



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

## **MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES**

Présenté par :

**M<sup>r</sup>. MADDI Massinissa**

**M<sup>r</sup>. SLAMANI Mohamed**

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

Option : **HYDRAULIQUE URBAINE**

### **INTITULE :**

## **DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE D'EL HAMADIA WILAYA DE BORDJ BOU ARRERIDJ**

Soutenu le **27/06/2018** devant le jury composé de :

- Président : **M<sup>r</sup>. SELLAOUI.A**
- Promoteur : **M<sup>r</sup>. SAKHRAOUI.F**
- Co-promoteur : **M<sup>r</sup>. CHENAFI.A**
- Examineur (s): **M<sup>r</sup>. BEDJOU.A/H**

# Remerciements

Avant tout, je remercie le bon Dieu de nous avoir donnés la force et sagesse pour mener à terme cet humble travail.

Il nous est agréable d'exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude à Mr. SAKHRAOUI. F, de nous avoir guidés. On lui exprime notre reconnaissance pour ses précieux conseils, sa disponibilité, et de son inestimable aide.

On adresse aussi nos remerciements et on tient à exprimer nos reconnaissances envers :

- ✚ L'ensemble du personnel de la direction des ressources hydraulique, de la commune d'El Hamadia de nous avoir bien accueilli et fourni les moyens nécessaires pour la réalisation de ce modeste travail.
  
- ✚ Tous les enseignants du département d'hydraulique qui ont contribué à notre formation.
  
- ✚ Tous les membres de jury qui nous ferons l'honneur d'exprimer et de juger notre travail
  
- ✚ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de notre mémoire

MADDI.M et SLAMANI.M

# Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance  
à :

- + Mes chères parents pour leur sacrifice et soutien et de m'avoir guidé dans ce droit chemin pour atteindre mon objectif,
- + Mon frère adoré motcho et ma future femme bien aimée Lylia,
- + Mes très chers frères Rebouh, Aklilus, Mehdido, didir, youvist,
- + Mon très chers binôme Mouh et sa famille,
- + Ma chère grand-mère pour ses prières, Mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines,
- + Tous mes amis de ma promotion qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

M. Massy

# Dédicaces

Je dédie ce modeste travail avec sincérité et profond respect à :

- ✚ Mes chers parents pour leur sacrifice et soutien permanent qui m'ont permis d'arriver à ce niveau et d'atteindre mon objectif,
- ✚ Mon frère adoré Redouane et ma future femme bien aimée  
Lisa,
- ✚ Mes très chers frères Mahdi, Tom Kim, Hichem, Smail,
- ✚ Mon frère et ami Massy et à toute sa famille,
- ✚ Ma tante, mes oncles et mes cousins,
- ✚ Tous mes amis, mes proches et toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

S. Mohamed

## Table des matières

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Introduction générale.....	1
I-1- Situation géographique de la commune d’El Hamadia :.....	2
I-2- Situation topographique de la région : .....	3
I-3- Situation climatologique : .....	3
a. Le climat :.....	3
b. La Température : .....	3
c. La Pluviométrie : .....	4
d. Température de l’air : .....	5
e. Les vents :.....	6
I-4- La Sismicité :.....	6
I-5- Conclusion :.....	6
Estimation des besoins .....	7
II-1- Evaluation de la situation démographique .....	7
II-2- Estimation de la population .....	7
a. Estimation de la population actuelle.....	7
b. Estimation de la population à long termes.....	8
II-3- Détermination de la consommation moyenne journalière .....	8
II-4- Norme de consommation .....	9
II-5- Equipement existants .....	9
II-6- Evaluation des débits de la consommation en eau actuelle et future .....	10
a. Besoins domestiques.....	10
b. Besoins des équipements .....	10
c. Les besoins totaux en eau .....	11
II-6- Majoration de la consommation moyenne journalière $Q_{moy. maj. j}$ .....	12
II-7- La consommation maximale journalière $Q_{max. j}$ .....	13
II-8- Variation de la consommation horaire .....	13
II-9- Disponibilités actuelles en termes de ressources en eau .....	14
II-10- Conclusion .....	15
Diagnostic du réseau .....	16
III-1- Description du réseau d’AEP existant .....	16
III-2- Situation du réseau d’AEP actuel .....	16
a. Ressource en eau .....	16

---

III-3- Diagnostic physique .....	17
a. Diagnostique des ouvrages existant.....	17
d. Recommandation.....	22
III-4- Conclusion.....	23
Diagnostic du réseau .....	24
IV-1- Rôle des réservoirs .....	24
IV-2- L'emplacement des réservoirs.....	24
IV-3- Classification des réservoirs.....	25
IV-4- Choix du type du réservoir .....	26
IV-5- Fontaineries et équipements du réservoir .....	26
a) Conduite d'adduction .....	26
b) Conduite de distribution .....	27
c) Conduite de trop-plein.....	28
d) Conduite de vidange .....	28
e) Conduite by-pass .....	28
f) Système de matérialisation de la réserve d'incendie .....	28
IV-6- Dimensionnement des réservoirs.....	29
a) Capacité théorique des réservoirs .....	29
b) Vérification de la capacité du réservoir.....	30
IV-7- Conclusion.....	33
Adduction.....	34
V-1- Choix du tracé.....	34
V-2-Choix du type des conduites .....	36
V-3- Profil en long d'une adduction .....	36
V-4- Schéma d'adduction.....	36
V-5- Equipement de l'adduction .....	36
a. Robinet et vannes.....	37
b. Clapets .....	37
c. Ventouses.....	37
d. vidanges .....	37
V-6- Etude technico-économique des conduites.....	37
V-6-1- Calcul du diamètre économique .....	37
V-6-2- Calcul de la vitesse .....	38
V-6-3- Calcul des pertes de charge .....	38
V-7- Calcul hydraulique.....	40
a) Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt).....	40

b) Puissance absorbée par la pompe .....	40
c) Energie consommée par la pompe.....	41
d) Frais d'exploitation.....	41
e) Frais d'amortissement.....	41
f) calcul du bilan.....	42
V-9- Etude techno-économique .....	42
a. Dimensionnement de la station de reprise .....	42
b. Calcul des frais d'exploitation de la station de reprise.....	43
V-10- Calcul des diamètres économiques des deux tronçons :.....	43
V-9-1-Chaine de refoulement des eaux de forage.....	44
V-11-conclusion .....	48
Pompe et station de pompage.....	49
VI-1- classification des pompes .....	49
a. Pompes volumétriques.....	49
b. Les turbos-pompes.....	49
VI-2- Choix des pompes .....	50
a. La courbe hauteur-débit « $H=f(Q)$ ».....	50
b. La courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ ».....	50
c. La courbe des puissances absorbées-débit « $P_a=f(Q)$ » .....	50
VI-3- Le point de fonctionnement d'une pompe.....	51
a. Première variante : «modification du temps de pompage» .....	52
b. Deuxième variante «Régulation par étouffement (le vannage) » .....	53
c. Troisième variante : « Rognage de la roue » .....	53
d. Quatrième variante : «Variation de la vitesse de rotation» .....	54
VI-4- Couplage des pompes.....	54
VI-5- Le phénomène de cavitation.....	55
VI-6- Choix des pompes du projet.....	56
a. Station des deux forages .....	56
VI-7- Conclusion.....	66
Protection des conduites.....	67
VII-1- Causes de coup de bélier.....	67
VII-2- Les risques dus aux coups de bélier :.....	67
a) Risque de forte pression : .....	67
b) Pression négative :.....	67
c) Fatigues des conduites :.....	67
VII-3- Moyens de protection contre le coup de bélier .....	68

a) Les volants d'inertie .....	68
b) Les soupapes de décharge.....	68
c) Les réservoirs d'air .....	68
d) Les cheminées d'équilibre .....	69
VII-4-Analyse physique du phénomène du coup de bélier .....	70
a) Phase 01 .....	70
b) Phase 02.....	70
c) Phase 03 :.....	71
d) Phase 04 :.....	71
VII-5- Calcul de la célérité d'onde.....	71
VII-5-1- La valeur numérique du coup de bélier .....	71
VII-6- Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons.....	73
VII-6- conclusion .....	73
Distribution.....	74
VIII-1- Classification des réseaux de distribution.....	74
a. Le réseau ramifié .....	74
b. Le réseau maillé.....	74
c. Le réseau mixte.....	74
VIII-2- Conception du réseau de distribution .....	74
a) Choix du tracé.....	74
b) Choix de type des conduites .....	74
VIII-3- Calcul hydraulique du réseau de distribution .....	75
a. détermination des débits .....	75
VIII-4- Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds de la commune ..... d'El-Hamadia	
	76
VIII-5- Modélisation et simulation du réseau .....	81
a. Formule de pertes de charge utilisées.....	81
b. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET .....	82
VIII-6- Conclusion .....	89
Conclusion générale .....	90
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES.....	91
Annexe .....	92

## Liste des figures

<b>Figure I-1</b> - Situation géographique de la Daïra d'El Hamadia dans la wilaya de Bordj Bou-Arréridj.....	02
<b>Figure I.2</b> - Répartition de la pluviométrie moyenne mensuelle.....	04
<b>Figure II.1</b> - Bilan ressources-besoins pour divers horizons.....	08
<b>Figure II.2</b> - Bilan ressources-besoins pour divers horizons.....	15
<b>Figure III.1</b> - Schéma d'ossature du réseau de distribution existant.....	16
<b>Figure III.2</b> - Etat extérieur et intérieur du Château d'eau et de la Bâche à eau.....	18
<b>Figure III.3</b> - Etat intérieur et extérieur du réservoir R <sub>1</sub> .....	19
<b>Figure III.4</b> - Etat extérieur du forage et du puits.....	20
<b>Figure III.5</b> - Etat des nœuds du réseau existant après simulation.....	22
<b>Figure III.6</b> - Etat des arcs du réseau existant après simulation.....	22
<b>Figure III.7</b> - Etat des arcs du réseau existant après simulation.....	22
<b>Figure III.8</b> - Etat des conduites et des vannes.....	22
<b>Figure IV.1</b> - Coupe transversale d'un réservoir semi enterré cylindrique.....	26
<b>Figure IV.2</b> - Conduite d'adduction.....	27
<b>Figure IV.3</b> - Conduite de distribution.....	27
<b>Figure IV.4</b> - Conduite de vidange.....	28
<b>Figure IV.5</b> -Conduite by-pass.....	28
<b>Figure IV.6</b> - Matérialisation de la réserve d'incendie.....	29
<b>Figure IV.7</b> - La représentation graphique du volume du réservoir.....	32
<b>Figure V.1</b> - Schéma vertical du système d'adduction étudié.....	34
<b>Figure V.2</b> - Les frais d'exploitation, d'amortissement, et le bilan des différents diamètres des conduites en PEHD, tronçon (F2-R1).....	45
<b>Figure V.3</b> - Les frais d'exploitation, d'amortissement, et le bilan des différents diamètres des conduites en PEHD, tronçon (F4-R2).....	47
<b>Figure VI.1</b> - Schéma des courbes caractéristique de la pompe centrifuge.....	50
<b>Figure VI.2</b> - Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge.....	51
<b>Figure VI.3</b> - Couplage en série d'une pompe centrifuge.....	53
<b>Figure VI.4</b> - Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge.....	54
<b>Figure VI.5</b> - Les problèmes causés par le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.....	55
<b>Figure VI.6</b> - Les courbes caractéristiques de la pompe du F <sub>2</sub> .....	56

---

<b>Figure VI.7</b> - La réalisation du point de fonctionnement de la pompe $F_2$ par rognage.....	58
<b>Figure VI.8</b> - La caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe $F_2$ .....	59
<b>Figure VI.9</b> - Les courbes caractéristiques de la pompe $F_4$ .....	61
<b>Figure VI.10</b> - La réalisation du point de fonctionnement de la pompe $F_4$ par rognage.....	62
<b>Figure VI.11</b> - La caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe $F_4$ .....	64
<b>Figure VII.1</b> - le principe de fonctionnement d'un réservoir d'air au cours des phases de surpression et de dépression.....	68
<b>Figure VII.2</b> - Le schéma d'une cheminée d'équilibre.....	69
<b>Figure VIII.1</b> – schéma d'ossature du réseau de distribution.....	74
<b>Figure VIII.2</b> – L'état des nœuds après simulation.....	88
<b>Figure VIII.3</b> – L'état des arcs après simulation.....	88

## Liste des tableaux

<b>Tableau I.1</b> – Les coordonnées de la station d’observation météorologique .....	03
<b>Tableau I.2</b> – Les températures moyennes (période 1998 – 2008).....	03
<b>Tableau I.3</b> – Les températures maximales et minimales (période 1998 – 2008).....	03
<b>Tableau I.4</b> – Les températures moyennes mensuelles.....	05
<b>Tableau I.5</b> - les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles.....	05
<b>Tableau II.1</b> - Nombre d’habitants par localité en 2018.....	07
<b>Tableau II.2</b> - Evaluation de la population à long terme.....	08
<b>Tableau II.3</b> - Equipements existants de la zone d’étude El Hamadia.....	09
<b>Tableau II.4</b> - Besoins en eau domestique de chef-lieu d’El Hamadia.....	10
<b>Tableau II.5</b> - Besoins des équipements de la commune d’El Hamadia.....	11
<b>Tableau II.6</b> - Récapitulatif des besoins moyens journaliers.....	12
<b>Tableau II.7</b> - Evaluation du débit majoré journalier pour divers horizons.....	12
<b>Tableau II.8</b> - Récapitulatif des besoins maximaux journaliers pour divers horizons.....	13
<b>Tableau II.9</b> – Variation des valeurs de $\beta_{\max}$ .....	14
<b>Tableau II.10</b> - Valeurs de $K_{\max,h}$ pour différent horizons.....	14
<b>Tableau II.11</b> - Variation de la consommation horaire pour différents horizons.....	14
<b>Tableau II.12</b> - Bilan ressources-besoins pour divers horizons.....	15
<b>Tableau III.1</b> - Données actuelles des forages et des conduites d’adduction.....	21
<b>Tableau III.2</b> - Données actuelles des ouvrages et des conduites de distribution.....	21
<b>Tableau IV.1</b> - La vérification de la capacité du réservoir.....	31
<b>Tableau V.1</b> - détermination de la capacité de la station de reprise.....	42
<b>Tableau V.2</b> - les frais d’exploitations des pompes avec station de reprise.....	42
<b>Tableau V.3</b> – les frais d’exploitations des pompes sans station de reprise.....	42
<b>Tableau V.4</b> - Calcul de la Hmt (F2-R1).....	44
<b>Tableau V.5</b> - Calcul des frais d’exploitation (F2-R1).....	44
<b>Tableau V.6</b> - Calcul des frais d’amortissement (F2-R1).....	44
<b>Tableau V.7</b> - Calcul du bilan (F2-R1).....	45
<b>Tableau V.8</b> - Calcul de la Hmt (F4-R2).....	46
<b>Tableau V.9</b> - Calcul des frais d’exploitation (F4-R2).....	46
<b>Tableau V.10</b> - Calcul des frais d’amortissement (F2-R2).....	46
<b>Tableau V.11</b> - Calcul du bilan (F4-R1).....	46
<b>Tableau V.12</b> - Le récapitulatif des diamètres économiques.....	47

---

<b>Tableau VI.1</b> - Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	54
<b>Tableau VI.2</b> - Les points de la courbe caractéristique.....	59
<b>Tableau VI.3</b> - Les points de la courbe caractéristique.....	63
<b>Tableau VII.1</b> - Le coefficient $K_c$ des différents matériaux.....	70
<b>Tableau VII.2</b> - Le calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons.....	72
<b>Tableau VIII.1</b> - Débits aux nœuds de la commune El Hamadia.....	77
<b>Tableau VIII.2</b> - Détermination des diamètres du réseau de la commune d'El Hamadia .....	83
<b>Tableau VIII.3</b> - les pressions et les charges au niveau des nœuds.....	86

## Liste des symboles

- A** : Amortissement annuel
- a** : Célérité de l'onde en (m/s)
- B** : Valeur du coup de bélier en (m)
- B<sub>e</sub>** : Besoin en eau en (m<sup>3</sup>/j)
- B<sub>L</sub>** : Bilan (DA)
- C<sub>a</sub>** : La cote de plan d'aspiration en (m)
- C<sub>P</sub>** : Cote de l'axe de la pompe en (m)
- C<sub>R</sub>** : Cote de radier en (m)
- C<sub>TP</sub>** : Cote de trop plein en (m)
- D** : Diamètre de la conduite (m)
- D<sub>BONNIN</sub>** : Diamètre de Bonnin en (mm)
- D<sub>BRESSE</sub>** : Diamètre de Bresse en (mm)
- D<sub>ext</sub>** : Diamètre extérieur de la conduite (mm)
- D<sub>int</sub>** : Diamètre intérieur de la conduite (mm)
- D<sub>max</sub>** : Diamètre maximal de la conduite en (m)
- D<sub>min</sub>** : Diamètre minimal de la conduite en (m)
- D<sub>r</sub>** : Diamètre du réservoir (m)
- D<sub>t</sub>** : Dotation de consommation en (l/j.hab)
- D<sub>1</sub>** : Diamètre de la roue avant rognage en (mm)
- D<sub>2</sub>** : Diamètre de la roue après rognage en (mm)
- D'** : La dotation du nettoyage en (l/j/m<sup>2</sup>)
- DN** : Diamètre nominal (mm)
- E** : Energie consommée par la pompe en (kwh)
- e** : Epaisseur de la conduite en (mm)
- F<sub>am</sub>** : Frais d'amortissement (DA)
- F<sub>exp</sub>** : Frais d'exploitation (DA)
- g** : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)

**H** : Hauteur utile optimale d'eau (m)

**H<sub>a</sub>** : Hauteur d'aspiration en (m)

**H<sub>c</sub>** : La hauteur manométrique totale en (m)

**H<sub>d</sub>** : Hauteur de dépression en (m)

**H<sub>g</sub>** : La hauteur géométrique en (m)

**H<sub>inc</sub>** : La hauteur d'incendie (m)

**H<sub>mt</sub>** : La hauteur manométrique totale en (m)

**H<sub>s</sub>** : La hauteur de surpression en (m)

**H<sub>t</sub>** : Pertes de charge totale en (m)

**H<sub>0</sub>** : Pression absolue de la conduite

**H'** : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale

**h** : Perte de charge engendrée par le vannage en (m)

**h<sub>v</sub>** : Tension de vapeur maximale que l'eau peut supporter à une température

**i** : Taux d'annuité =8%

**J<sub>asp</sub>** : Pertes de charge à l'aspiration en (m)

**J<sub>l</sub>** : Perte de charge linéaire en (m/m)

**J<sub>ref</sub>** : Pertes de charge au refoulement en (m)

**J<sub>s</sub>** : Pertes charge singulière en (m)

**K** : Rugosité absolue (mm)

**K<sub>c</sub>** : Coefficient dépendant de la nature du conduit

**K<sub>max,h</sub>** : Coefficient de consommation maximale horaire

**K<sub>max,j</sub>** : Coefficient de variation journalière maximale

**L** : Longueur de la conduite en (m)

**L<sub>i</sub>** : Longueur du tronçon concerné en (m)

**m** : Coefficient de rognage

**N** : Vitesse de rotation en (tr/min)

**N<sub>d</sub>** : Nombre d'occupants de l'équipement

**N<sub>i</sub>** : Nombre d'habitants

**NPSH<sub>d</sub>** : Charge nette d'aspiration disponible en (m)

**NPSH<sub>r</sub>** : Charge nette d'aspiration requise en (m)

**n** : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement

**n<sub>i</sub>** : Nombre d'années séparant l'année 2008 et l'horizon projeté

**P** : Pourcentage horaire en (%)

**P<sub>a</sub>** : Puissance absorbée par la pompe en (KW)

**P<sub>e</sub>** : Le prix d'un KWh ( $P_e = 4,67 \text{ DA/KWh}$ )

**P** : Nombre d'habitants dans n années

**P<sub>max</sub>** : Résidu maximum journalier (%)

**P<sub>u</sub>** : Prix unitaire de la conduite (DA/ml)

**P<sub>0</sub>** : La population de l'année de référence

**P(%)** : Le résidu maximal journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ )

**PEHD** : Polyéthylène haute densité

**Q** : Débit véhiculé par la conduite ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

**Q<sub>ci</sub>** : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) en (l/s)

**Q<sub>fuites</sub>** : Le débit des fuites en ( $\text{m}^3/\text{j}$ )

**Q<sub>maj,j</sub>** : Débit moyen journalier majoré en ( $\text{m}^3/\text{j}$ )

**Q<sub>max,j</sub>** : Consommation maximale journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ )

**Q<sub>max,h</sub>** : La consommation maximale horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

**Q<sub>moy,h</sub>** : Débit moyen horaire en ( $\text{m}^3/\text{h}$ )

**Q<sub>moy,j</sub>** : Débit moyen journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ )

**Q<sub>n</sub>** : Débit nodal de nœud concerné (l/s)

**Q<sub>p</sub>** : Débit de pointe (l/s)

**Q<sub>r</sub>** : Débit en route (l/s)

**Q<sub>ri</sub>** : Débit concentré au nœud (i) en (l/s)

**Q<sub>s</sub>** : Débit spécifique (l/s/ml)

**Q<sub>2</sub>** : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

**q** : Dotation moyenne journalière (l/j/hab)

- R** : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduit
- Re** : Nombre de Reynolds
- R<sup>+</sup><sub>max</sub>** : Résidu maximum positif en (%)
- R<sub>max</sub>** : Résidu maximum négatif en (%)
- r** : Pourcentage de rognage en (%)
- S** : Surface du planché de l'équipement en (m<sup>2</sup>)
- Sr** : Section du réservoir en (m<sup>2</sup>)
- SR** : Station de reprise
- T** : Température en degré (°C)
- T<sub>2</sub>** : Le nouveau temps de pompage (h)
- T<sub>p</sub>** : Nombre d'heure de pompage (18h)
- t** : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h)
- t<sub>a</sub>** : Taux d'accroissement de la population (%)
- V** : Vitesse d'écoulement en (m/s)
- V<sub>inc</sub>** : Volume de la réserve d'incendie (m<sup>3</sup>)
- V<sub>n</sub>** : Capacité normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>)
- V<sub>r</sub>** : Volume de régularisation du réservoir (m<sup>3</sup>)
- V<sub>sr</sub>** : Volume de la station de reprise (m<sup>3</sup>)
- V<sub>u</sub>** : Le volume utile à la consommation (m<sup>3</sup>)
- V<sub>tr</sub>** : Volume total du réservoir (m<sup>3</sup>)
- V<sub>0</sub>** : Vitesse d'écoulement en régime permanent initial en (m/s)
- α<sub>max</sub>** : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort
- β<sub>max</sub>** : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
- λ** : Coefficient de perte de charge linéaire
- ν** : Viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s)
- η** : Rendement de la pompe en (%)
- ω** : Pression en mètre colonne d'eau (m.c.e) au point d'aspiration

## Introduction générale

Depuis la conception de l'univers à nos jours l'eau a toujours été une ressource indispensable et vitale qui a influencé la vie de l'homme dans ses activités, non seulement c'est un bien être pour sa santé, mais elle a aussi contribué au développement et à la civilisation des régions dans tous les domaines, que ce soit dans la construction, dans la mécanique ou dans la science en générale.

