 1093				
H = 440				
I = 750				
L = 710				
M = 22				
N = 150				
O = 50				
P = 475				
Q = 745				
R = 915				
V = 270				
Notes:				
Date	Page	Offre n°	Pos. N°	
20.05.2018	1			

Annexe (7): Caractéristiques de la pompe du SR2 donnés par CAPRARI.

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
== ISO 9001 ==

Annexe (8): Détermination du coefficient de perte de charge C , C' dans la tuyère.

Annexe (9): Volumes normalisés des réservoirs d'air.

Caractéristiques techniques						
Référence	Capacité	Soupape	ent. sort. (hors valve)	Ø extérieur	Hauteur	Poids
	litres	bar	Ø	mm	mm	kg
G 120 V11	120	10,4	F 3/4"	396	1 362	42
G 250 V11	250	10,4	F 3/4"	500	1 700	67
G 500 V11	500	10,4	F 2"	600	2 185	135
G 900 V11	900	10,4	F 2"	800	2 261	200
G 1500 V12	1 500	11,4	F 2"	1 000	2 305	270
G 2000 V10,7	2 000	10	F 2"	1 000	2 770	417
G 3000 V10,7	3 000	10	DN 80	1 200	3 082	704
G 4000 V10,7	4 000	10	DN 80	1 200	3 872	843
G 5000 V10,7	5 000	10	DN 100	1 400	3 719	1 173
G 250 V14	250	14,2	F 3/4"	500	1 790	87
G 500 V14	500	14,2	F 2"	600	2 185	90
G 1000 V14	1 000	14,2	F 2"	800	2 335	240
P 500 V11	500	10,4	F 2"	600	2 061	128
P 900 V11	900	10,4	F 2"	800	2 153	190
P 1000 V12	1 000	11,4	F 2"	800	2 335	228
P 500 V14	500	14,2	F 2"	600	2 079	164

Nos réservoirs d'air sont conformes à la Directive Européenne 87/404 de juillet 92 et sont livrés avec leurs accessoires de contrôle et de sécurité. Nous consulter pour des pressions supérieures.

Caractéristiques des réservoirs d'air comprimé

ملخص:

خلال مذكرة التخرج هذه قمنا بمعالجة نظام التزويد بالماء الشروب لمركز اولاددحمان التابعة لولاية برج بوعريبيج وذلك من الآبار المتواجدة بمنطقة بيراوة التي يبلغ تدفقها 3758 متر مكعب في اليوم. وقد تمت الدراسة على أربع مراحل أساسية استعراض الموقع وتقدير الإحتياجات حساب قنوات الإبراد وصهاريج التخزين, إختيار المضخات الملانمة وحماية القنوات وأخيرا حساب شبكة التوزيع.

الكلمات المفتاحية: محطة الإستئناف , ضخ, ضربة الحمل, ايراد, لزوجة.

Résumé :

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons traité la conception générale d'un système d'alimentation en eau potable de centre d'OULED DAHMANE (Wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ) à partir des trois forages situées dans la région BIRAOUA et ayant un débit total de 3758.4 m³/j.

L'étude a été menée sur quatre étapes principales: la présentation du site et l'estimation des besoins, le dimensionnement des réservoirs de stockage et l'adduction, le choix des pompes et la protection des canalisations, et enfin le dimensionnement du réseau de distribution.

Les mots clés : station de reprise, refoulement, coup de bélier, adduction, viscosité.

Abstract:

During this graduation memo, we have address the drinking water supply system for the municipality of OULED DAHMANE , province of BORDJ BOU ARRERIDJ, From three wells located in BIRAOUA, which has a flow of 3758.4 m³/day.

The study has four main phases : the site review and needs assessment, the storage tanks and account revenue channels, the choice of the pumps and the protection of the pipelines, and finally the dimensioning of the network of distribution.

Keywords : rework station, suppression, hammer, adduction, viscosity.