Malheureusement aujourd'hui on est confronté à un problème majeur qui est la mauvaise gestion de cette richesse, comme par exemple son utilisation anarchique dans l'industrie, qui la rend de moins en moins accessible au fil du temps. Mais si on se focalise plus sur notre domaine en remarque aussi qu'une grande quantité de cette eau est perdue au niveau des réseaux d'alimentation en eau potable ou par les consommateurs.

L'Algérie actuellement qui est un pays déficitaire à cause de ses caractéristiques climatique, le problème de l'eau est devenu donc un souci majeur. C'est pourquoi elle s'est engagée ses dernières années dans le développement du secteur hydraulique et se lance aussi dans la valorisation des eaux non conventionnelles.

Ce pendant l'objet de notre étude s'appuie sur le thème, diagnostique et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'El Hamadia, wilaya de Bourdj-Bou-Arréridj, dans le but d'améliorer le système d'approvisionnement en eau.

Dans ce contexte nous débuterons donc notre travail par une présentation générale du site en se basant sur la situation actuelle du réseau d'alimentation de la commune, qui est l'objectif du premier chapitre, suivit du deuxième chapitre sur l'estimation des besoins en eau potable de la commune.

Par la suite dans le chapitre trois, nous procéderons pour un diagnostic physique et hydraulique du réseau de la commune, ainsi nous dimensionnerons les réservoirs en comparant leurs capacités avec celles des réservoirs existants et projeter si nécessaire d'autre réservoirs afin de satisfaire les besoins en eau de la population dans le quatrième chapitre.

Le cinquième chapitre sera consacré au dimensionnement des conduites d'adduction, l'acheminement de l'eau à partir des forages vers les réservoirs se fera par refoulement grâce à des pompes qui rependront aux caractéristiques exigés dans le projet. Le choix de ces dernières, sera le but du sixième chapitre.

En ce qui concerne le septième chapitre réserver au phénomène du coup de bélier, le but sera de minimiser tous risques d'endommagement et de perturbation du réseau et ce en proposant des moyens de protection si-nécessaire.

Enfin dans le dernier chapitre nous dimensionnerons le réseau de distribution, qui est une partie très essentiel. Puis nous terminerons notre étude par une conclusion générale.

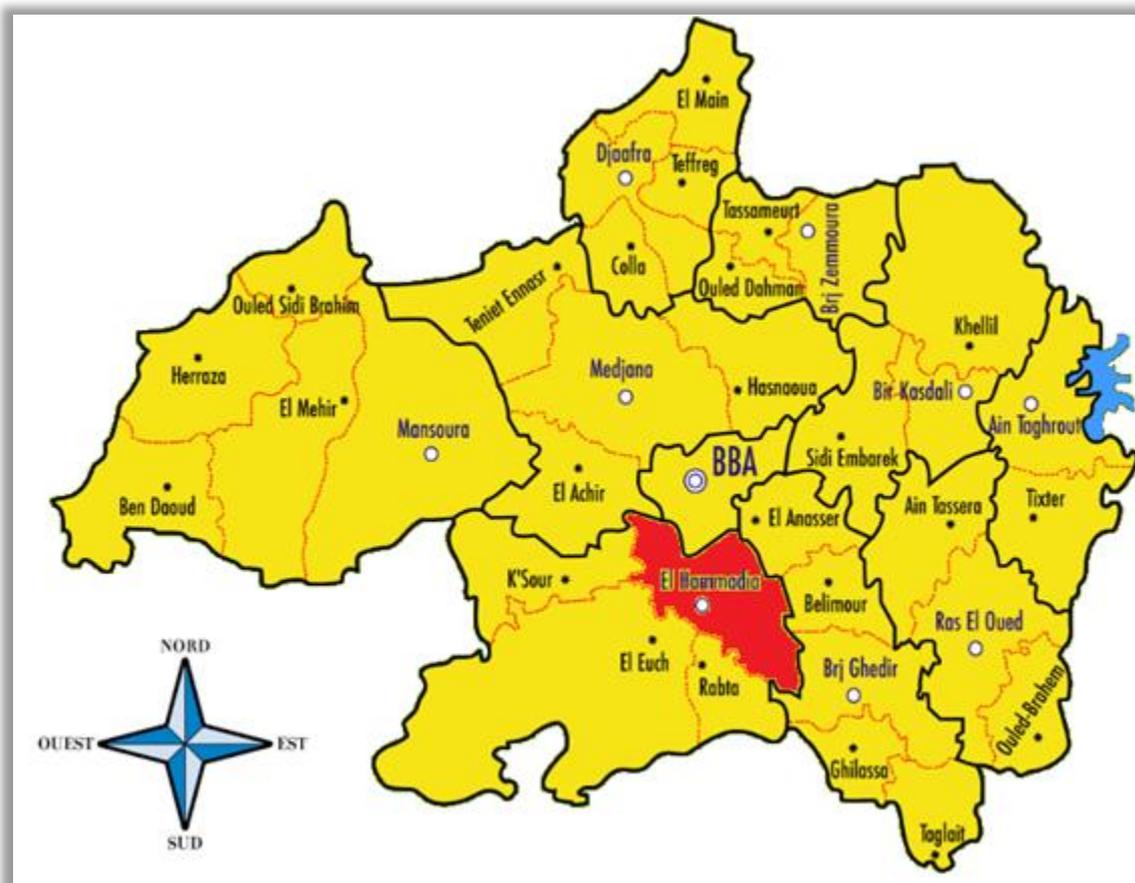
Pour l'élaboration d'un projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques de la zone d'étude, qui nous permettrons de mener à bien notre travail lors de la réalisation des travaux.

### I-1- Situation géographique de la commune d'El Hamadia :

La ville d'El Hamadia se situe à 14 km au sud du chef-lieu de la wilaya de Bordj Bou Arréridj et à 3 km de la route nationale N°45, elle s'étend sur une superficie de 5,42 ha, elle est délimitée par [1] :

- **Au Nord** : les communes de Bordj Bou Arréridj et El Achir (Daïra de Medjana).
- **Au Sud** : les communes de Rabta et El Euch.
- **A l'Est** : la commune de El Anasser et Belimour (Daïra de Bordj Ghedir).
- **A l'Ouest** : les communes de K'sour.

La carte de délimitation administrative de la commune d'El Hamadia est donnée dans la figure (I.1) :



**Figure I.1** - Situation géographique de la Daïra d'El Hamadia dans la wilaya de Bordj Bou Arréridj

**I-2- Situation topographique de la région :**

La totalité des terrains de notre zone d'étude est constitué par des pentes de 5 % à 10 %.

**I-3- Situation climatologique :****a. Le climat :**

La zone a un climat type continental semi-aride en hiver rigoureux et sec et chaud en été.

La station météorologique la plus proche se situe à Bordj Bou Arréridj aux coordonnées suivantes [2] :

**Tableau I.1-** Les coordonnées de la station d'observation météorologique

Coordonnées	Longitude	04,67 E
	Latitude	36,07 N
	Altitude	928 m

**b. La Température :**

La température de la zone d'étude atteint aux mois de Juillet et Aout un maximum d'environ 40° (2 à 3 jours), tandis qu'elle peut diminuer sous 0° en hiver au minimum aux mois de Décembre et Janvier.

**1. Température moyennes :**

Les températures moyennes sont présentées dans le tableau I.1.

**Tableau I.2 -** les températures moyennes (période 1998-2008)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
T°c	5.4	6.8	9.1	11.4	16.3	22.2	28.1	27.2	21.3	15.8	10.5	6.1	15

(Source ANRH)

**2. Température maximales et minimales :**

Les températures maximales et minimales sont présentées dans le tableau I.2.

**Tableau I.3 -** les températures maximales et minimales (période 1998-2008)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
T <sub>min</sub> °c	1.4	2.1	3.8	6.1	10.4	16.1	20.2	20.1	15.3	10.8	6.3	2.7	9.6
T <sub>max</sub> °c	9.4	11.1	13.3	16.7	22.3	29.6	34.2	33.8	27.3	20.8	14.8	10.3	20.3

(Source ANRH)

### c. La Pluviométrie :

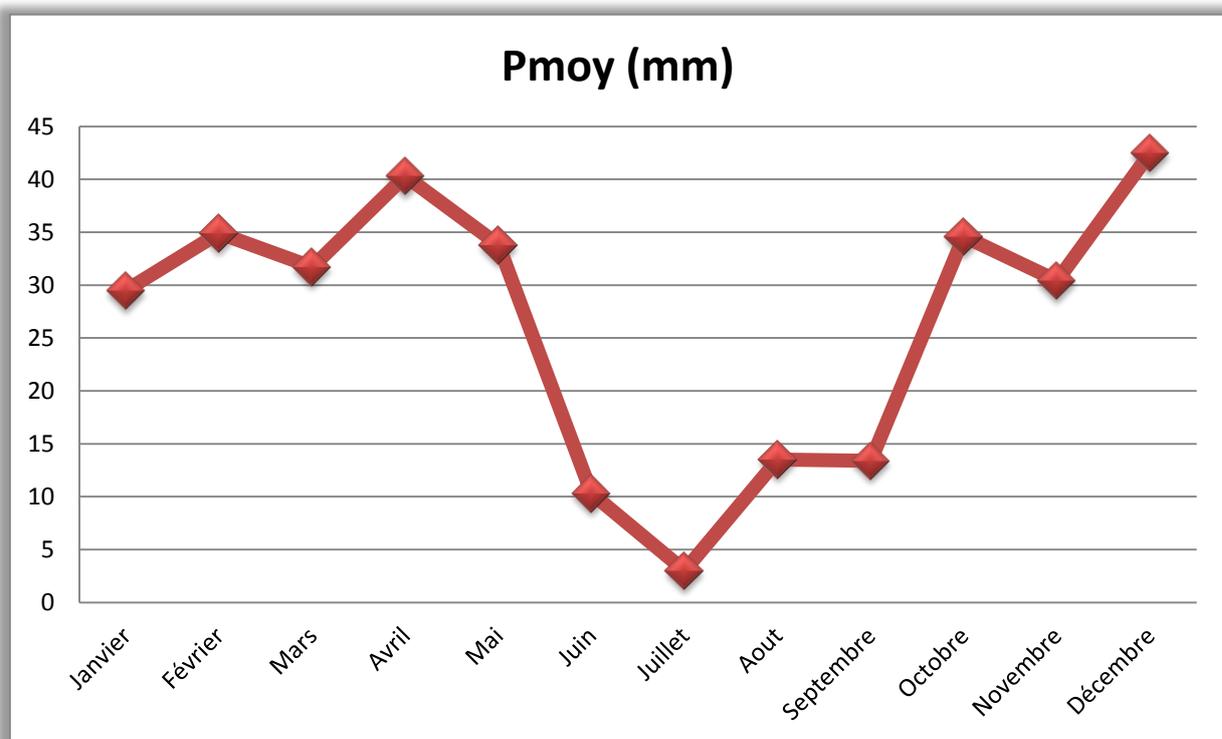
La figure ci-dessous fait ressortir une pluviométrie annuelle de 317,80 mm qui se répartie en deux (02) périodes distinctes.

Première période caractérisée durant la saison estivale (Juin, Juillet et Août) marquée par des faibles pluies d'une moyenne de 9 mm.

Une deuxième période concerne les autres saisons de l'année, marquée par une abondance de pluie.

En effet les pluies débutent en Automne (Septembre, Octobre, Novembre) avec une moyenne de 26,13 mm et s'accroissent en hiver (Décembre, Janvier, Février) avec une moyenne de 35,63 mm.

La répartition de la pluviométrie moyenne mensuelle est représentée dans la figure(I.1) :



**Figure I.2** - Répartition de la pluviométrie moyenne mensuelle

A partir de la figure (I.2) on aperçoit que le mois le plus sec est celui de **Juillet** avec seulement 3 mm. Par contre la moyenne de 42.5 mm, correspond au mois de **Décembre** qui enregistre la plus haute quantité de précipitation.

**d. Température de l'air :**

Le tableau suivant illustre les données sur les valeurs moyennes mensuelles et annuelles.

**Tableau I.4 - Les Températures moyennes mensuelles.**

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
<b>Minima (°C)</b>	0,8	1,5	3,2	6,6	9,7	15,3	17,9	17,2	13,9	9,9	4,9	2,1
<b>Maxima (°C)</b>	10,3	10,4	14,6	18,4	22,2	29,3	34,2	32,4	27,4	21,10	14,6	10,8
<b>Moyennes mensuelles (°C)</b>	5,5	5,9	8,9	12,5	15,9	22,8	26,1	24,8	20,6	15,5	9,7	6,4

(Source ANRH1)

L'analyse du présent tableau met en évidence deux périodes de températures distinctes :

- La période chaude à partir du mois de Juin jusqu'au mois de Septembre avec une température moyenne de 23,60° C. Le mois le plus chaud durant l'année étant le mois de Juillet.
- La période froide commence à partir du mois d'Octobre jusqu'au mois d'Avril avec une température moyenne de 9,2°C. Le mois le plus froid durant l'année étant le mois de Janvier à une température de 5,5°C. [3]

**e. Les vents :**

Le tableau suivant indique les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles.

**Tableau I.5 - les variations concernant les moyennes mensuelles et annuelles**

Mois	Jav	Fev	Ma	Avr	Ma	Ju	Ju	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy
VIM (m/s)	6,0	7,1	6,6	6,7	6,9	6,5	5,9	5,5	3,7	5,3	5,2	7,0	6,2
DIV	SN	SN	SN	SN	EW	SN	SN	SN	SN	SN	EW	SN	SN
FREQ (%)	39	32	33	30	27	27	29	38	38	37	45	38	35,1

(Source DRE)

- VIM = Vitesse du vent moyen en m/s
- DIV = Direction du vent
- Moy = Moyenne annuelle de la période (1980-1984).
- Frequ = Fréquence moyenne mensuelle %.

#### **I-4- La Sismicité :**

Le phénomène de sismicité est déclenché généralement par le mouvement des failles, le degré des dégâts causés dépend du temps que les ondes de cisaillement mettent pour se propager dans les sols et des caractéristiques de ces derniers. Le règlement parasismique Algérien de 1999 (RPA), classe la zone de Bordj Bou Arréridj dans la zone II (zone d'intensité moyenne) [1].

#### **I-5- Conclusion :**

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région d'étude du point de vue géographique, topographique, climatologique et sismique. Ces données nous serviront de base pour l'élaboration du projet d'alimentation en eau potable de la commune d'El Hamadia.

La consommation d'eau varie en fonction des types de consommateurs, pour cela, avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de toutes les catégories de consommations unitaires.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs, par exemple, l'évolution de la population, ce qui nous entraîne à calculer ces besoins en eau.

### II-1- Evaluation de la situation démographique

La population totale de la commune d'El Hamadia est de **7010** habitants, la commune comptait **1014** ménages avec une moyenne de **6,91** personnes par ménage, d'après le dernier recensement (RGPH 2008) [2].

### II-2- Estimation de la population

L'estimation de la population en Algérie suit la loi des accroissements géométrique, donnée par l'expression suivante, qui tient compte du taux de naissance, du taux d'immigration et celui de mortalité.

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

Avec :

- $P_n$  : La population future à l'horizon considéré ;
- $P_0$  : La population de l'année de référence ;
- $T$  : Le taux d'accroissement annuel de la population est de 3,05%, lié au développement de la commune ;
- $n$  : Le nombre d'années qui séparent l'année de référence et celle de l'horizon considéré.

#### a. Estimation de la population actuelle

L'actualisation de la population s'appuie sur les derniers recensements de 2008. La répartition de la population du chef-lieu d'El Hamadia en 2018, est comme suit :

**Tableau II.1-** Nombre d'habitants par localité en 2018

Localité	Population en 2008	Taux d'accroissement(%)	Population en 2018
Chef-lieu	7010	3,05	9467

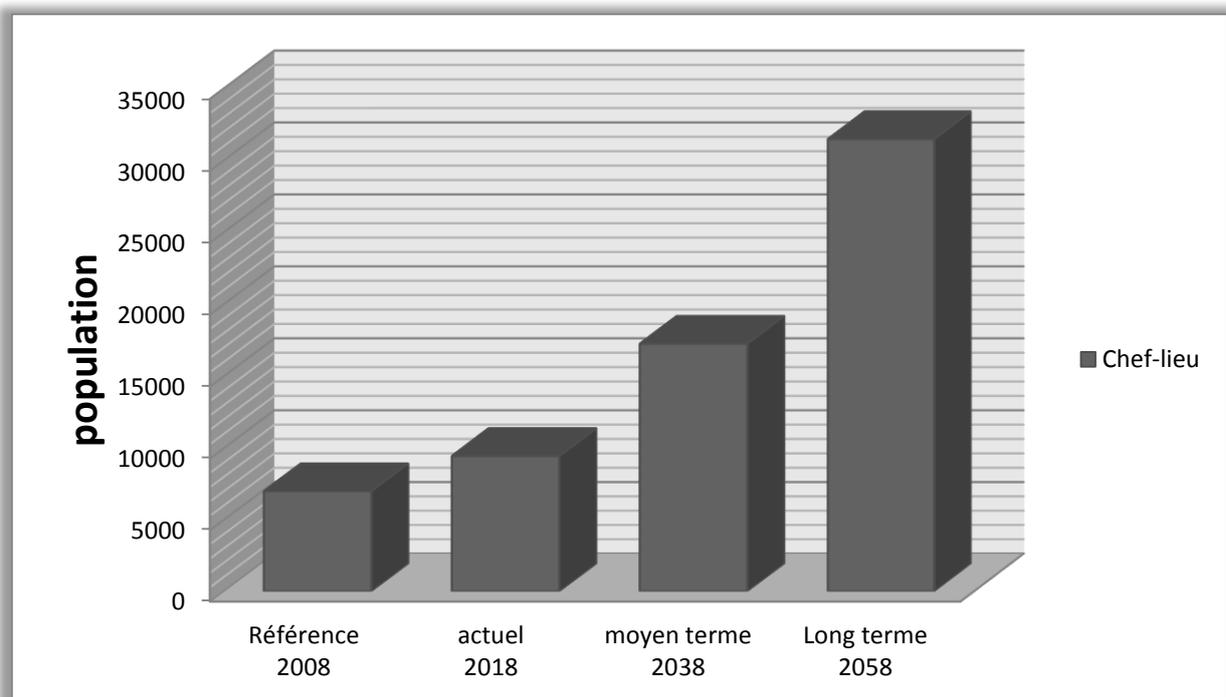
(Source DRE)

### b. Estimation de la population à long termes

Notre étude s'étend sur un horizon de 40 ans, les résultats de l'estimation sont regroupés dans le tableau (II.2) et la figure (II.1) :

**Tableau II.2** - Evaluation de la population à long terme

Localité	Référence 2008	Actuel 2018	Moyen terme 2038	Long terme 2058
Chef-lieu	7010	9467	17266	31489



**Figure II.1** - Histogramme de l'évolution de la population

### II-3- Détermination de la consommation moyenne journalière

On détermine la consommation moyenne journalière en tenant compte des différents paramètres qui entrent en jeu, comme :

- Les besoins domestiques ;
- Les besoins sanitaires ;
- Les besoins administratifs ;
- Les besoins scolaires ;
- Les besoins pour l'arrosage,....etc.

On la détermine à partir de la formule suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = \sum \frac{q \cdot N_i}{1000} \text{ m}^3/\text{j} \quad (\text{II-2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$  : Consommation moyenne journalière de consommateur en  $\text{m}^3/\text{j}$  ;
- $q$  : Dotation moyenne journalière ( $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ );
- $N_i$  : Nombre d'habitants.

#### II-4- Norme de consommation

La population, les ressources disponibles et les normes d'hygiène déterminent la consommation par un jour par habitant.

La zone d'étude est de type urbain et par conséquent, la norme de dotation unitaire journalière se situe aux alentours de  $180 \text{ l}/\text{j}/\text{hab}$  pour les différents horizons (moyen, long terme).

#### II-5- Equipement existants

Les équipements existants sont représentés dans le tableau (II-3) :

**Tableau II.3** - Equipements existants de la zone d'étude El Hamadia

Type d'équipement	Equipement	Effectif	Unité
Education	Etablissements (1 <sup>er</sup> et 2 <sup>em</sup> cycle) (3)	1430	élèves
	Etablissement (3 <sup>em</sup> cycle) (2)	824	
Jeunesse et sports	Stade (01)	82	$\text{m}^2$
	Terrain de sport collectifs (01)		
Socioculturels	Mosquée (2)	134	Fidèles

**Tableau II.3** - Equipements existants de la zone d'étude El Hamadia (suite et fin)

Type d'équipement	Equipement	Effectif	Unité
Sanitaires	Centre de santé (02)	7	Fonctionnaires
	Salle de soins (04)	5	
	Maternité (01)	20	Lits
	Cabinets médecin (04)	8	Fonctionnaires
	Cabinets dentaires (03)	6	
	Pharmacies (05)	15	

(Source DRE)

**II-6- Evaluation des débits de la consommation en eau actuelle et future****a. Besoins domestiques**

Ils sont estimés sur la base d'une dotation de **180l/j/hab**, les besoins en eau qui expriment la consommation moyenne journalière à usage domestique sont portés dans le tableau (II-4) :

**Tableau II.4** - Besoins en eau domestique de chef-lieu d'El Hamadia

Année	Population	Dotation (l/j/hab)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
<b>2018</b>	9467	180	<b>1704,6</b>
<b>2038</b>	17266	180	<b>3107,88</b>
<b>2058</b>	31489	180	<b>5668,02</b>

**b. Besoins des équipements**

Les besoins en eau des différents équipements sont estimés soit par nombre d'occupation soit par surface du planché.

$$B_e = N_d \cdot D_t \quad (\text{II-3})$$

Tel que :

- B<sub>e</sub> : Besoin en eau (m<sup>3</sup>/j) ;
- N<sub>d</sub> : Nombre d'occupants de l'équipement ;
- D<sub>t</sub> : La dotation de la consommation en (l/j/occupant).

$$B_e = S \times D \quad (\text{II-4})$$

Avec:

- S : Surface du planché de l'équipement ;
- D' : La dotation du nettoyage en (l/j/m<sup>2</sup>).

Les besoins en eau des équipements existants sont représentés dans le tableau (II-5) :

**Tableau II.5** - Besoins des équipements de la commune d'El Hamadia

Type d'équipement	Equipement	Effectif	Dotation (l/j/occup)	Besoins en eau (m <sup>3</sup> /j)
Education	Etablissements (1 <sup>er</sup> et 2 <sup>em</sup> cycle) (3)	1430 élèves	7 l/j/élève	10 ,01
	Etablissement (3 <sup>em</sup> cycle) (2)	824 élèves		5,77
Jeunesse et sports	Stade (01)	82 athlètes	20 l/j/m <sup>2</sup>	1,64
	Terrain de sport collectifs (01)			
Socioculturels	Mosquée (2)	134 fidèles	10 l/j/fidèle	1,34
Sanitaires	Centre de santé (02)	7 employés	7 l/j/patient	0,049
	Salle de soins (04)	5 employés		0,035
	Maternité (01)	20 lits		0,14
	Cabinets Médical (04)	8 employés		0,056
	Cabinets dentaires (03)	6 employés		0,42
	Pharmacies (05)	15 employés		0,11
			Total	19,57

(Source DRE)

### c. Les besoins totaux en eau

En récapitulation, les consommations moyennes journalières actuelles et futures sont représentées dans le tableau (II-6) :

**Tableau II.6** - Récapitulatif des besoins moyens journaliers

Année	Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	Besoins domestiques (m <sup>3</sup> /j)	Besoins d'équipement (m <sup>3</sup> /j)
2018	9467	180	1704,6	19,57
2038	17266		3107,88	35,68
2058	31489		5668,02	65,07

**II-6- Majoration de la consommation moyenne journalière ( $Q_{moy,maj,j}$ )**

Pour compenser les fuites au niveau du réseau de distribution qui sont généralement dues :

- Soit aux fuites dans le système de l'adduction et de distribution qui sont en fonction du type de conduite, le vieillissement du réseau, la nature du terrain et la qualité d'entretien ;
- Soit aux fuites chez les consommateurs ;
- Soit à la consommation non quantifiée.

On effectue une majoration de **20%** tel que [3] :

$$Q_{maj,j} = Q_{moy,j} + Q_{fuites} \quad (II-5)$$

$$Q_{fuites} = Q_{moy,j} \cdot (20/100) \quad (II-6)$$

$$Q_{maj,j} = 1,2 \cdot Q_{moy,j} \quad (II-7)$$

Avec :

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

Le débit majoré journalier pour divers horizons est illustré dans le tableau (II-7) :

**Tableau II.7** - Evaluation du débit majoré journalier pour divers horizons

Année	Besoins domestiques (m <sup>3</sup> /j)	Besoins d'équipement (m <sup>3</sup> /j)	$Q_{moy,j}$ Total (m <sup>3</sup> /j)	$Q_{fuites}$ (m <sup>3</sup> /j)	$Q_{maj,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
2018	1704,6	19,57	<b>1724,14</b>	344,83	<b>2068,97</b>
2038	3107,88	35,68	<b>3143,56</b>	628,71	<b>3772,27</b>
2058	5668,02	65,07	<b>5733,09</b>	1146,62	<b>6879,71</b>

### II-7- La consommation maximale journalière ( $Q_{\max,j}$ )

La consommation d'eau quotidienne n'est pas constante, pour tenir compte de cette variation il existe un coefficient dit coefficient d'irrégularité journalière  $K_{\max,j}$  déterminé par le rapport :

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j}/Q_{\text{maj},j} \quad (\text{II-8})$$

Donc le débit maximal journalier est donné par la relation suivante :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \cdot Q_{\text{maj},j} \quad (\text{II-9})$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$  : le débit maximal du jour le plus chargé de l'année ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $Q_{\text{maj},j}$  : le débit moyen journalier majoré ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $K_{\max,j}$  : le coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur varie de 1,1 ÷ 1,3.

Pour le cas de notre étude, nous avons pris  $K_{\max,j} = 1,2$  pour les besoins domestiques et pour les besoins d'équipements on la prit égale à 1.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau (II.9) ci-dessous :

**Tableau II.8** - Récapitulatif des besoins maximaux journaliers pour divers horizons

Année	$Q_{\text{moy},j}$ Total ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$Q_{\text{maj},j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$Q_{\max,j}$ (l/s)
<b>2018</b>	1724,14	2068,97	1,2	2482,76	28,74
<b>2038</b>	3143,56	3772,27	1,2	4526,72	52,39
<b>2058</b>	5733,09	6879,71	1,2	8255,65	95,55

### II-8- Variation de la consommation horaire

Le débit maximal subit des variations horaires, ces dernières sont caractérisées par des coefficients de variation horaires :  $K_{\max,h}$  et  $K_{\min,h}$

$$K_{\max,h} = (Q_{\max,h})/(Q_{\text{moy},h}) \quad (\text{II-10})$$

La consommation moyenne horaire est comme suit :

$$(Q_{\text{moy},h}) = (Q_{\text{moy},j})/24 \quad (\text{II-11})$$

D'ou :

$$(Q_{\max,h}) = K_{\max,h} \cdot (Q_{\text{moy},h}) \quad (\text{II-12})$$

Avec :

- $Q_{\max,h}$  : La consommation maximale horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) ;
- $K_{\max,h}$  : Le coefficient d'irrigation maximale horaire ;
- $Q_{\text{moy},h}$  : La consommation moyenne horaire ( $\text{m}^3/\text{h}$ ).

Le coefficient de variations horaire  $K_{\max,h}$  est défini comme suit :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{II-13})$$

Avec :

- $\alpha_{\max}$  : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, entre 1,2 ÷ 1,4 dans notre cas en prend  $\alpha_{\max} = 1,3$ .
- $\beta_{\max}$  : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

La variation des valeurs de  $\beta_{\max}$  sont représentées dans le tableau (II.9) :

**Tableau II.9** - Variation des valeurs de  $\beta_{\max}$

Population ×10 <sup>3</sup>	< 1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100
Les valeurs de $\beta_{\max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1

Les valeurs de  $K_{\max,h}$  et les résultats de la variation de la consommation horaire pour différents horizons sont présentées dans les tableaux (II-10) et (II-11) :

**Tableau II.10** - Valeurs de  $K_{\max,h}$  pour différent horizons

Année	Population	$\alpha_{\max}$	$\beta_{\max}$	$K_{\max,h}$	$K_{\max,h}$
<b>2018</b>	9467	1,3	1,31	1,703	<b>1,70</b>
<b>2038</b>	17266	1,3	1,23	1,599	<b>1,60</b>
<b>2058</b>	31489	1,3	1,14	1,482	<b>1,48</b>

**Tableau II.11** - Variation de la consommation horaire pour différents horizons

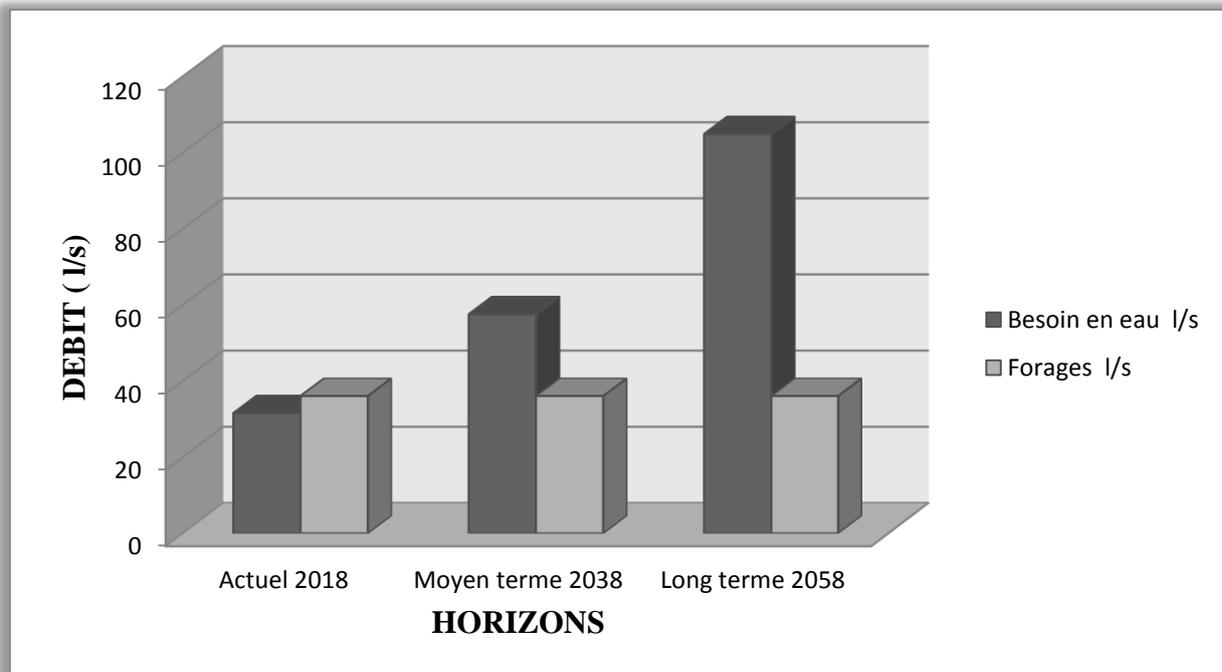
Année	$Q_{\max,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	$Q_{\text{moy},h}$ (m <sup>3</sup> /h)	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,h}$ (m <sup>3</sup> /h)
<b>2018</b>	2482,76	71,84	1,70	<b>122,13</b>
<b>2038</b>	4526,72	130,98	1,60	<b>209,57</b>
<b>2058</b>	8255,65	238,88	1,48	<b>353,54</b>

## II-9- Disponibilités actuelles en termes de ressources en eau

Le chef-lieu d'El Hamadia tire ses ressources en eau à partir des (4) forages et le puits, avec une production de **36 l/s**. Dans le but de connaître si notre débit fourni par les forages existant satisfait les besoins calculés ou non, on fait le bilan hydrique entre les ressources et les besoins en eau, les résultats sont représentés dans le tableau (II.12) et la figure (II.2) :

**Tableau II.12** - Bilan ressources-besoins pour divers horizons

période	Besoin en eau		Forages		Bilan	
	m <sup>3</sup> /j	l/s	m <sup>3</sup> /j	l/s	m <sup>3</sup> /j	l/s
Actuel 2018	2482,76	28,74	3110,40	36	627,64	7,26
Moyen terme 2038	4526,72	52,39			-1416,32	-16,39
Long terme 2058	8255,65	95,55			-5145,25	-59,55

**Figure II.2** - Bilan ressources-besoins pour divers horizons

## II-10- Conclusion

Dans le cas de cette étude nous avons trouvé un débit de (28,74 l/s) pour les besoins actuels et un débit de (95,55 l/s) pour les besoins futurs.

Avec les estimations des différents besoins des localités et la vérification des ressources en eau de la commune d'EL HAMADIA, on a pu constater que les quatre forages et le puits peuvent satisfaire les besoins actuel, mais pas celle de l'aire d'étude à l'horizon 2058.

On propose donc de :

- Mettre en marche le forage (F5) ;
- Augmenter le temps de pompage dans les forages ;
- Création de nouveaux forages.

Avant de commencer l'étude de ce projet un diagnostic du réseau d'alimentation et indispensable afin de déterminer les défaillances du réseau. Dans ce présent chapitre nous allons donc recueillir les différentes informations sur le réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'El Hamadia pour mieux connaître la situation actuel du réseau et puis procédé pour un diagnostic physique du système, afin de décelé les anomalies et le degré d'insuffisance du point de vue dimensionnement du réseau.

### **III-1- Description du réseau d'AEP existant**

Le système d'AEP est complexe d'une part de son mode de fonctionnement et d'autre part de sa conception, dont on tient aussi a précisé que :

- La longueur totale du réseau existant est de 20827m (20,8 km).
- Le réseau de distribution existant couvre une superficie de 120 hectares, celle-ci englobe la ville d'El Hamadia et la cité El Harmal. Voire figure (III.1).
- Les conduites d'adduction et de distribution sont en acier galvanisé et en acier enrobé.
- L'alimentation en eau s'effectue périodiquement une fois par deux jours.
- La consommation actuelle par habitant est de 102 l/jours, sans tenir comptes des besoins des équipements et des pertes. Cette dotation est jugée faible.
- La production moyenne actuelle est évaluée à 5200 m<sup>3</sup>/par semaine, elle est de l'ordre de : 650 m<sup>3</sup> par jour. Celle-ci est répartie comme suit :
  - 290 m<sup>3</sup> par jour pour le Hammadia centre.
  - 360 m<sup>3</sup> par jour pour la cité El-harmal, 130 logements et la cité EPLF.

### **III-2- Situation du réseau d'AEP actuel**

Le réseau d'AEP actuel est composé des infrastructures suivantes :

- Les ressources en eau ;
- Réservoir de stockage ;
- Conduites d'adduction et de distribution (Acier Galvanisé, Acier Noir et PEHD).

#### **a. Ressource en eau**

La zone d'étude est actuellement alimentée par une eau souterraine des forages pompée et refoulée vers le réservoir, bache à eau et le château d'eau existant, puis elle est distribuée vers l'agglomération par gravité.

## **b. Ouvrage de stockage**

### **1. Réservoir**

Le réservoir R<sub>1</sub> doté d'une capacité de 600m<sup>3</sup>, il est alimenté par refoulement à partir des deux forages :

- F2 dit EL-HARMAL, d'un débit Q<sub>2</sub> = 10 l/s à une profondeur h<sub>2</sub> = 50m
- F4 dit EL-GHOUAL, d'un débit Q<sub>4</sub> = 10 l/s à une profondeur h<sub>4</sub> = 150m

Ce dernier alimente après les localités suivantes : cité EL-HARMAL, Lotissement Limitrophe et la partie Ouest de la ville de EL-HAMADIA avec une conduite en PVC de Ø200.

### **2. Château d'eau et la Bâche à eau**

Ils ont une capacité de 300 m<sup>3</sup>, ils sont alimentés par pompage à partir des forages

- F1 dit pépinière, d'un débit Q<sub>1</sub> = 4 l/s à une profondeur h<sub>1</sub> = 50m
- F3 dit ingénieur, d'un débit Q<sub>3</sub> = 8 l/s à une profondeur h<sub>3</sub> = 80m
- Puits de Sedjit, d'un débit Q<sub>5</sub> = 4 l/s à une profondeur h<sub>5</sub> = 13m

Ces derniers alimentent après le centre-ville d'EL-HAMADIA par une conduite en PVC de Ø125mm et une conduite de Ø150 en acier enrobé.

## **III-3- Diagnostic physique**

Avant d'entamer notre étude sur le réseau d'alimentation en eau potable un diagnostic physique de la zone doit être établi à savoir :

- Diagnostic des stations de pompages et ouvrages de stockage ;
- Diagnostic des conduites et la localisation des fuites.

### **a. Diagnostic des ouvrages existant**

L'alimentation en eau potable est constituée de quatre composantes essentielles qui sont :

- Les ressources en eau ;
- Les ouvrages de stockages ;
- Les adductions (refoulement) ;
- Le réseau de distribution ;

Lors de notre visite sur le site on a pu constater plusieurs anomalies et défaillance sur le réseau d'AEP existant, il est aussi à signaler que plusieurs localités et habitations souffrent du manque d'eau.

### 1. Château d'eau

- Toucher par un tassement différentiel ;
- niveau plate-forme de profondeur moins 0,30 m entièrement dégradée (fragments de béton non armé de mauvaise composition de matériaux), suivi de remblai en terre brute non compactée ;
- Passerelle située à un niveau de 10 m de hauteur sans garde-corps ;
- Apparition des fissures profondes flèches de 6 mm au niveau des réservations sans fourreaux ;
- L'échelle installée trop accentuée est amovible aux mouvements ;
- La totalité des vannes installées sont difficiles à repérées à cause de la végétation.

### 2. Bâche à eau

- Emplacement trop- plein accentué de 1.90 m de hauteur ;
- Terrasse sans étanchéité ;
- La clôture grillagée en Zimmerman dégradé ;
- Peinture dégradée à cause des conditions atmosphériques ;
- Le local technique à enduit intérieur d'effectuer.



**Figure III.2-** Etat extérieur et intérieur du Château d'eau et de la Bâche à eau

### 3. Réservoir R<sub>1</sub>

- Manque d'éclairage et détérioration de la clôture ;
- Absence d'étanchéité ;
- Nécessite un entretien.



Figure III.3 - Etat intérieur et extérieur du réservoir R<sub>1</sub>

### 4. Forage F1 Pépinière

- A abri entièrement dégradé ;
- Manque de clôture en maçonnerie avec une porte métallique ;
- Les équipements sont attaqués par les corrosions dues à l'abondance totale en entretien ;
- Forage à une insuffisance en énergie électrique et de disjoncteur isolé ;
- celui-ci non doté d'extincteur.

### 5. Forage F2 Ingénieurs

- Manque de clôture en maçonnerie avec une porte métallique ;
- A abri maçonné en pierres sèches non jointoyées au mortier de ciment ;
- L'infiltration des eaux de surface à partir d'un ancien fossé façonné par les agriculteurs ;
- Il n'est pas équipé d'extincteur.

### 6. Le puits

- Manque de clôture en maçonnerie avec une porte métallique ;
- Absence d'entretien, on remarque aussi que le couvercle n'a même pas de cadenas ;
- Les accessoires installés (conduite, vanne..) sur ce puits, sont dans un état dégradé.

Pour ce qui est des deux autres forages restants  $F_3$  et  $F_4$  on a pas pu malheureusement est y'accéder pour des raisons d'encombrement est d'insécurité.



**Figure III.4** - Etat extérieur du forage et du puits.

#### **b. Le système d'adduction**

A l'amont du système d'adduction de notre étude il existe deux conduites qui refoulent l'eau des forages vers les trois réserves existantes, après notre visite on a constatés que :

- Les conduite d'adduction attaquée par les corrosions sont épaufrées ;
- Absence de vannes et de regards de vannes d'AEP ;
- Plusieurs fuites dans différentes endroits ;
- Réseau très vétusté ;
- Conduites déterrés dans plusieurs endroits ;

Les caractéristiques de la chaîne d'adduction sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau III.1** - Données actuelles des forages et des conduites d'adduction

Forage	Débit (l/s)	Profondeur (m)	Diamètre d'adduction (mm)	Type de conduite
F1	8	50	102-114	Acier-Galvanisé
F2	10	50	100-150	Acier-Enrobé
F3	8	80	80-90	Acier-Galvanisé
F4	10	150	100-150	Acier-Enrobé

(Source DRE)

### c. Le système de distribution

La zone d'étude est dotée d'un réseau mixte (ramifié et maillé) en raison du placement des habitations qui sont un peu dispersées. Voir figure (III.1) ;

Parmi les anomalies qui se présentent dans ce réseau, on trouve celles qui sont relatives au fonctionnement du site :

- La non homogénéité dans la distribution de l'eau pour les habitants ;
- La forte dénivellation de cette zone provoque de fortes variations de pression ; la région qui se trouve à l'extrémité subit de fortes pressions, ce qui perturbe l'alimentation du Chef-lieu ;
- Les conduites de distribution en acier sont dans un état très dégradé ;
- On remarque aussi que la vitesse dans quelques tronçons est très faible.

Tableau récapitulatif des données actuelles des ouvrages et des conduites de distribution :

**Tableau III.2** - Données actuelles des ouvrages et des conduites de distribution

Ouvrages	Volume (m <sup>3</sup> )	Diamètre de distribution (mm)	Type de conduite
Réservoir	600	200	PVC
Château d'eau	250	150	Acier-Enrobé
Bâche à eau	50	125	PVC



**Figure III.8-** Etat des conduites et des vannes

#### **d. Recommandation**

Pour les ouvrages de stockage, nous recommandons :

- L'aménagement intérieur des ouvrages ;
- Renforcer le château d'eau par un mur de soutènement ou bien reconstruire un autre ;
- Réparer les fissures au niveau du réservoir ;
- Remplacé les vannes et les conduites corrodées ;
- Réhabilité les échelles en les rendant plus accessible ;
- Refaire l'étanchéité des ouvrages par une peinture plus étanche ;
- Réhabilitation et revêtement du voile et ceinture ;
- Remplacer les pompes par de nouvelles plus efficace qui donne un bon rendement.

Pour les forages, nous recommandons :

- Réhabiliter les échelles en les rendant plus accessibles ;
- Mettre des toits des grilles de protection ;
- Remplacer les accessoires par de nouveaux plus fiables ;
- Drainer les eaux de surface de telle sorte d'éviter l'infiltration dans le forage.

Pour les conduites, nous recommandons :

- Remplacer les anciennes conduites en acier galvanisé par de nouvelles en PEHD pour éviter les obturations ;
- Mettre en place des regards de vannes ;
- Eviter le branchement anarchique ;
- Changer les vannes et les conduites corrodées ;
- Remettre les conduites déterrées dans des tranchées, et les remblayer dans les normes ;
- L'état et les caractéristiques de l'ensemble des conduites de distributions nous incitent à procéder au changement de la structure de celui-ci, autrement dit proposer carrément un réseau neuf qui viendra pallier aux insuffisances de l'actuel ;
- Augmenter les diamètres des tronçons cités ci-dessus afin de garder les vitesses dans l'intervalle [0,5-1,5].

#### **III-4- Conclusion**

Dans ce présent chapitre on a fait un diagnostic sur le réseau qui nous a permis de conclure que le système d'AEP de la commune d'EL Hamadia (forage, réservoir, conduites d'adduction et de distribution) présente des anomalies et des défaillances dans le réseau, ce qui nécessite d'effectuer les recommandations citées ci-dessus à moyen terme et à long terme afin de garder un bon fonctionnement du réseau.

Le réservoir, un ouvrage conçu avec précision et finesse dans l'intérêt de stocké et de préservé une eau qu'elle soit potable destinée à la consommation publique ou à usage industriel ou bien pour l'agriculture, c'est aussi un régulateur de débit qui nous permet d'adapter la production à la consommation.

#### **IV-1- Rôle des réservoirs**

Les réservoirs jouent un rôle d'intermédiaire entre le réseau de distribution et le réseau d'adduction, ils occupent donc une place essentielle et importante dans le réseau d'alimentation en eau potable, de plus ils peuvent jouer plusieurs rôles tels que [3] :

- **Régulateur et accumulateur**

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, le débit refoulé par les pompes n'est toujours pas égale au débit consommé, un réservoir donc s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé.

- **Régularise la pression et le débit dans le réseau de distribution**

Afin d'assurer la pression nécessaire dans le point le plus éloigné, en aura donc besoin d'un réservoir d'équilibre qui est placé à un point et à une altitude précise.

- **Régularise le fonctionnement de la pompe**

Il permet de réduire la consommation et la dépense d'énergie en faisant le stockage la nuit et la distribution gravitaire pendant les heures de pointes.

- **Utilisé pour briser la charge**

Il est utilisé pour briser la charge, quand le terrain se trouve dans un relief accidenté en certains points du réseau ou on peut avoir des pressions non admissibles.

- **Assurer la réserve d'incendie**

Le réservoir doit toujours contenir, une réserve suffisante pour faire face aux besoins instantanés très importants du service chargé de la lutte contre l'incendie.

#### **IV-2- L'emplacement des réservoirs**

L'emplacement des réservoirs dépend essentiellement de [3] :

- Données topographiques ;
- La nature du terrain.

Et on doit aussi tenir compte des considérations suivantes :

- L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante
- L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou au centre de la ville (pour diminuer la perte de charge)
- La distribution se fait par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.

#### **IV-3- Classification des réservoirs**

On peut classer les réservoirs selon [3] :

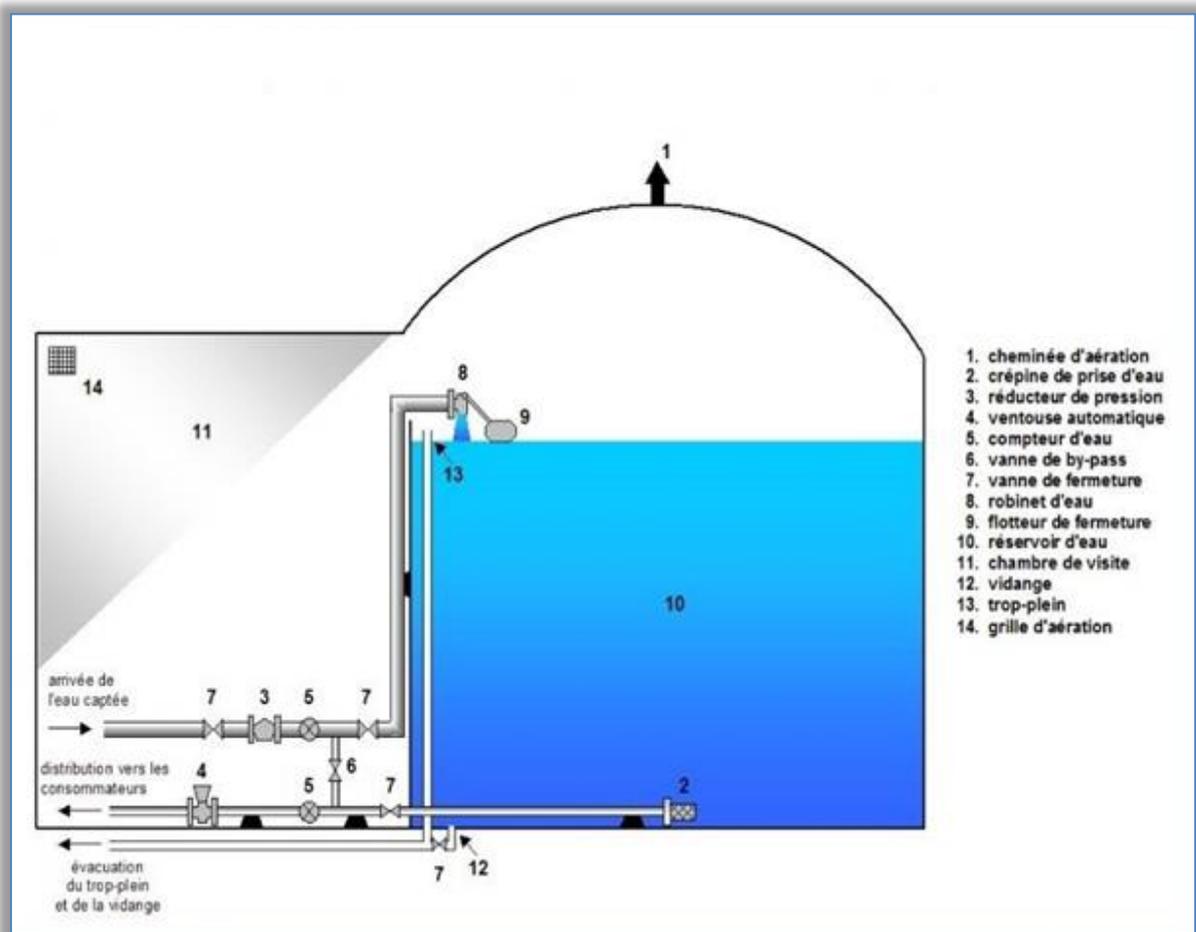
- **La position du réservoir par rapport au sol**
    - Enterrés ;
    - Semi-enterrés ;
    - Surélevé.
  
  - **La forme de la cuve**
    - Réservoir carré ;
    - Réservoir rectangulaire
    - Réservoir circulaire ;
    - Réservoir de forme quelconque.
  
  - **La nature des matériaux**
    - Réservoir métallique ;
    - Réservoir en maçonnerie ;
    - Réservoir en béton armée.
  
  - **Selon le mode de fermeture**
    - Réservoir non couvert ;
    - Réservoir couvert.
  
  - **Selon la complexité de la construction**
    - Réservoir simple ;
    - Réservoir multiple ;
    - Réservoir superposé ;
    - Réservoir superposé et multiple.
-

#### IV-4- Choix du type du réservoir

On a opté pour des réservoirs circulaires semi-enterrés pour les raisons suivantes :

- L'étude architecturale simplifiée ;
- L'étanchéité facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau à une température constante ;
- Les frais de terrassement sont moins onéreux.

Le schéma du réservoir semi-enterré est illustré dans la figure (IV.1) ci-dessous :



**Figure IV.1** - Coupe transversale d'un réservoir semi enterré cylindrique.

#### IV-5- Fontaineries et équipements du réservoir

Chaque réservoir doit être équipé de [3] :

##### a. Conduite d'adduction

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

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

L'adduction peut s'effectuer soit :

- Par passage à travers le radier, ou se verser en chute libre qui provoque une oxygénation de l'eau, ce qui est favorable pour les eaux souterraines ;
- En plongeant la conduite d'adduction de façon que son extrémité soit toujours noyée.

Le schéma de la conduite d'adduction illustré dans la figure (IV.2) ci-dessous :

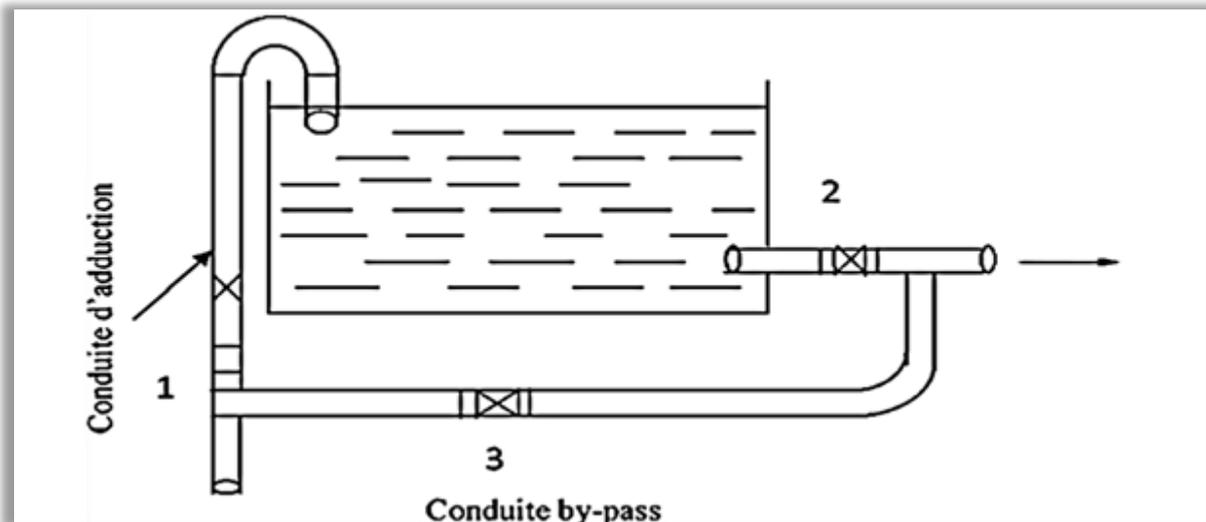


Figure IV.2 - Conduite d'adduction

### b. Conduite de distribution

Pour mieux faciliter le passage de l'eau dans le réservoir, le départ de la conduite de distribution doit être à l'opposé de celle d'arriver, à une hauteur d'environ 0,15 à 0,20m au-dessus du radier. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex. Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

La conduite de distribution est schématisée dans la figure (IV.3) ci-dessous :

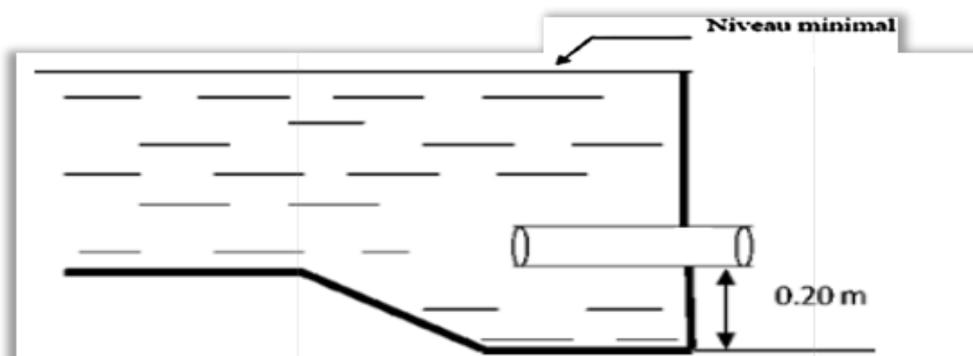


Figure IV.3 - Conduite de distribution

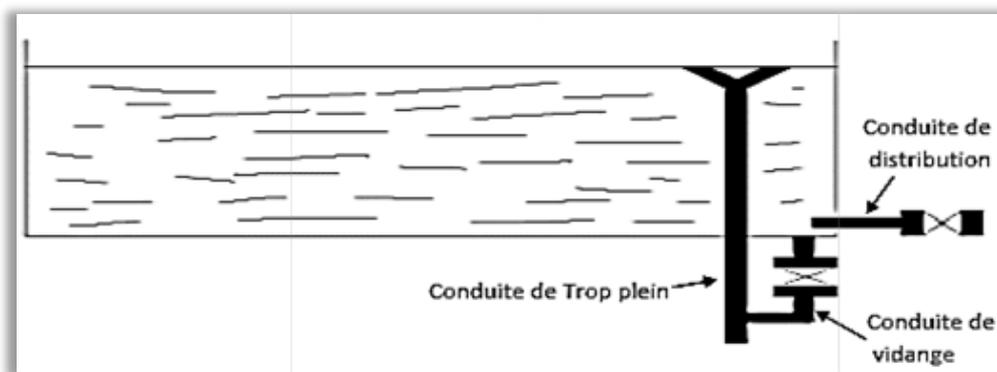
### c. Conduite de trop-plein

La conduite de trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal du réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Cette conduite doit être aménagée par un joint hydraulique en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

### d. Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne qui se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

Le schéma de la conduite de trop plein et de vidange est illustré dans la figure (IV.4) :



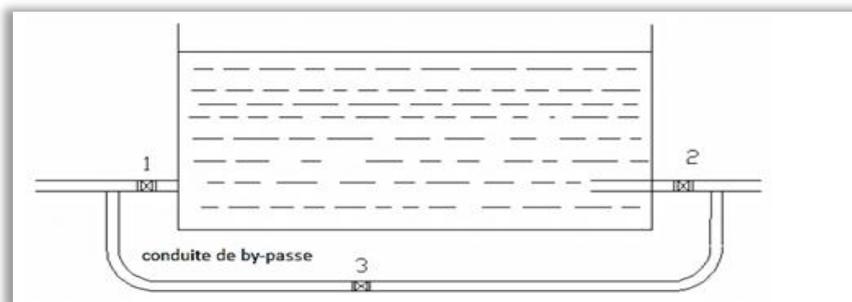
**Figure IV.4** - Conduite de vidange

### e. Conduite by-pass

La distribution d'eau pendant le nettoyage du réservoir est assurée par un dispositif appelé by-pass reliant la conduite d'adduction à celle de distribution, son principe de fonctionnement est le suivant :

- En temps normal : (1) et (2) sont ouvertes et (3) est fermée ;
- En by-pass : (1) et (2) sont fermés et (3) est ouverte.

Le schéma de la conduite by-pass est illustré dans la figure (IV.5) ci-dessous :



**Figure IV.5** - Conduits by-pass

### f. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Afin de conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut éviter son utilisation en service normal, pour cela, nous devons équiper le réservoir d'un système siphon. C'est une disposition spéciale de la vanterie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

Comme il est schématisé dans la figure (IV.6) ci-dessous :

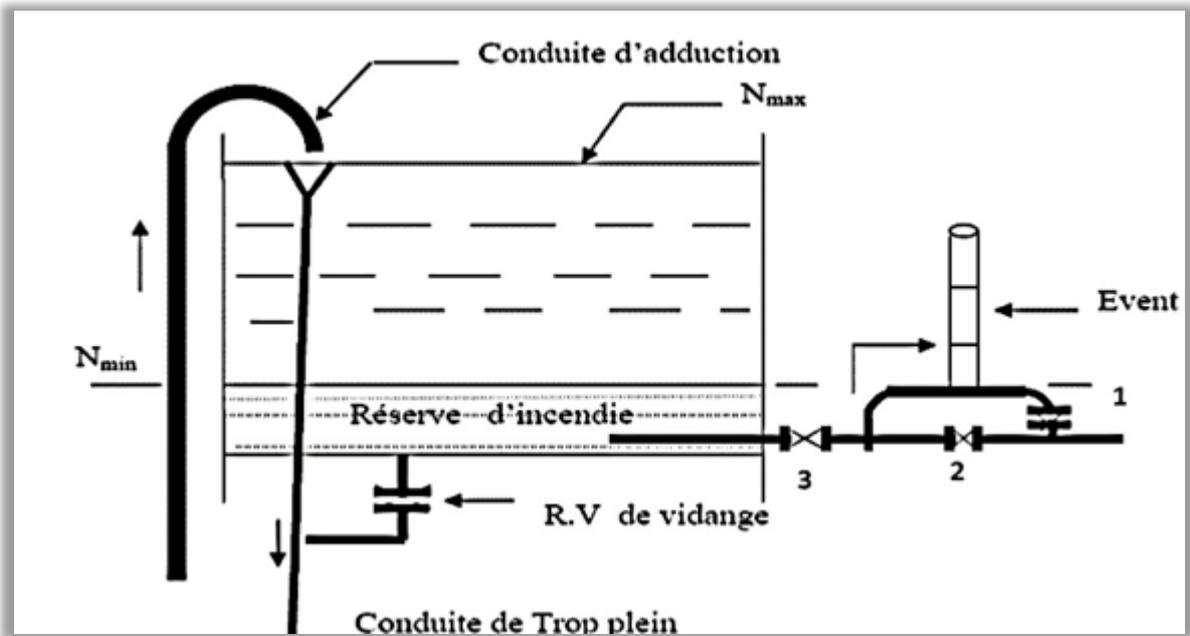


Figure IV.6 - Matérialisation de la réserve d'incendie

#### IV-6- Dimensionnement des réservoirs

##### a. Capacité théorique des réservoirs

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont (adduction) d'une part, et d'autre part du régime de distribution (consommation maximale journalière de l'agglomération).

Afin d'estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder soit par la méthode graphique soit par la méthode analytique en suivant les étapes ci-dessous :

- La distribution du débit maximal journalier sur les heures en tenant compte du coefficient de la variation horaire ( $K_{\max,h}$ ); voir l'annexe 1 ;
- On répartit le débit d'apport sur les 18h dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 15h dans le cas où c'est un refoulement ;
- On calculera le résidu pour chaque heure, la somme entre la valeur maximale positive et la valeur minimale négative en valeur absolue sera égale au résidu maximal dans le réservoir ;

- On fait la différence entre le pourcentage du débit entrant et le pourcentage du débit sortant du réservoir.

$$P_{\%} = |R_{\max}^+| + |R_{\max}^-| \quad (\text{IV-1})$$

Avec :  $R^+$ : Excédent en eau à différentes heures de la journée

$$R^+ = \text{Sortie} - \text{Apport si Apport} > \text{Sortie}$$

$R^-$ : Insuffisances en eau à différentes heures de la journée

$$R^- = \text{Sortie} - \text{Apport si Sortie} > \text{Apport}$$

Le volume total du réservoir est déterminé par la formule ci-dessous :

$$V_{\text{tr}} = V_{\text{u}} + V_{\text{incendie}} \quad (\text{IV-2})$$

$$V_{\text{u}} = [P_{\%} \times Q_{\text{max},j}] / 100 \quad (\text{IV-3})$$

Avec :

- $P_{\%}$  : Le résidu max journalier ;
- $Q_{\text{max},j}$  : Le débit max journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $V_{\text{tr}}$ : Le volume total du réservoir ( $\text{m}^3$ ) ;
- $V_{\text{u}}$  : Le volume utile à la consommation ( $\text{m}^3$ );
- $V_{\text{incendie}}$  : Le volume d'incendie ( $120 \text{ m}^3$ ).

### b. Vérification de la capacité du réservoir

Dans notre cas on a un réservoir d'une capacité de  $600\text{m}^3$ , un château d'eau de  $250\text{m}^3$  et une bâche à eau de  $50\text{m}^3$  qui alimente la commune avec une population actuel de 9467 habitants et une consommation de  $2839,82\text{m}^3/\text{j}$ .

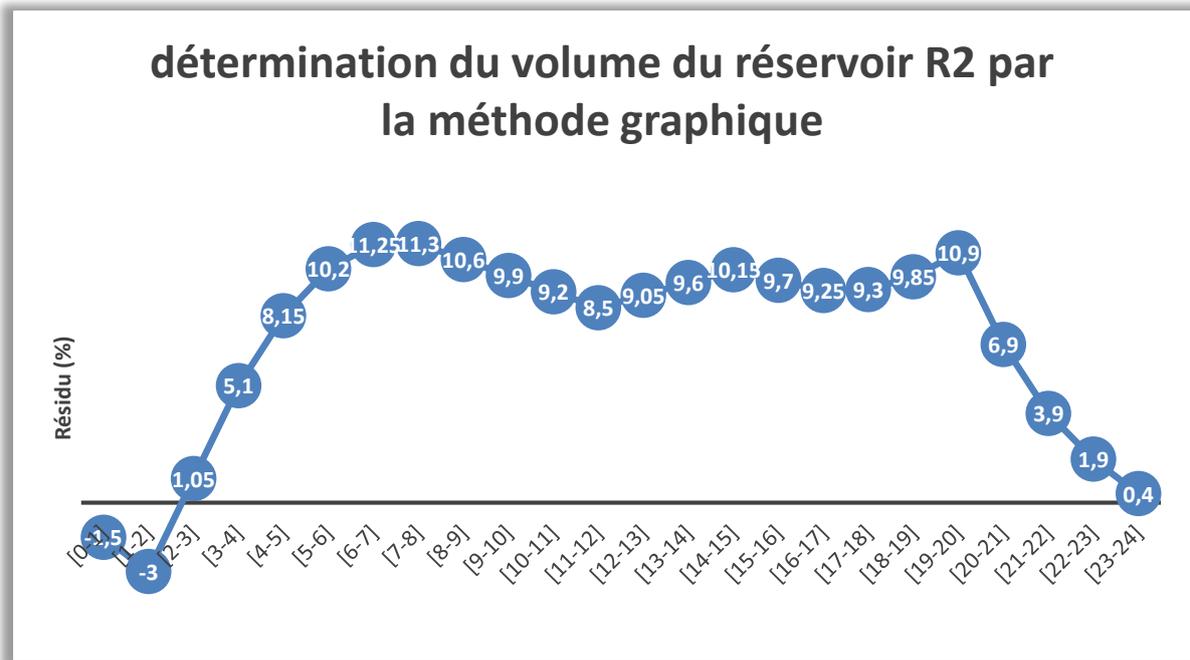
- Le volume distribué : il s'agit des volumes horaires distribué pour la commune ;
- Le volume apporté : il s'agit du volume refoulé par les forages vers le réservoir ;

On a donc :  $\alpha_{\text{max}} = 1.3$  et  $\beta_{\text{max}} = 1.14$  D'où :  $K_{\text{max},h} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} = 1.48$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau (IV.1) et la figure (IV.7) ci-dessous :

**Tableau IV.1-** La vérification de la capacité du réservoir

Heure	K <sub>max,h</sub>	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /j	%	m <sup>3</sup> /j	%	%	%	%
0-1	1,50	0	0	123,83	1,50	-	-1,50	-1,5
1-2	1,50	0	0	123,83	1,50	-	-1,50	<b>-3,00</b>
2-3	1,50	458,65	5,55	123,83	1,50	4,05	-	1,05
3-4	1,50	458,65	5,55	123,83	1,50	4,05	-	5,10
4-5	2,50	458,65	5,55	206,39	2,50	3,05	-	8,15
5-6	3,50	458,65	5,55	288,95	3,50	2,05	-	10,2
6-7	4,50	458,65	5,55	371,50	4,50	1,05	-	11,25
7-8	5,50	458,65	5,55	454,06	5,50	0,05	-	<b>11,30</b>
8-9	6,25	458,65	5,55	515,98	6,25	-	-0,7	10,60
9-10	6,25	458,65	5,55	515,98	6,25	-	-0,7	9,90
10-11	6,25	458,65	5,55	515,98	6,25	-	-0,7	9,20
11-12	6,25	458,65	5,55	515,98	6,25	-	-0,7	8,50
12-13	5,00	458,65	5,55	412,78	5,00	0,55	-	9,05
13-14	5,00	458,65	5,55	412,78	5,00	0,55	-	9,60
14-15	5,50	458,65	5,55	412,78	5,00	0,55	-	10,15
15-16	6,00	458,65	5,55	495,33	6,00	-	-0,45	9,70
16-17	6,00	458,65	5,55	495,33	6,00	-	-0,45	9,25
17-18	5,50	458,65	5,55	454,06	5,50	0,05	-	9,30
18-19	5,00	458,65	5,55	412,78	5,00	0,55	-	9,85
19-20	4,50	458,65	5,55	371,50	4,50	1,05	-	10,90
20-21	4,00	0	0	330,22	4,00	-	-4	6,90
21-22	3,00	0	0	247,67	3,00	-	-3	3,90
22-23	2,00	0	0	165,11	2,00	-	-2,00	1,90
23-24	1,50	0	0	123,83	1,50	-	-1,50	0,40
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>8255,65</b>	<b>100</b>	<b>8255,65</b>	<b>100</b>	-	-	-



**Figure IV.7** - La représentation graphique du volume du réservoir

D'après les résultats du tableau (IV-1) on a :

$$P_{\%} = |11,30 + |-3|| = 14,30\%$$

$$V_u = (8255,65 \times 14,30)/100 = 1180,56 \text{ m}^3$$

$$V_{tr} = 1180,56 + 120 = 1300,56 \text{ m}^3$$

On constate donc qu'on a un manque de **515,21m<sup>3</sup>**, donc la somme des réserves( **R<sub>1</sub>**, Bâche à eau et le château d'eau) sont insuffisantes pour reprendre aux besoins de la population, on projette donc de créer un nouveau réservoir semi-enterré **R<sub>2</sub>** d'une capacité **600 m<sup>3</sup>** au voisinage de **R<sub>1</sub>**.

- **Calcul du diamètre du réservoir**

On sait que la hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètre dans les petites villes, on prend donc H=4m :

Le diamètre se détermine comme suit :

$$D_r = [(4 \times V_t)/(\pi \times H)]^{1/2} \quad (IV-4)$$

Avec :  $V_t = 600\text{m}^3$        $D_r = [(4 \times 600)/(\pi \times 4)]^{1/2}$

$$D_r = 13,82\text{m}$$

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

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times V_{\text{incendie}}) / (\pi \times D_f^2)] \quad (\text{IV-5})$$

Donc :

$$H_{\text{incendie}} = [(4 \times 120) / (\pi \times 13,82^2)]$$

$$H_{\text{incendie}} = 0,80\text{m}$$

- **Calcul de la hauteur disponible**

$$H_{\text{dis}} = H - H_{\text{incendie}} \quad (\text{IV-6})$$

$$H_{\text{dis}} = 4 - 0,80$$

$$H_{\text{dis}} = 3,20\text{m}$$

#### **IV-7- Conclusion**

Dans ce chapitre on a trouvé le déficit qui manquait aux trois réserves existantes, puis on a déterminé le volume du nouveau réservoir **R<sub>2</sub>** et ses dimensions (diamètre, hauteur d'incendie) qui assurera l'alimentation continue en eau potable de cette région.

Le réservoir sera donc alimenté par le forage **F<sub>4</sub>** par refoulement et qui alimentera à son tour le centre-ville et le côté ouest la ville.

---

---

L'adduction est le procédé qui permet de transporter des débits d'eau depuis les zones de captage jusqu'au point de stockage ou de distribution (réservoirs, bache d'eau ....etc.), en fonction du relief de la région à alimenter on distingue trois types d'adduction :

- **Adduction par refoulement**

L'adduction est dite par refoulement lorsque le déplacement de l'eau est assuré par une pompe, le lieu de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, ce qui nécessite l'emploi d'un système de pompage pour créer une pression dans les conduites du réseau d'adduction.

- **Adduction gravitaire**

Le lieu de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir d'accumulation ce qui fait intervenir la pesanteur seul dans l'écoulement des eaux dans les conduites du réseau d'adduction et le débit transitant est permanent.

- **Adduction mixte**

Lorsqu'un réservoir d'accumulation intermédiaire reçoit en premier temps une eau par refoulement et que dans un deuxième temps, cette eau est évacuée par gravité jusqu'à un réservoir situé plus bas, on parle ici d'adduction mixte [3]:

### V-1- Choix du tracé

Le choix du tracé se fait en tenant compte des paramètres technico-économique, donc il faut respecter certaines règles notamment [4] :

- Avoir un profil en long très régulier, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation ;
- Eviter les contre pentes qui peuvent donner lieu en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer ;
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnement en vue de faciliter les répartitions éventuelles ;
- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes ;
- On préfère souvent de le concevoir le long des routes ou bien des pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation, c'est-à-dire :
  - Faciliter l'accès pour l'entretien et la réparation ;
  - Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.
- Choisir le tracé le plus court et réguliers pour réduire le coût de réalisation des conduites ;
- Eviter les forêts et les zones marécageuse.

## **V-2-Choix du type des conduites**

Le choix de types des conduites à utiliser repose sur certains critères qu'on doit respecter qui sont [4] :

- Le diamètre économique ;
- La pression de l'eau ;
- La nature de l'eau ;
- La nature du terrain ;
- La longueur des conduites ;
- La disponibilité sur le marché ;

Il existe des différents types de conduite, selon le matériau consultatif, on distingue :

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

Dans l'adduction nous avons opté pour des conduites en PEHD vu les avantages qu'elles représentent [4] :

- Facilité de pose (grande flexibilité) ;
- Fiables au niveau des branchements (pas de fuites) ;
- Repend parfaitement aux normes de potabilité ;
- Longue durée de vie (jusqu'à 50 ans avec une température de 20°C) ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très fiable) ;
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique et à l'entartrage ;

## **V-3- Profil en long d'une adduction**

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de l'adduction. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain.

## **V-4- Schéma d'adduction**

Le schéma d'adduction projeté est représenté comme suit dans la figure (V-1), il est composé d'une seule chaîne de refoulement, cette dernière concerne les conduites d'adduction par refoulement pour les eaux du forage destiné à alimenter la ville de EL Hamadia avec un débit de (20 l/s) à partir des deux forages F2 et F4.

## **V-5- Equipement de l'adduction**

Le long d'une canalisation d'adduction, divers organes accessoires sont installés, parmi lesquels on distingue :

---

**a. Robinet et vannes**

Permettent l'isolement des tronçons des conduites en cas de travaux de réparation ou autres, on distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon (Voir Annexe 02 et 03).

**b. Clapets**

On les place généralement Pour empêcher le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu. (Voir Annexe 04).

**c. Ventouses**

Elles sont placées au point les plus hauts, permettant l'évacuation des bulls d'air qui s'y accumulent (Voir Annexe 05).

**d. vidanges**

Elles sont placées au point le plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins.

**V-6- Etude technico-économique des conduites**

Si on adopte un grand diamètre, le prix de la canalisation sera élevé et les pertes de charge diminuent, ce qui nous permet d'économiser sur le prix de la pompe à utiliser et aussi sur le prix de l'énergie nécessaire au pompage. Par contre, si on adopte un petit diamètre on fait augmenter les pertes de charge, ce qui engendre plus de dépense sur l'énergie de pompage.

Donc, on a un intérêt à choisir un diamètre << D >> appelé << Diamètre économique >> qui résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses d'exploitation [3].

Cependant la vitesse d'écoulement doit rester comprise entre 0,5 et 1,5 m/s .

Les paramètres qui interviennent dans les calculs des diamètres des conduites sont :

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

**a. Calcul du diamètre économique****1. Dimensionnement de la conduite**

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal n se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre.

---

## 2. Méthode de calcul

Dans la pratique, le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse qui est comprise entre 0,5 et 1,5  $m/s$  à respecter, ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONNIN et BRESS. Ces formules sont données comme suit [5] :

La formule de **BONNIN** :

$$D = \sqrt{Q} \quad (V-1)$$

La formule de **BRESS** :

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (V-2)$$

Avec :

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

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux.

### b. Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se calcule à partir de la formule suivante :

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

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement ( $m/s$ ) ;
- Q : Débit véhiculé par la conduite ( $m^3/s$ ) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

### c. Calcul des pertes de charge

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

- Pertes de charge linéaires qui correspondent aux frottements de l'eau contre les parois de la tuyauterie, elles sont exprimées en (m/m) et varient avec le débit qui transite dans l'adduction ;
- Quand la conduite subit de brusque variation de section ou de direction, il se produit des pertes de charges dites singulières, elles sont généralement mesurables et font des caractéristiques de l'installation. Elles sont généralement données par le constructeur et exprimées en (m/m).

### a. Les pertes de charge linéaires ( $J_l$ )

Elles sont données par la formule de Darcy-Weisbach :

$$J_l = \frac{\lambda L v^2}{2gD} \quad (\text{V-4})$$

Avec :

- $J_l$  : Perte de charge linéaire ( $m/m$ ).
- $g$  : Accélération de la pesanteur ( $9,81 m/s^2$ ) ;
- $L$  : Longueur de la conduite (m) ;
- $D$  : Diamètre de la conduite (m) ;
- $V$  : Vitesse moyenne de l'écoulement ( $m/s$ ) ;
- $\lambda$  : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

#### - Calcul du coefficient de pertes de charge $\lambda$

Pour déterminer le coefficient des pertes de charges ( $\lambda$ ) aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes, et pour plus de commodité  $\lambda$  est déterminé à partir de l'abaque de MOODY (voir annexe 06).

##### - Régime transitoire

Formule de COOLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{2,5}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{K}{3,71 D} \right] \quad (\text{V-5})$$

##### - Régime turbulent rugueux

Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = \left( 1,14 - 0,86 \times \ln \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad (\text{V-6})$$

Avec :

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

$$Re = \frac{(V \times D)}{\nu} \quad (\text{V-7})$$

- $\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS :

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + (0,0337 \times t) + (0,00022 \times t^2))} \quad (\text{V-8})$$

Avec :

- T : température de l'eau en degré, a  $T = 20^{\circ}\text{C}$  :  $\nu = 0,01 \text{ stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Pour les conduites en fonte ductile : K est égale à 0,15 mm.

La rugosité relative : c'est le rapport entre la rugosité K et le diamètre de la conduite D, elle est exprimée par  $(K/D)$ .

### b. Les pertes de charge singulière $J_s$

Les pertes de charge singulière  $J_s$ , sont celles occasionnées par des singularités (coudes, vannes,.... etc.). Elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte ductile :

$$J_s = 0,15 \times J_l \quad (\text{V-9})$$

### c. Les pertes de charge totales $J_t$

Elles représentent la somme des pertes charge linéaires et singulière pour chaque conduite de longueur L, donc on aura :

$$\begin{aligned} J_t &= J_l + J_s \\ J_t &= J_l + (0,15 \times J_l) \\ J_t &= 1,15 \times J_l \end{aligned} \quad (\text{V-10})$$

## V-7- Calcul hydraulique

### a. Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt)

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

$$\text{Hmt} = H_g + H_t \quad (\text{V-11})$$

Avec :

- Hmt : La hauteur manométrique totale (m) ;
- $H_g$  : La hauteur géométrique (m) ;
- $H_t$  : Les pertes de charge totale (m).

### b. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P_a = \frac{g \times Q \times \text{Hmt}}{\eta} \quad (\text{V-12})$$

Avec :

- $P_a$  : La puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- Q : Le débit refoulé en  $(\text{m}^3/\text{s})$  ;
- Hmt : la hauteur manométrique totale (m) ;
- $\eta$  : Le rendement de la pompe en (%), on prend  $\eta = 75 \%$ .

### c. Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la formule suivante :

$$E = p_a \times T_p \times 365 \quad (\text{V-13})$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (KW.h) ;
- $T_p$  : Nombre d'heure de pompage (18 h) ;
- $P_a$  : puissance absorbée par la pompe (KW).

#### **d. Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{\text{exp}} = E \times p_e \quad (\text{V-14})$$

Avec :

- $F_{\text{exp}}$  : Les frais d'exploitation (DA) ;
- E : l'énergie consommée par la pompe (KW.h) ;
- $p_e$  : le prix d'un KWh ( $p_e = 4,67$  DA/KW.h).

#### **e. Frais d'amortissement**

Ils se déterminent par l'expression suivante :

$$F_{\text{am}} = P_r \times L \times A \quad (\text{V-15})$$

Avec :

- $P_r$  : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
- L : longueur de la conduite(m) ;
- A : Amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{V-16})$$

Avec :

- i : Taux d'annuité = 8% ;
- n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n=40).

D'où :

$$A = \frac{0,08}{(1,08)^{40} - 1} + 0,08 = 0,084$$

**f. Calcul du bilan**

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad (\text{V-17})$$

Avec :

- $B_L$  : Bilan (DA) ;
- $F_{\text{exp}}$  : frais d'exploitation (DA) ;
- $F_{\text{am}}$  : Frais d'amortissement (DA).

**V-8- Etude techno-économique**

Cette étude a pour but de déterminer le cout le plus économique entre la réalisation d'une station de reprise entre F4 – R2 ou sans sa réalisation en gardant la chaine de refoulement telle qu'elle est, ce qui nous on mènes donc à procéder comme suit :

**a. Dimensionnement de la station de reprise**

La station de reprise est un réservoir de petite dimension équipé d'une station de pompage permettant le refoulement d'un point bas vers le point le plus haut, leur dimensionnement sera déterminé selon le temps nécessaire. Pour des stations de reprise circulaires, un temps de 10 à 20 minutes.

Et pour notre cas on a choisi le temps de pompage de 15 min  $t = 1/4$  h.

La station de reprise est dimensionnée par la formule suivante :

$$V_{\text{sr}} = Q_f \times t/T \quad (\text{V-18})$$

Avec :

- $V_{\text{sr}}$  : Volume de la station de reprise ( $\text{m}^3$ ) ;
- $t$  : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (h) ;
- $Q_f$  : Débit maximal journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;
- $T$  : Le temps de pompage (h).

La station de reprise se situe à une altitude de 1032 m, elle reçoit un débit de 10 l/s, par refoulement à partir du forage F4 qui se situe à El Harmal pendant un temps de 18 h.

Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé selon le temps de réserve qui est  $t = 1/4$  h.

Les résultats détaillés de dimensionnement sont donnés dans le tableau (V-1) ci-dessous :

**Tableau V.1** - détermination de la capacité de la station de reprise

Désignation	Unité	Horizon 2058
Débit transit	m <sup>3</sup> /h	48
Temps de réserve	H	0,25
Capacité calculée	m <sup>3</sup>	12
Capacité du réservoir projeté	m <sup>3</sup>	15

**b. Calcul des frais d'exploitation de la station de reprise****1. Le cout total des pompes avec station de reprise**

A l'aide d'un catalogue numérique, nous avons opté pour une pompe immergée à axe verticale pour le forage et une pompe centrifuge multicellulaire pour la station de reprise. Dont les frais d'exploitations sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.2** – les frais d'exploitations des pompes

Tronçons	Type de pompe	P <sub>a</sub> (Kw)	E (Kw.h)	P <sub>e</sub> (DA/Kw.h)	F <sub>exp</sub> (DA)
<b>F4-SR</b>	P6C/3/24/12A	30	197100	4,67	920457
<b>SR-R2</b>	PM80/4A	9	59130	4,67	276137,10
				Total	1196594,10

**2. Le cout total des pompes sans station de reprise**

D'après le catalogue numérique on a opté pour une pompe immergée à axe vertical, dont les frais d'exploitations sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.3** – les frais d'exploitations des pompes

Tronçons	Type de pompe	P <sub>a</sub> (Kw)	E (Kw.h)	P <sub>e</sub> (DA/Kw.h)	F <sub>exp</sub> (DA)
<b>F4-R2</b>	P6C/3/24/16A	33	216810	4,67	1012502,70

**Constatation :** D'après les deux tableaux (V.2) et (V.3) on constate que la solution la plus économique est de faire une adduction directe du forage vers le réservoir.

**V-9- Calcul des diamètres économiques des deux tronçons :**

Les tronçons sont en parallèle et chacun d'entre eux véhicule le même débit, donc on aura un seul diamètre normalisé possible pour les deux tronçons inclus entre l'intervalle calculé par les deux formules BONNIN et BRESS, il est nécessaire de ressortir toutes les combinaisons de diamètre possible et d'établir le bilan des frais d'amortissement et des frais d'exploitation (prix des conduites sont mentionnés dans (l'annexe 7 et 8)) des différentes combinaisons et de choisir celle qui minimise le mieux ce bilan.

Pour cela, on a utilisé Excel comme outil de calcul qui nous permis de ressortir toutes les combinaisons possible des diamètres de ces deux tronçons, et de calculé les paramètres nécessaire à la détermination du bilan.

Les données à introduire :

- Le coefficient de rugosité  $k$  ;
- Le débit de chaque tronçon ;
- La longueur de chaque tronçon ;
- La hauteur géométrique  $H_g$  ;
- Les diamètres normalisés ;
- Le cout unitaire de chaque diamètre normalisé ;
- Le cout du (Kw.h) ;
- Le temps de pompage.

Traitement et calcul :

- Le calcul des diamètres en utilisant les formules de BONNIN et BRESS ;
- Ressortir les diamètres normalisés pour tous les tronçons ;
- Calcul du coefficient de frottement  $\lambda$  ;
- Calcul des pertes de charge dans les deux tronçons ;
- Déterminer le cout de chaque tronçon ;
- Ressortir les combinaisons des diamètres ainsi que les pertes de charge ;
- Le Hmt de chaque combinaison ;
- Puissance absorbée par la pompe et l'énergie consommée en une année ;
- Les frais d'amortissement et les frais d'exploitation de chaque combinaison ;
- Le bilan ;
- Ressortir la combinaison qui minimise le bilan.

Résultat :

- La meilleure combinaison ;
- Les pertes de charge ;
- Le bilan.

#### **a. Chaîne de refoulement des eaux de forage**

Le réservoir (R1) reçoit de l'eau du forage par refoulement de la part (F2).

##### **1. Tronçon (F2-R1)**

Données :

- Longueur :  $L = 660$  m ;
  - Débit :  $Q = 10$  l/s ;
  - Hauteur géométrique :  $H_g = 69$ m
-

D'après :

- BONNIN :  $D_{n1} = 0,100\text{m}$  ;
- BRESS :  $D_{n2} = 0,150\text{m}$  ;

D'où les diamètres normalisés sont : 90, 110, 125, 160 mm avec une pression nominale de 16 bars (PN 16).

- **Calcul de Hmt**

**Tableau V.4 - Calcul de la Hmt (F2-R1)**

<b>D(m)</b>	<b>L (m)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>Re</b>	$\lambda$	<b>J (m/ml)</b>	<b>Ht(m)</b>	<b>Hmt(m)</b>
<b>0,090</b>	660	2,6134	182412,542	0,01694806	0,0845	61,3622	130,3622
<b>0,100</b>	660	1,7458	149091,282	0,01733633	0,0245	17,7742	86,7742
<b>0,125</b>	660	1,3532	131261,809	0,01763611	0,0132	9,5601	78,5601
<b>0,160</b>	660	0,8254	102515,261	0,01832645	0,0040	2,8876	71,8876

- **Calcul des frais d'exploitation**

**Tableau V.5 - Calcul des frais d'exploitation (F2-R1)**

<b>D (m)</b>	<b>Pa (Kw)</b>	<b>E (Kwh)</b>	<b>F<sub>exp</sub>(DA/Kwh)</b>
<b>0,090</b>	17,051	112027,53	523168,54
<b>0,100</b>	11,350	74569,96	348241,70
<b>0,125</b>	10,276	67511,12	315276,92
<b>0,160</b>	9,403	61777,00	288498,59

- **Calcul des frais d'amortissement**

**Tableau V.6 - Calcul des frais d'amortissement (F2-R1)**

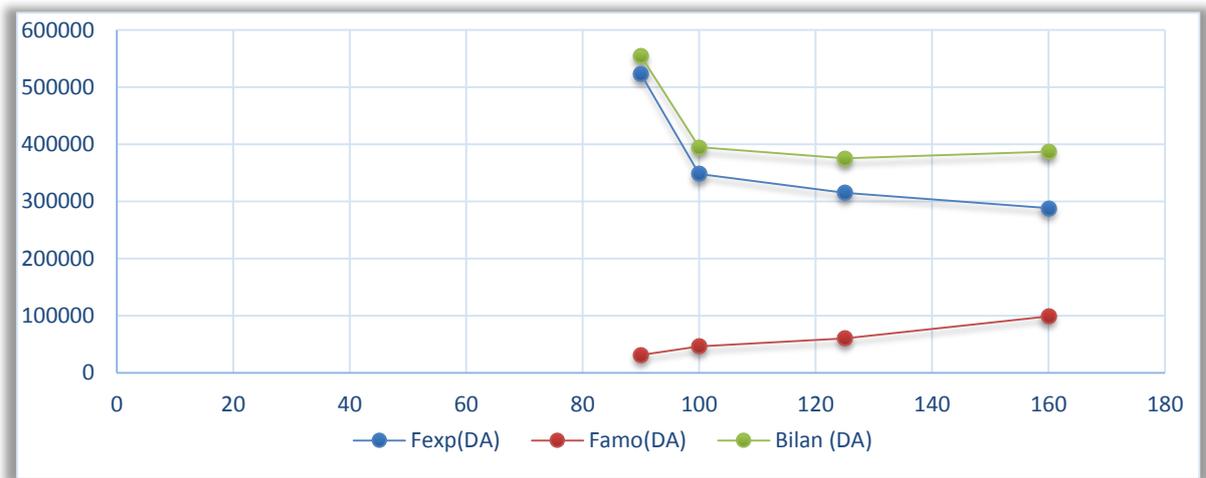
<b>D (m)</b>	<b>P<sub>r</sub> (DA/ml)</b>	<b>L(m)</b>	<b>F<sub>amo</sub>(DA)</b>
<b>0,090</b>	571,69	660	31656,762
<b>0,100</b>	844,3	660	46752,268
<b>0,125</b>	1093,08	660	60528,212
<b>0,160</b>	1786,51	660	98926,205

- **Calcul du bilan**

Les frais d'exploitation, d'amortissement et le bilan des différents diamètres des conduites en PEHD, pour le choix du tronçon (F2-R1) sont représentés dans le tableau (V.7) et la figure (V.1) comme suit :

**Tableau V.7 - Calcul du bilan (F2-R1)**

<b>D (m)</b>	<b>V (m/s)</b>	<b>F<sub>exp</sub>(DA)</b>	<b>F<sub>amo</sub>(DA)</b>	<b>Bilan (DA)</b>
0,090	2,6134	523168,54	31656,762	554825,31
0,100	1,7458	348241,70	46752,268	394993,97
<b>0,125</b>	<b>1,3532</b>	<b>315276,92</b>	<b>60528,212</b>	<b>375805,13</b>
0,160	0,8254	288498,59	98926,205	387424,79

**Figure V.2-** Les frais d'exploitation, d'amortissement, et le bilan des différents diamètres des conduites en PEHD, tronçon (F2-R1).

D'après le tableau (V.7) et la figure (V.1) on trouve que le diamètre le plus économique est 125 mm (PN 16) avec une vitesse acceptable de 1,3532 m/s et une Hmt de 78,5601 m.

## 2. Tronçons (F4-R2)

Données :

- Longueur :  $L=2200$  m ;
- Débit :  $Q = 10$  l/s ;
- Hauteur géométrique :  $H_g = 182$  m.

D'après :

- BONNIN :  $D_{n1} = 0,100$  m ;
- BRESS :  $D_{n2} = 0,150$  m.

D'où les diamètres normalisés sont : 90, 110, 125, 160 mm avec une pression nominale de 25 bars (PN25).

- Calcul de Hmt

Tableau V.8 - Calcul de la Hmt (F4-R2)

D(m)	L (m)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/ml)	Ht(m)	Hmt(m)
<b>0,090</b>	2200	2,9768	194684,946	0,0168471	0,1163	281,5613	463,5613
<b>0,100</b>	2200	1,9994	159553,828	0,01719351	0,0318	77,0720	259,0720
<b>0,125</b>	2200	1,5443	140224,619	0,01747562	0,0170	41,1259	223,1259
<b>0,160</b>	2200	0,9430	109573,111	0,01812714	0,0051	12,4257	194,4257

- Calcule des frais d'exploitation

Tableau V.9 - Calcul des frais d'exploitation (F4-R2)

D (m)	Pa (Kw)	E (Kwh)	F <sub>exp</sub> (DA/Kwh)
<b>0,090</b>	60,634	398364,19	1860360,75
<b>0,100</b>	33,887	222635,11	1039705,98
<b>0,125</b>	29,185	191744,62	895447,36
<b>0,160</b>	25,431	167080,90	780267,82

- Calcul des frais d'amortissement

Tableau V.10 - Calcul des frais d'amortissement (F2-R2)

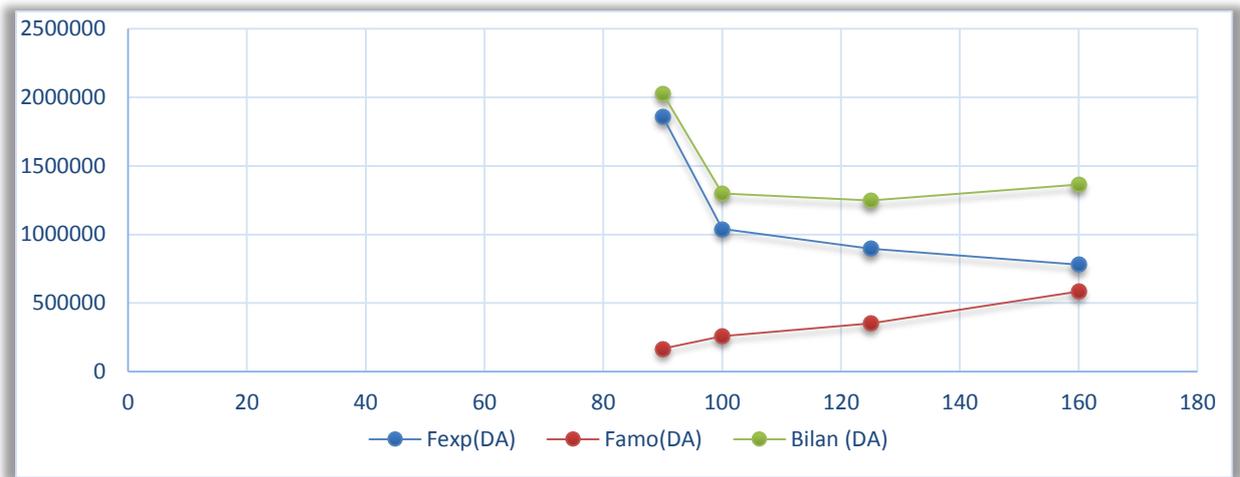
D (m)	P <sub>r</sub> (DA/ml)	L(m)	F <sub>amo</sub> (DA)
<b>0,090</b>	911,71	2200	168283,432
<b>0,100</b>	1399,36	2200	258293,869
<b>0,125</b>	1903,76	2200	351396,021
<b>0,160</b>	3168,16	2200	584778,973

- Calcul du bilan

Les frais d'exploitation, d'amortissement et le bilan des différents diamètres des conduites en PEHD, pour le choix du tronçon (F4-R4) sont représentés dans le tableau (V.11) et la figure (V.2) comme suit :

Tableau V.11 - Calcul du bilan (F4-R1)

D (m)	V (m/s)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>amo</sub> (DA)	Bilan (DA)
0,090	2,9768	1860360,75	168283,432	2028644,18
0,100	1,9994	1039705,98	258293,869	1297999,85
0,125	1,5443	895447,36	351396,021	1246843,38
<b>0,160</b>	<b>0,9430</b>	<b>780267,82</b>	<b>584778,973</b>	<b>1365046,80</b>



**Figure V.3** - Les frais d'exploitation, d'amortissement, et le bilan des différents diamètres des conduites en PEHD, tronçon (F4-R2).

D'après le tableau (V.11) et la figure (V.3) on trouve que le diamètre le plus économique est 160 mm (PN25) avec une vitesse acceptable de 0,9430 m/s et une Hmt de 194,4257 m.

Les calculs récapitulatifs des diamètres économiques sont regroupés dans le tableau (V.11) suivant :

**Tableau V.12** - Le récapitulatif des diamètres économiques

Tançons	Longueur (m)	Vitesse (m/s)	Hmt (m)	Diamètre (mm)
(F2-R1)	660	1,3532	78,5601	125
(F4-R2)	2200	0,9430	194,4257	160

### V-10-conclusion

Dans ce présent chapitre on a adopté des nouvelles canalisation avec des nouveaux diamètres pour véhiculer le débit nécessaire et mettre fin aux fuites, et nous avons préconisé au remplacement de l'acier-Enrobé par des conduites en PEHD pour la chaîne de refoulement des eaux du forage.

Afin d'obtenir un diamètre économique, on a calculé quelque paramètre, à savoir : la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée et les frais d'exploitation. Le chapitre suivant sera consacré au choix de type pompe à utiliser dans chaque forage.

La pompe est un appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refouler à une région à plus grande pression. Le rôle de la pompe est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

### **VI-1- classification des pompes**

Les pompes sont divisées en deux catégories principales [7] :

- Pompes volumétrique ;
- Les turbos-pompes.

#### **a. Pompes volumétriques**

Le déplacement du fluide à l'intérieur de la pompe se fait par la variation du volume.

D'où on distingue deux types [3] :

- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes rotatives (à rotor tournant).

Elles sont utilisées dans les machines à outils, les engins de travaux publics et dans certains circuits hydrauliques d'avions ou des bateaux. Généralement, elles conviennent pour des faibles débits à des pressions élevées.

#### **b. Les turbos-pompes**

Le principe de fonctionnement des turbos-pompes consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement au moyen de l'élément actif de la pompe appelé (la roue) ou (rotor). Les turbos-pompes sont généralement utilisés dans l'alimentation d'eau potable et l'irrigation.

On peut classer les turbos-pompes selon les paramètres suivants [8] :

##### **1. Selon le type de la roue**

- Les pompes hélices (axiales) ;
- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes hélico-centrifuges.

##### **2. Selon le nombre d'éléments disposé en série**

- Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprennent une série d'aubes fixes, utilisées pour des pressions moyennes de 15 m à 100 m d'eau ;
- Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série, le fluide qui rentre va parcourir successivement chaque cellule, utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres.

**3. Selon la disposition de l'axe de la pompe**

- Les pompes axiales ;
- Les pompes horizontales.

**4. Selon la nature du fluide véhiculer**

- Fluide compressible ;
- Fluide incompressible.

**5. Selon l'importance de la pression produite**

- Basse pression ;
- Moyenne pression ;
- Haute pression.

**VI-2- Choix des pompes**

Le choix du type des pompes à installer se fait de façon à [5] :

- Assurer le débit de refoulement et la hauteur manométrique totale ;
- Assurer un rendement maximum ;
- Avoir une vitesse de rotation importante ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Avoir une puissance absorbée minimale ;
- Réduire l'encombrement et poids les plus faible de façon à reprendre à la construction économique.

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

Elle exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit.

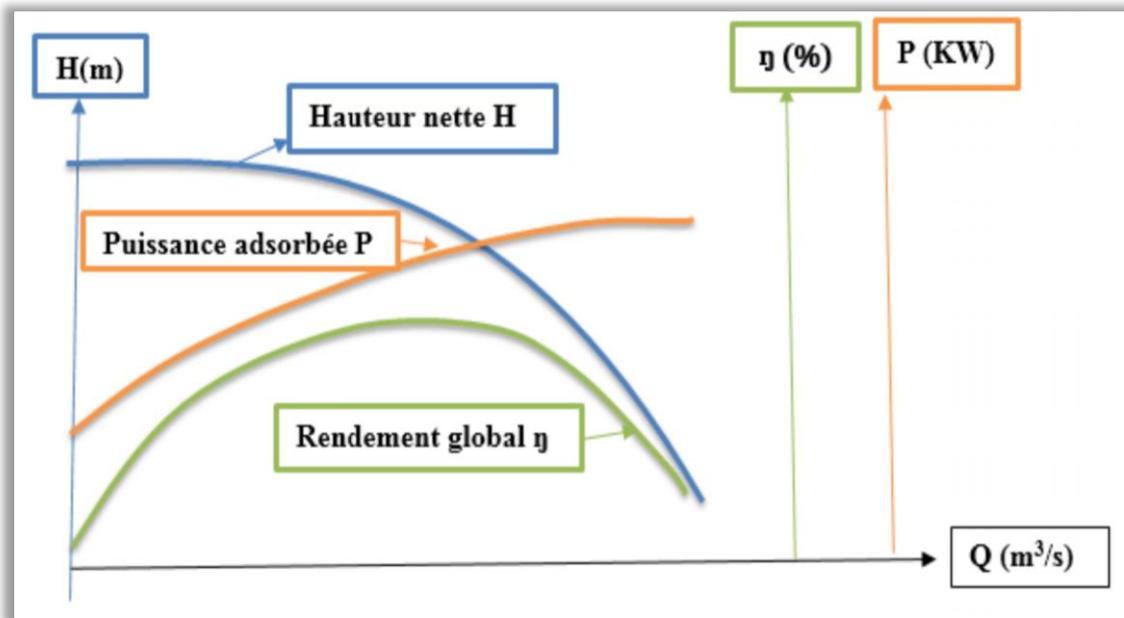
**b. La courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ »**

Elle exprime la variation du rendement en fonction du débit.

**c. La courbe des puissances absorbées-débit « $P_a=f(Q)$ »**

Cette courbe représente la variation des puissances absorbées en fonction du débit.

---



**Figure VI.1** - Schéma des courbes caractéristique de la pompe centrifuge

### VI-3- Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite est déterminé par la comparaison des deux courbes caractéristiques suivantes :

- La courbe caractéristique Hauteur-Débit de la pompe considérée.
- La courbe caractéristique de la conduite reliée à la pompe.

Le point de fonctionnement d'une pompe est celui où il y a égalité arithmétique pour un débit donné, entre la  $H_{mt}$  de la pompe d'une part et la hauteur géométrique augmenté des pertes de charge des conduites d'autre part.

Notons que la caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_C = H_g + R \times Q^2 \quad (VI.1)$$

Avec :

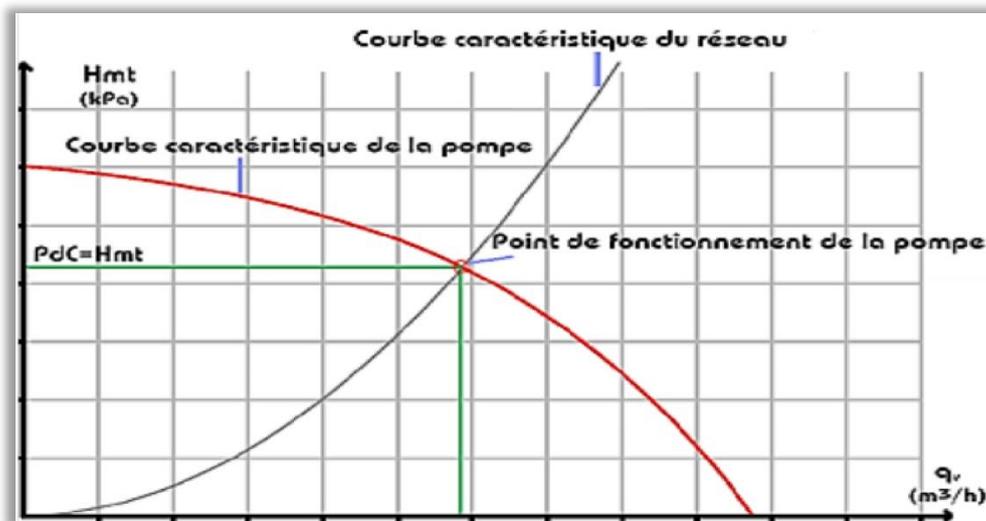
- $H_g$  : La hauteur géométrique (m) ;
- $R$  : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite, il est déterminé comme suit :

$$R = (8 \times \lambda \times L) / (g \times \pi^2 \times D^5) \quad (VI.2)$$

Avec :

- D : Le diamètre de la conduite (m) ;
- L : La longueur de la conduite (m) ;
- g : L'accélération de la pesanteur ( $g=9,81\text{ m/s}$ ) ;
- $\lambda$  : Le coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Le point de fonctionnement (A) est défini comme étant le point d'intersection de la courbe de la pompe « $H=f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c=f(Q)$ » comme il est représenté dans la figure (VI.2) ci-dessous :



**Figure VI.2** - Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge

Lorsque le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déjà définis, on sera dans l'obligation d'apporter des modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail de notre projet et cela par un certain nombre de variante comme suit :

**a. Première variante : «modification du temps de pompage»**

La méthode consiste à garder le point de fonctionnement obtenue, et on cherche le nouveau temps de pompage, tout en conservant le volume d'eau constant à l'aide de l'équation suivante :

- Le volume d'eau sera :

$$Q_1 \times T_1 = \text{Cet} \quad (\text{VI.3})$$

- Ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit  $Q'$  pendant un temps  $T'$ .  
Donc on peut écrire :

$$Q_1 \times T_1 = Q' \times T' \quad (\text{VI.4})$$

D'où :

$$T' = (Q_1 \times T_1 / Q') \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

- $T'$  : Le nouveau temps de pompage ;
- $T_1$  : Le temps de pompage qui est de 18h pour notre cas ;
- $Q'$  : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage ;
- $Q_1$  : Le débit au point de fonctionnement désiré.

### b. Deuxième variante «Régulation par étouffement (le vannage) »

Pour obtenir le point de fonctionnement voulu, nous procédons au changement de la caractéristique du réseau, c'est-à-dire, créer des pertes de charge par vannage au refoulement jusqu'à ce que le point de fonctionnement soit celui désiré. La puissance absorbée sera donc :

$$P_a = (g \times Q_1 \times H'') / \eta \quad (\text{VI.6})$$

Avec :  $H'' = H_1 + h \quad (\text{VI.7})$

Ou :

- $H''$  : La distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe ;
- $h$  : La perte de charge engendrée par le vannage en (m) ;
- $\eta$  : Le rendement en (%) ;
- $P_a$  : La puissance absorbée par la pompe en (KW) ;
- $Q_1$  : Le débit au point de fonctionnement désiré en (m<sup>3</sup>/h).

### c. Troisième variante : « Rognage de la roue »

Cette méthode consiste à garder la même vitesse de rotation de la roue en essayant de changer seulement le diamètre, afin de ramener le point de fonctionnement obtenue au point voulu. Le coefficient de rognage est déterminé comme suit :

$$m = \frac{D_1}{D_2} = \left( \frac{Q_1}{Q_2} \right)^{1/2} = \left( \frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2} \quad (\text{VI.8})$$

Avec :

- $m$  : Coefficient de rognage ;
- $D_1$  : Diamètre de la roue avant rognage ;
- $D_2$  : Diamètre de la roue après rognage.

Donc le nouveau diamètre ( $D_2$ ) sera :

$$D_2 = D_1/m \quad (\text{VI.9})$$

Par conséquent, le pourcentage de rognage sera :

$$r = 1 - m \quad (\%) \quad (\text{VI.10})$$

#### d. Quatrième variante : «Variation de la vitesse de rotation»

Cette dernière consiste à varier la vitesse de rotation (N) de la pompe, la diminution de celle-ci entraînera la diminution du débit, ce qui fera diminuer la puissance fournie à la pompe, on cherche donc la vitesse  $N'$ , on trace donc une parabole d'équation  $H = a \times Q^2$  passant par l'origine et par le point  $P_1$  et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point homologue  $P_3 (Q_3, H_3)$ .

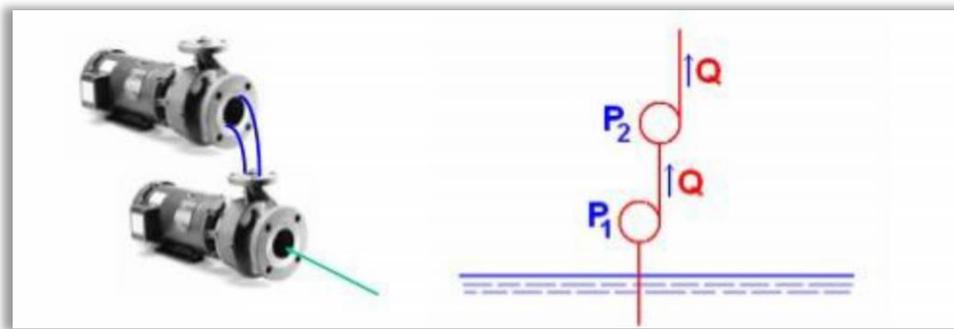
$$N' = N \times (Q_1/Q_2) \quad (\text{tr/min}) \quad (\text{VI.11})$$

#### VI-4- Couplage des pompes

Le couplage des pompes, doit se faire de la manière la plus économique possible en tenant compte des contraintes techniques. On distingue deux modes de couplages :

- Le couplage en série ;
  - Le couplage en parallèle.
- **Le couplage en série**

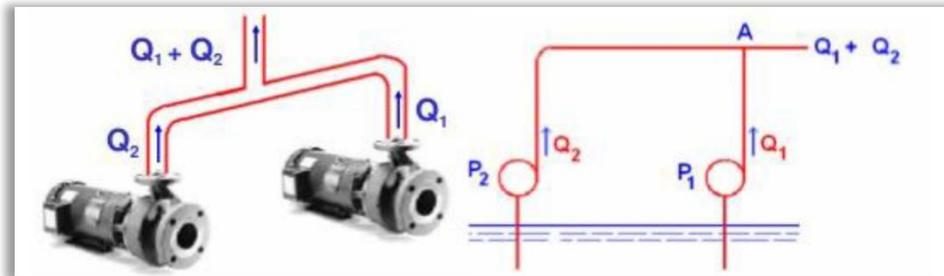
Dans ce cas, les pompes sont placées sur la même conduite l'une après l'autre, ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes pour un même débit qui les traversent, (Figure VI.3).



**Figure VI.3** - Couplage en série d'une pompe centrifuge

### - Le couplage en parallèle

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes avec une même hauteur d'élévation Figure (VI.4).



**Figure VI.4** - Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge

### VI-5- Le phénomène de cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide, qui crée des bulles d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue de la pompe, qui sont après dépressurisées par les aubes et implosent brusquement près des parois causant une chute des Caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur manométrique), des instabilités, des vibrations et une forte érosion du métal au niveau de la pompe. Afin d'éviter ce phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration ( $NPSH_d$ ) doit être supérieure à la charge nette minimale à l'aspiration ( $NPSH_r$ ) donnée par le constructeur, ( $NPSH_d > NPSH_r$ ).

#### - Pour l'aspiration en charge

$$NPSH_d = P_0 / \varpi + (H_a - J_{asp} - h_v) \quad (VI.12)$$

#### - Pour aspiration en dépression

$$NPSH_d = P_0 / \varpi - (H_a + J_{asp} + h_v) \quad (VI.13)$$

Avec:

- $H_a$  : Hauteur d'aspiration en (m) ;
- $J_{asp}$  : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- $\varpi$  : Pression en mètre colonne d'eau (m.c.e) au point d'aspiration ;
- $h_v$  : Tension de vapeur maximale que l'eau peut supporter à une température donnée dans le tableau (VI.1)

**Tableau VI.1** - Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

<b>T°C</b>	<b>0</b>	<b>4</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>30</b>	<b>40</b>
<b>T<sub>v</sub> (m)</b>	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75

<b>50</b>	<b>60</b>	<b>70</b>	<b>80</b>	<b>100</b>
1,26	2,03	4,10	4,80	10,30

Le schéma ci-dessous de la figure (VI.5) représente des illustrations du phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge.



**Figure VI.5** - Les problèmes causés par le phénomène de cavitation sur les aubes d'une pompe centrifuge.

## VI-6- Choix des pompes du projet

### a. Station des deux forages

Dans notre cas on dispose de deux forages  $F_2$  et  $F_4$  distant de 1.5km, chaque forage dispose d'une pompe et d'une conduite d'adduction de longueurs différentes, qui alimentent les deux réservoirs  $R_1$  et  $R_2$ . Afin de trouver la pompe qui sera mieux économique, on doit procéder comme suit :

#### 1. Forage $F_2$

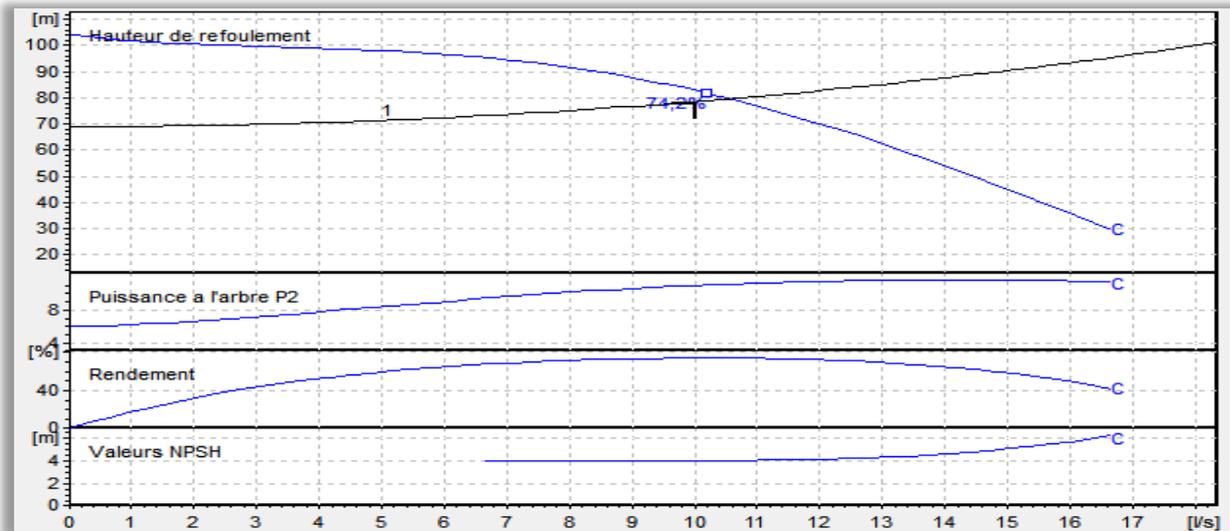
Caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé :  $Q = 0.01 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- La hauteur géométrique :  $H_g = 69 \text{ m}$  ;
- Les pertes de charge :  $H_t = 5,8492 \text{ m}$  ;
- La hauteur manométrique totale :  $H_{mt} = 78,5601 \text{ m}$ .

Avec l'aide d'un catalogue numérique des pompes, on a opté pour un groupe électropompe immergé de type (P6C/3/20/9C) dont les caractéristiques sont les suivantes : (Voir annexe 09)

- $N = 2900 \text{ tr/min}$  ;
- $\eta = 74,1 \%$  ;
- $P_a = 22 \text{ Kw}$  ;
- $NPSH_r = 4,01$  ;
- Le point de fonctionnement P ( $10,60 \text{ l/s}$  ;  $79,70 \text{ m}$ ) ;
- Le point désiré  $P_1$  ( $10 \text{ l/s}$  ;  $78,5601 \text{ m}$ ).

La courbe caractéristique de la pompe ( $H_p(F_2)$ ) est présentée dans la figure (VI.7) ci-dessous :



**Figure VI.6** - Les courbes caractéristiques de la pompe du  $F_2$

**Remarque :** D'après la courbe on constate que le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré. On doit donc le réaliser.

### 1) Réalisation du point de fonctionnement

#### - Première variante : Réduction du temps de pompage

- Pour adapter la pompe à la condition de travail, on doit varier le temps de pompage en utilisant l'équation (VI.4) :

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2$$

D'où : 
$$T_2 = \frac{10}{10,60} \times 18 = 16,98$$

D'où : 
$$T_2 = 16,98 \text{ h}$$

- La puissance absorbée sera donc :

$$P_a = \frac{g \times H_2 \times Q_2}{\eta} = \frac{9,81 \times 79,70 \times 0,0106}{0,741} = 11,18$$

D'où : 
$$P_a = 11,18 \text{ Kw}$$

- Les frais d'exploitations seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times P_e = P_a \times t \times 365 \times P_e$$

$$F_{\text{exp}} = 11,18 \times 18 \times 365 \times 4,67 = 324000,864$$

$$F_{\text{exp}} = \mathbf{343023,642DA}$$

- **Deuxième variante : Le vannage**

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement égale à :

$$h = H' - H_1 = 83 - 78,5701 = 4,4299\text{m}$$

- La puissance absorbée sera donc :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 83 \times 0,01}{0,741} = 10,98$$

D'où :

$$P_a = \mathbf{10,98Kw}$$

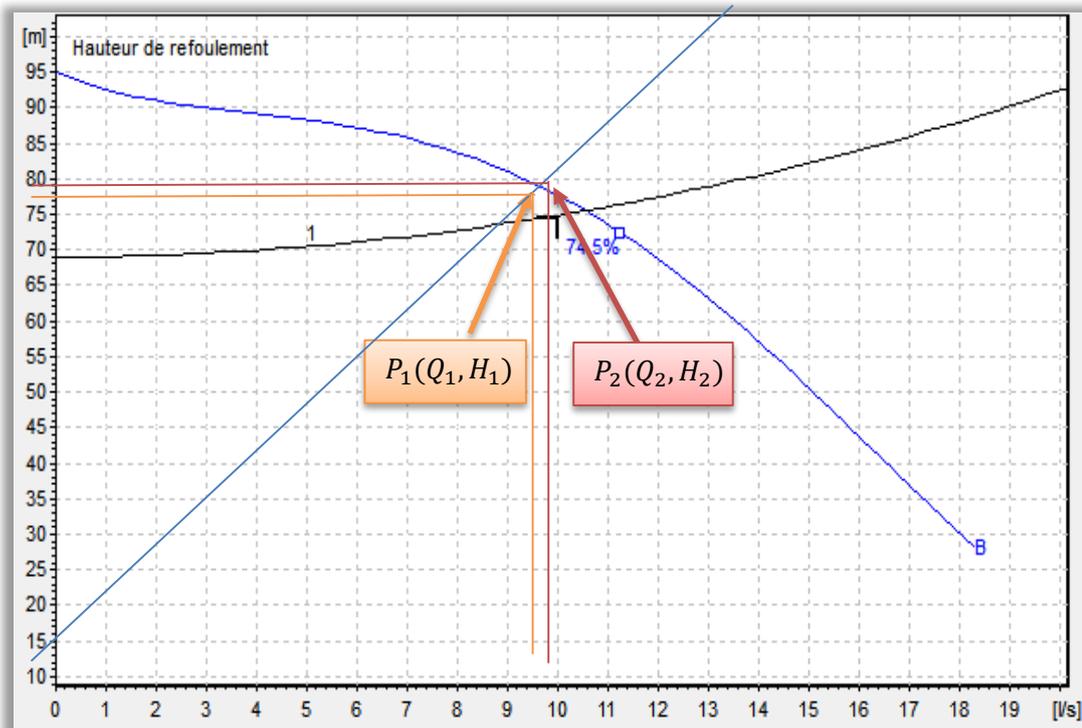
$$F_{\text{exp}} = E \times P_e = P_a \times t \times 365 \times P_e$$

$$F_{\text{exp}} = 10,98 \times 18 \times 365 \times 4,67 = 314489,475$$

$$F_{\text{exp}} = \mathbf{336887,262DA}$$

- **Troisième variante : Le rognage de la roue**

Le rognage est l'un des remèdes des problèmes de fonctionnement des pompes, il est obtenu en gardant la même vitesse de rotation, pour cela, en trace une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré se trouvant sur la courbe caractéristique de la conduite  $P_1(Q_1; H_1)$ . Cette dernière coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point  $(Q_2; H_2)$ , telle qu'elle est représentée dans la figure (VI.8) ci-dessous :



**Figure (VI.7) :** La réalisation du point de fonctionnement de la pompe  $F_2$  par rognage

D'après la figure ci-dessus, on a :

- $(Q_1 = 10 ; H_1 = 78,5701) ;$
- $(Q_2 = 10,4 ; H_2 = 79,8) .$

D'où :  $m = (Q_1/Q_2)^{1/2} = (H_1/H_2)^{1/2} = (10/10,40)^{1/2} = (78,5701/79,80)^{1/2}$

$$\mathbf{m = 0,982}$$

$$\mathbf{r = 1 - 0,982 = 0,018\%}$$

- La puissance absorbée sera donc :

$$P_a = g \times H_2 \times Q_2 / \eta = 9,81 \times 79,8 \times 0,0104 / 0,741$$

$$\mathbf{P_a = 10,98Kw}$$

- Les frais d'exploitations seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times P_e = P_a \times t \times 365 \times P_e$$

$$F_{\text{exp}} = 10,98 \times 18 \times 365 \times 4,67$$

$$\mathbf{F_{\text{exp}} = 336887,262DA}$$

### - Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation

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  $H = a \cdot Q^2$ .

La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit :

$$N' = N \times (Q_1/Q_2)$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

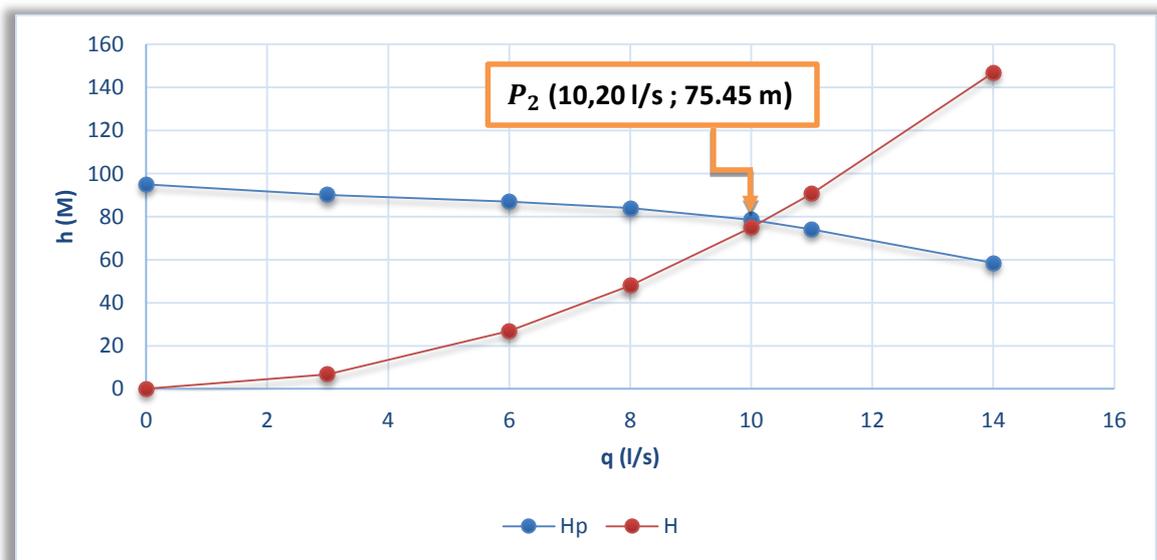
$$H = a_e \times Q^2 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

D'où :  $a_e = 74,8492/10^2 = 0,7484$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (VI.2) et le figure (VI.8) ci-dessous :

**Tableau (VI.2) :** Les points de la courbe caractéristique

<b>Q (l/s)</b>	<b>0</b>	<b>3</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>11</b>	<b>14</b>	<b>17</b>
<b>H<sub>p</sub></b>	95	90	87	84	78,25	74	58,5	38,5
<b><math>H = a_e \times Q^2</math></b>	0	6,74	26,97	47,94	74,92	90,65	146,84	216,51



**Figure VI.8 -** La caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe  $F_2$

## 2) Calcul de la nouvelle vitesse de rotation

$$N' = 2900 \times \frac{10}{10,20} = 2843,13$$

$$N' = \mathbf{2843,13 \text{ tr/min}}$$

- La puissance absorbée sera donc :

$$P_a = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,0102 \times 75,45}{0,741} = 10,18$$

$$P_a = \mathbf{10,18 \text{ Kw}}$$

- Les frais d'exploitations seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times P_e = P_a \times t \times 365 \times P_e$$

$$F_{\text{exp}} = 10,18 \times 18 \times 365 \times 4,67$$

$$F_{\text{exp}} = \mathbf{312341,742 \text{ DA}}$$

**Remarque :** Notre choix donc se portera sur la 4<sup>ém</sup> variante car elle présente une meilleure économie.

## 2. Forage F<sub>4</sub>

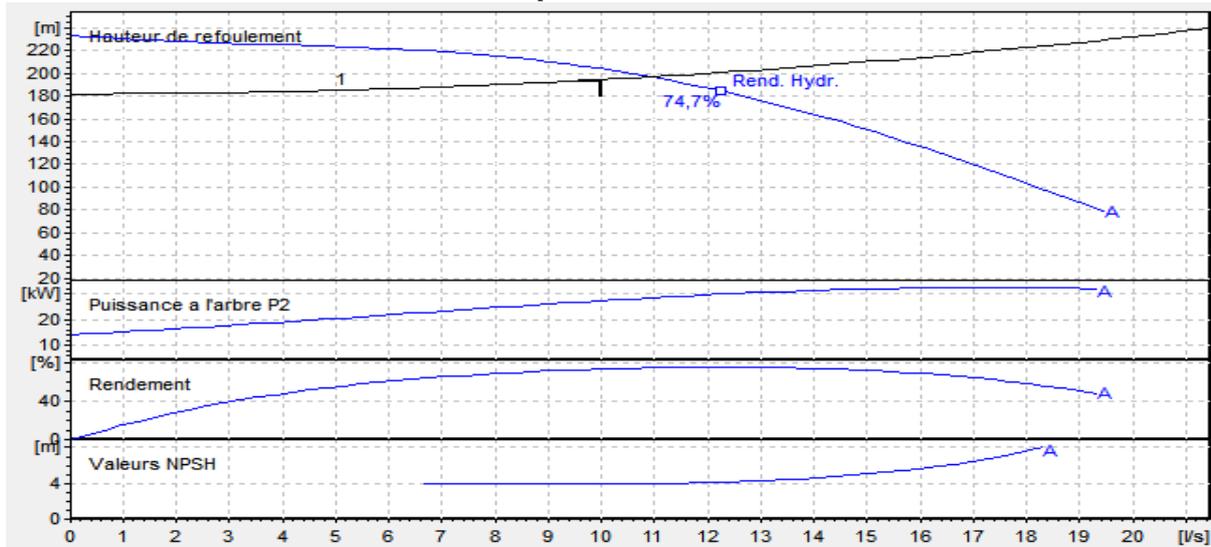
Caractéristique du tronçon :

- Le débit véhiculé :  $Q = 0.01 \text{ m}^3/\text{s}$  ;
- La hauteur géométrique :  $H_g = 180 \text{ m}$  ;
- Les pertes de charge :  $H_t = 19,4974 \text{ m}$  ;
- La hauteur manométrique totale :  $H_{\text{mt}} = 194,4257 \text{ m}$ .

A l'aide du catalogue numérique des pompes, on a opté pour un groupe électropompe immergé de type (P6C/3/24/16A) dont les caractéristiques sont les suivantes : (Voir Annexe10).

- $N = 2900 \text{ tr/min}$  ;
- $\eta = 74,1 \%$  ;
- $P_a = 37 \text{ Kw}$  ;
- $\text{NPSH}_r = 4,03 \text{ m}$  ;
- Le point de fonctionnement P (10,9 l/s ; 196 m) ;
- Le point désiré P<sub>1</sub> (10 l/s ; 194,4257m).

La courbe caractéristique de la pompe ( $H_p(F_4)$ ) est présentée dans la figure (VI.8) ci-dessous :



**Figure VI.9** - Les courbes caractéristiques de la pompe  $F_4$

**Remarque :** D'après la courbe on constate que le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré. On doit donc le réaliser.

### 1) Réalisation du point de fonctionnement

#### - Première variante : Réduction du temps de pompage

- Pour adapter la pompe à la condition de travail, on doit varier le temps de pompage en utilisant l'équation (VI.4) :

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2$$

D'où : 
$$T_2 = \frac{10}{10,90} \times 18 = 16,51$$

D'où : 
$$T_2 = 16,51h$$

- La puissance absorbée sera donc :

$$P_a = \frac{g \times H_2 \times Q_2}{\eta} = \frac{9,81 \times 196 \times 0.0109}{0,741} = 28,28$$

D'où : 
$$P_a = 28,28Kw$$

- Les frais d'exploitations seront :

$$F_{exp} = E \times P_e = P_a \times t \times 365 \times P_e$$

$$F_{exp} = 28,28 \times 18 \times 365 \times 4,67 = 867684,132$$

$$F_{exp} = 867684,132DA$$

### - Deuxième variante : Le vannage

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement égale à :

$$h = H' - H_1 = 204 - 194.4257 = 9,5743\text{m}$$

- La puissance absorbée sera donc :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 204 \times 0,01}{0,741} = 27$$

D'où :  $P_a = 27\text{Kw}$

- Les frais d'exploitations seront donc :

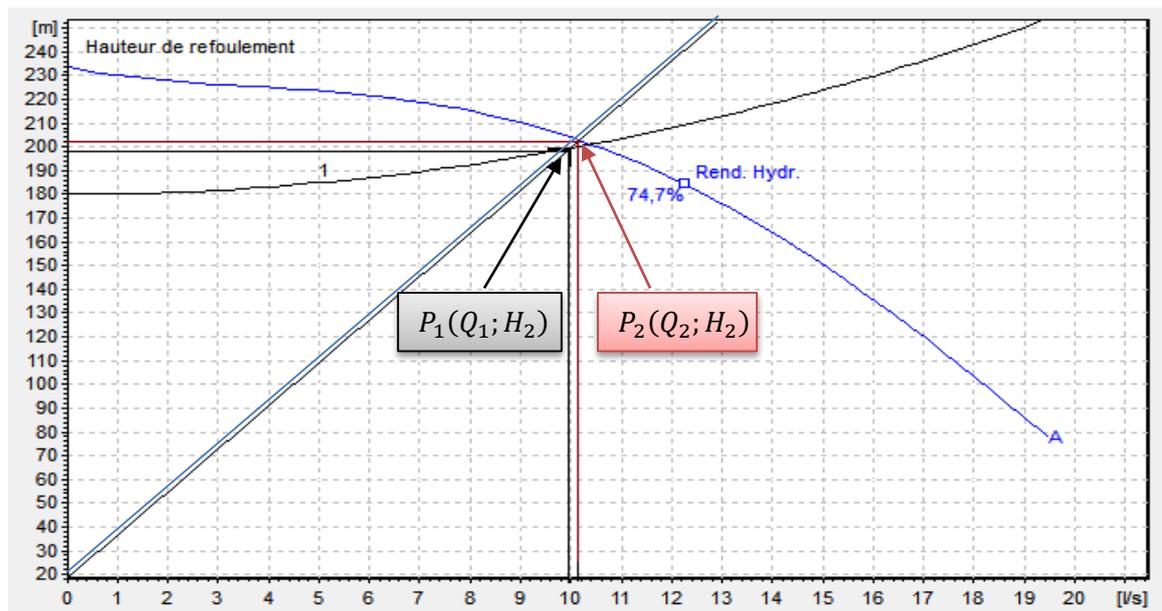
$$F_{\text{exp}} = E \times P_e = P_a \times t \times 365 \times P_e$$

$$F_{\text{exp}} = 27 \times 18 \times 365 \times 4,67 = 828411,30$$

D'où :  $F_{\text{exp}} = 828411,30\text{DA}$

### - Troisième variante : Le rognage de la roue

Le rognage est obtenu en gardant la même vitesse de rotation, pour cela, en trace une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré se trouvant sur la courbe caractéristique de la conduite  $P_1(Q_1; H_1)$ . Cette dernière coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point  $(Q_2; H_2)$ , telle qu'elle est représentée dans la figure ci-dessous :



**Figure VI.10** - La réalisation du point de fonctionnement de la pompe  $F_4$  par rognage

D'après la figure ci-dessus, on a :

- ( $Q_1 = 10$  ;  $H_1 = 194,4257$ )
- ( $Q_2 = 10,3$  ;  $H_2 = 203$ )

D'où :  $m = (Q_1/Q_2)^{1/2} = (H_1/H_2)^{1/2} = (10/10,30)^{1/2} = (194,4257/203)^{1/2}$

$$m = 0,978$$

$$r = 1 - 0,978 = 0,022\%$$

- La puissance absorbée sera donc :

$$P_a = g \times H_2 \times Q_2 / \eta = 9,81 \times 203 \times 0,0103 / 0,741$$

$$P_a = 27,68 \text{ Kw}$$

- Les frais d'exploitations seront :

$$F_{\text{exp}} = E \times P_e = P_a \times t \times 365 \times P_e$$

$$F_{\text{exp}} = 27,68 \times 18 \times 365 \times 4,67$$

$$F_{\text{exp}} = 849274,992 \text{ DA}$$

#### - Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation

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  $H = a \cdot Q^2$ .

- La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit :

$$N' = N \times (Q_3/Q_1)$$

- L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

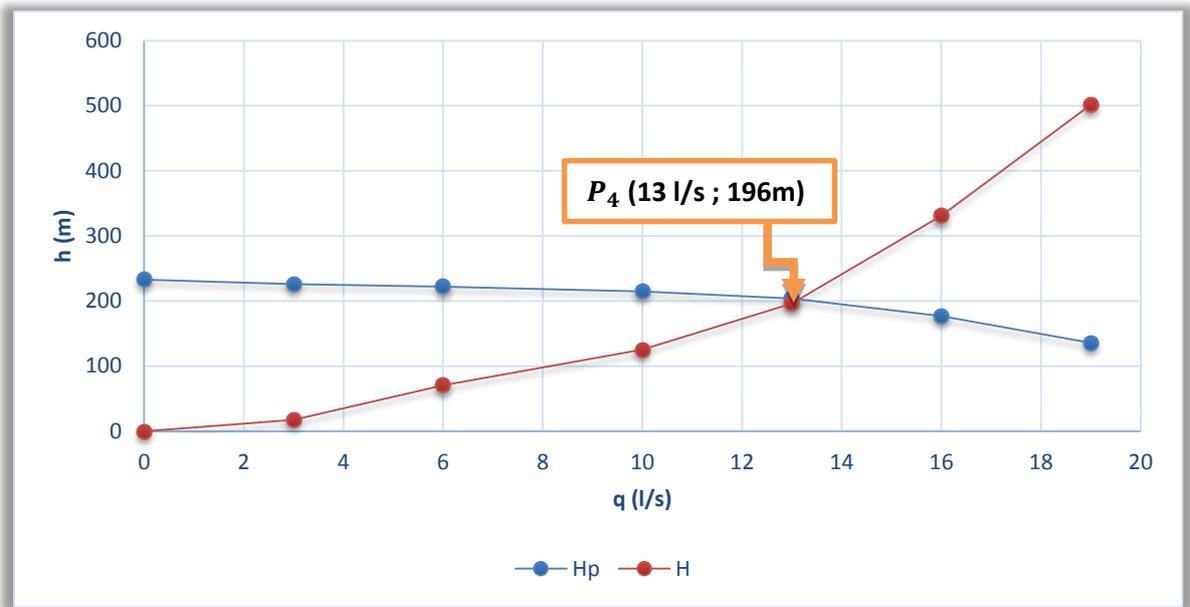
$$H = a_e \times Q^2 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

D'où :  $a_e = 196,4257/10^2 = 1,964257$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (VI.2) et le figure (VI.8) ci-dessous :

**Tableau VI.2** - Les points de la courbe caractéristique

Q (l/s)	0	3	6	8	10	13	16	19
$H_p$	233	226	222	215	204	177	136	87
$H = a_e \times Q^2$	0	17,64	70,56	125,44	196	331,24	501,76	707,56



**Figure VI.11** - La caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe  $F_4$

## 2) Calcul de la nouvelle vitesse de rotation

A partir du graphe on conclut que le débit et rester le même donc la vitesse sera aussi la même.

$$N' = 2900 \times \frac{10}{13} = 2230,76$$

$$N' = 2230,76 \text{ tr/min}$$

- La puissance absorbée sera donc :
- 

$$P_a = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,013 \times 196}{0,741} = 33,73$$

$$P_a = 33,73 \text{ Kw}$$

- Les frais d'exploitations seront :
- 

$$F_{\text{exp}} = E \times P_e = P_a \times t \times 365 \times P_e$$

$$F_{\text{exp}} = 33,73 \times 18 \times 365 \times 4,67$$

$$F_{\text{exp}} = 1034900,487 \text{ DA}$$

**Remarque :** Notre choix donc se portera sur la 2<sup>ém</sup> variante car elle présente une meilleure économie.

**- Vérification de la cavitation**

Par précaution, les pompes immergées sont toujours placées à 1m au-dessous du niveau dynamique, donc la cavitation est vérifiée.

**VI-8- Conclusion**

A travers ce chapitre, on a su utilisé un logiciel qui nous a aidés à choisir les types de pompes qui nous donnerais un meilleur rendement et qui conviendrais au deux forages  $F_2$  et  $F_4$ , suite aux calculs des hauteurs manométrique totales et des débits désirés, on a donc opté pour un groupe électropompes immergées à axe verticale de type (P6C/3/20/9C) et (P6C/3/24/16A) placé à 1m au-dessous du niveau dynamique par mesure de sécurité afin d'évité le phénomène de cavitation.

---

Les conduites d'adduction quelles que soient gravitaire ou par refoulement sont exposées au phénomène du coup de bélier résultant d'un écoulement non permanent dans les conduites, lors de variations importantes de débit en aval des conduites d'adduction, il est sous forme d'ondes de surpression et de dépression, qui provoque des conséquences telles que la rupture de canalisation et la détermination d'appareils traversés par le fluide, il est donc de toute première importance dans ce présent chapitre d'étudier des moyens propres à limiter ces effets afin de procurer une longévité des conduites.

### **VII-1- Causes de coup de bélier**

Les causes les plus fréquentes de ce phénomène sont les suivantes [5] :

- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompe alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée ;
- Fermeture instantanée d'un robinet-vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouvert ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- La modification de la vitesse d'une pompe.

### **VII-2- Les risques dus aux coups de bélier :**

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

#### **a. Risque de forte pression :**

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées au plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.

#### **b. Pression négative :**

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être criées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

#### **c. Fatigues des conduites :**

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites ce phénomène est très compliqué dans le cas où les conduites sont enterrées.

### **VII-3- Moyens de protection contre le coup de bélier**

Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs assez grandes, c'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection contre ce phénomène [5].

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- D'atténuer la dépression ;
- D'atténuer la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions ;
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection contre les surpressions ;
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

#### **a. Les volants d'inertie**

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante calé sur l'arbre du groupe. C'est l'un de ces moyens de protection grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normal.

Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier [4].

#### **b. Les soupapes de décharge**

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression qui légèrement supérieur à (5% environ) de la pression normale.

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement obturé en exploitation normal, un orifice placé sur la conduite au point à partager, c'est-à-dire, là où la pression à craindre est maximale, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible [4].

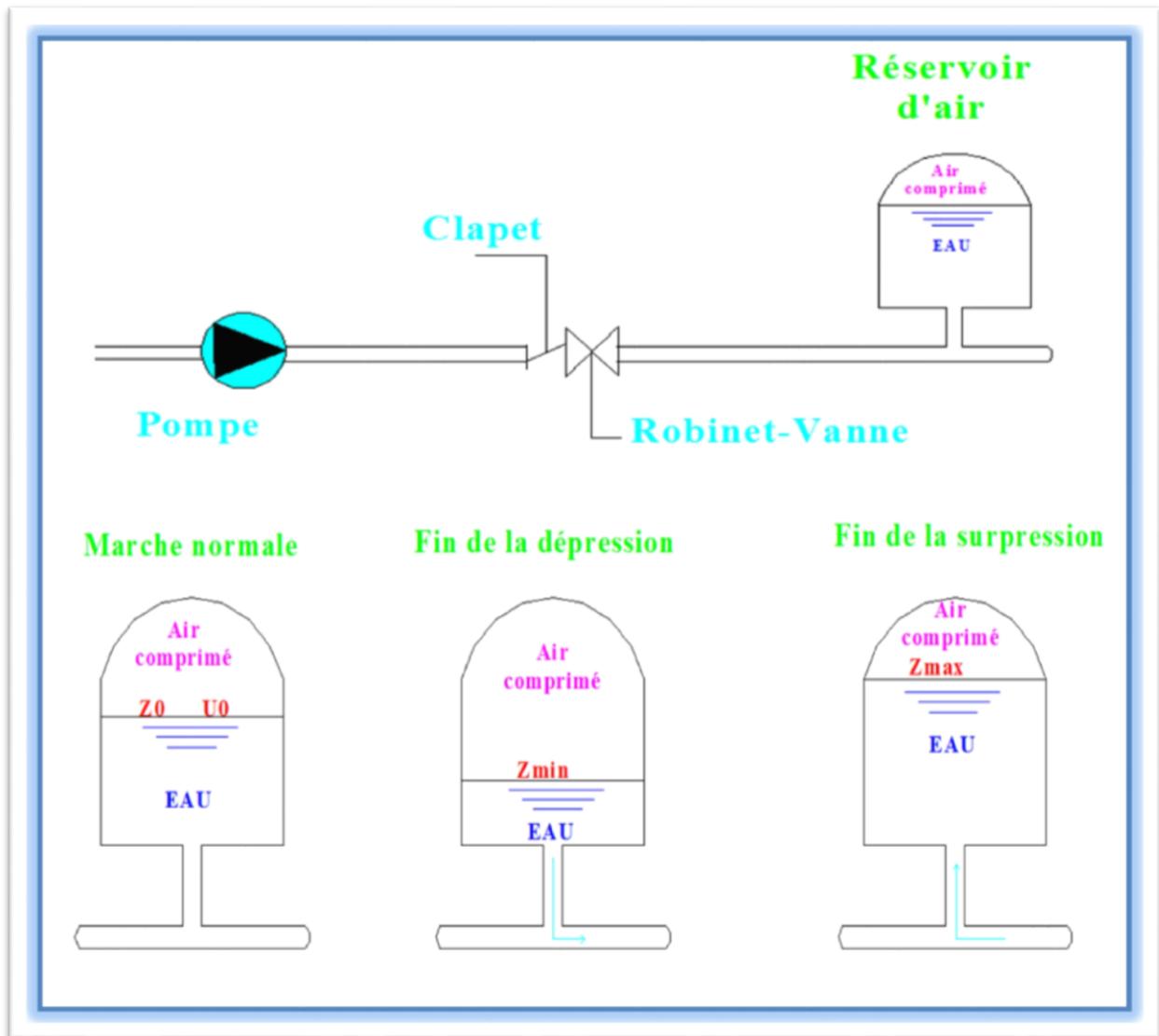
#### **c. Les réservoirs d'air**

Un réservoir d'air comprimé est un réservoir fermé appelé aussi ballon d'air et réservoir anti bélier, sa partie supérieure est remplie d'air sous pression et sa partie inférieure a un certain volume d'eau, il utilise la compressibilité de l'air par rapport à l'eau, l'air se détend et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression due au coup de bélier. Lorsque le sens d'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime, cela permet de stocker un volume d'eau.

Les avantages des réservoirs d'air sont [3] :

- Ils représentent des dimensions réduites par rapport aux autres moyens (cheminée d'équilibre) ;
  - Ils peuvent être installés parallèlement au sol, cela offre une meilleure résistance au vent et au tremblement de terre ;
  - Faciles à chauffer pour éviter les effets du gel (dans les régions froides).
-

Le principe de fonctionnement du réservoir d'air est représenté dans la figure (VII.1) suivant :



**Figure VII.1** - le principe de fonctionnement d'un réservoir d'air au cours des phases de surpression et de dépression

#### d. Les cheminées d'équilibre

La cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique débouchant à l'air libre et à axe vertical, elle joue le même rôle que le réservoir d'air comprimé mais dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes.

Les compensations des surpressions et dépression précédentes sont directement faites avec l'eau du réservoir à surface libre en absorbant ou en fournissant une quantité d'eau.

Les cheminées d'équilibre ont pour avantage :

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

Le schéma de la cheminée d'équilibre est représenté dans la figure (VII.2) ci-après

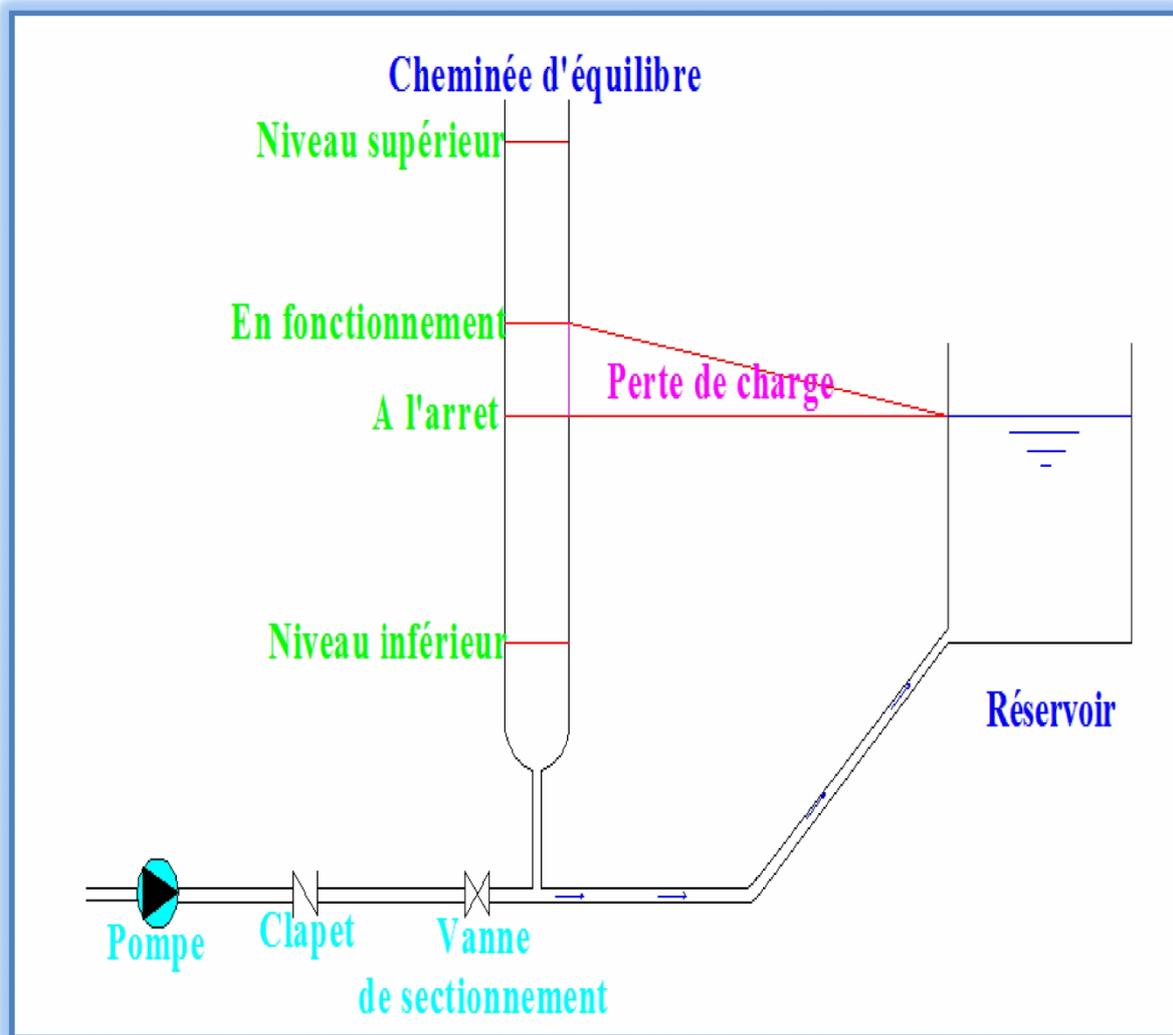


Figure VII.2 - Le schéma d'une cheminée d'équilibre

#### VII-4-Analyse physique du phénomène du coup de bélier

##### a. Phase 01

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par  $a$ .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est :  $L$  le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est  $L/a$ . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

##### b. Phase 02

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps  $L/a$  c'est-à-dire à  $2L/a$  depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

**c. Phase 03 :**

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps  $L/a$  c'est-à-dire à  $3L/a$  depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

**d. Phase 04 :**

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps  $L/a$  c'est-à-dire à  $4L/a$  depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

**VII-5- Calcul de la célérité d'onde**

La célérité des ondes est la vitesse de propagation des ondes, elle est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{K_c \times D}{e}}} \quad (\text{VII-1})$$

Avec :

- a : La célérité de l'onde en (m/s) ;
- D : Le diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
- e : L'épaisseur de la conduite en (m) ;
- $K_c$  : Le coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation est représenté dans le tableau (VII-1) ci-après :

**Tableau VII.1 - Le coefficient  $K_c$  des différents matériaux**

Matériaux	Acier	Fonte ductile	Fonte grise	PEHD	Plomb et le béton	PVC	Amiante ciment
Valeur de $K_c$	0,5	0,6	1	83	5	33	4

**a. La valeur numérique du coup de bélier****1. 1<sup>er</sup> cas Fermeture brusque**

Le cas de fermeture brusque est caractérisé par un temps T, tel que [5] :

$$T < \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VII-2})$$

La valeur maximale de coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{VII-3})$$

Avec :

- B : Valeur du coup de bélier en (m) ;
- a : Célérité de l'onde en (m/s) ;
- $V_0$  : Vitesse d'écoulement en régime permanent initial en (m/s) ;
- g : L'accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ).

La valeur maximale de la pression-surpression est :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{VII-4})$$

La valeur maximale de la pression-dépression est :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{VII-5})$$

Ou :

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

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VII-6})$$

Avec :

- $H_g$  : Hauteur géométrique ;
- 10 : La pression atmosphérique ;
- $H_0$  : pression absolue de la conduite.

## 2. 2<sup>ème</sup> cas : Fermeture lente

Le cas de fermeture lente est caractérisé par un temps T, tel que :

$$T > \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VII-7})$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD ci-après [5] :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (\text{VII-8})$$

### Remarque

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente, c'est pour ça que dans notre étude on considérera le cas le plus défavorable c'est-à-dire la fermeture brusque.

### VII-6- Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons, et de vérifier que ces valeurs ne dépassent pas les valeurs de la pression de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression.

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons sont mentionnées dans le tableau (VII.2) ci-dessous :

**Tableau VII.2** - Le calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons

Tronçon	D (mm)	L (m)	e (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	H <sub>g</sub> (m)	H <sub>0</sub> (m)	a (m/s)	B (m)	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>d</sub> (m)	PN (bar)
<b>F2-R1</b>	125	660	11,4	1,3532	69	79	319,8	44,1	123,1	34,9	16
<b>F4-R2</b>	160	2200	21,9	0,9430	182	192	386,9	37,2	229,2	154,8	25

### VII-7- conclusion

La protection des installations hydrauliques contre le phénomène transitoire du coup de bélier est d'une importance considérable. Dans ce présent chapitre, après l'avoir étudié, nous constatons que :

Les valeurs de surpressions et de dépression des tronçons [F2-R1], [F4-R2] vérifient la pression nominale de service, ce qui ne nécessite pas un dispositif de protection.

La distribution représente la partie la plus essentielle dans le projet d'alimentation en eau potable, qui est aussi la phase finale du projet, cependant on doit faire le choix convenable du réseau afin de distribuer cette eau aux différentes catégories de consommateurs recensés.

Le but donc de cette dernière est de parvenir à répondre au besoin des consommateurs en pression, en débit et offrir une qualité d'eau répondant aux normes de potabilité,

### **VIII-1- Classification des réseaux de distribution**

Les réseaux peuvent être classés comme suit [5] :

#### **a. Le réseau ramifié**

Fréquemment utilisé dans les petites villes rurales, il porte ce nom grâce à sa structure arborisante, il est très économique mais son inconvénient, c'est que dans les conduites il n'existe qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident dans la conduite principale, toute la partie aval sera privée d'eau.

#### **b. Le réseau maillé**

Il est utilisé généralement dans les agglomérations de moyenne et de grande importance, il présente une solution plus efficace grâce à sa sécurité et sa souplesse d'utilisation. Il est constitué principalement d'une série de canalisations disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées qui permettent l'alimentation en retour. En cas d'incident on peut seulement isoler le tronçon endommagé pour le réparer tout en assurant l'alimentation des autres abonnés en aval.

#### **c. Le réseau mixte**

Un réseau dit mixte, lorsque ce dernier 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 ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

### **VIII-2- Conception du réseau de distribution**

#### **a) Choix du tracé**

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants [4] :

- Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants ;
- Minimiser le nombre de passages difficiles ;
- Éviter les zones rocheuses ;
- Éviter les pentes trop fortes ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

#### **b) Choix de type des conduites**

Pour les conduites de distribution on a choisi comme matériau le PEHD en raison de ses caractéristiques mécaniques et hydrauliques qu'il présente [6] :

- Facile à poser grâce à sa flexibilité, possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres ;
- Longue durée de vie 50 ans prouvé par l'expérience et les tests de vieillissement ;
- Fiable au niveau du branchement, pas de fuites ;
- Résistance à la corrosion interne, externe et micro biologique ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Coefficient de la rugosité très faible et présente une bonne résistance à l'entartage.

### VIII-3- Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue de la manière suivante [3] :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé et celui ramifié ;
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en routes ;
- On calcul les débits en routes pendant l'heure de pointe ;
- Connaissant les débits en route et ceux concentrés, on détermine les débits supposé concentrés aux nœuds.

#### a. détermination des débits

##### 1. Débit de pointe

Le débit de pointe ( $Q_p$ ) représente la consommation maximale horaire qui est donnée par les résultats obtenus lors de l'établissement des consommations horaires, dans notre cas on dispose de 538 abonnés, qui représente environ 36% de la population, le débit de pointe sera donc :

$$Q_p = 128,31 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 35,64 \text{ l/s}$$

##### 2. Débit spécifique

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde, il se calcul d'après la formule ci-après :

$$Q_s = Q_p / \Sigma L_i \quad (\text{VIII-1})$$

$$\Sigma L_i = 9191,88 \text{ m}$$

$$Q_s = \frac{35,64}{8453} = 0,00422 \text{ (l/s/ml)}$$

Avec :

- $Q_s$  : Le débit spécifique (l/s/ml);
- $\Sigma L_i$  : Somme des longueurs du réseau en (m).

### 3. Débit en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_s \times L_i \quad (\text{VIII-2})$$

Avec :

- $Q_r$  : Débit en route (l/s) ;
- $Q_s$  : Le débit spécifique (l/s/ml);
- $L_i$  : Longueur du tronçon concerné (m).

### 4. Débit aux nœuds

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_n = 0,5 \times \Sigma Q_r + \Sigma Q_c \quad (\text{VIII-3})$$

Avec :

- $Q_n$  : Débit de nœud concerné (l/s) ;
- $\Sigma Q_r$  : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (l/s) ;
- $Q_c$  : Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

#### VIII-4- Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds de la commune d'El Hamadia

Le réseau de distribution de la commune El Hamadia prend une ossature mixte, d'un linéaire total de 9191,88 m comme représenté dans la figure (VIII.1), les débits aux nœuds sont illustrés dans le tableau (VIII.1) ci-après :

Tableau VIII.1 - Débits aux nœuds de la commune El Hamadia

N° de nœud	N° de Tronçon	L(m)	Q <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
<b>1</b>	R—1	10	0,0420	<b>0,1856</b>
	1—2	78	0,3291	
<b>2</b>	2—1	78	0,3291	<b>0,2110</b>
	2—3	22	0,0928	
<b>3</b>	3—2	22	0,0928	<b>0,4114</b>
	3—4	173	0,7300	
<b>4</b>	4—3	173	0,7300	<b>0,8123</b>
	4—5	212	0,8946	
<b>5</b>	5—4	212	0,8946	<b>0,7743</b>
	5—6	155	0,6541	
<b>6</b>	6—5	155	0,6541	<b>0,9558</b>
	6—7	298	1,2575	
<b>7</b>	7—6	298	1,2575	<b>0,6836</b>
	7—8	26	0,1097	
<b>8</b>	8—7	26	0,1097	<b>0,5886</b>
	8—9	120	0,5064	
	8—10	41	0,1730	
	8—22	92	0,3882	
<b>9</b>	9—8	120	0,5064	<b>0,4072</b>
	9—11	40	0,1688	
	9—21	33	0,1392	
<b>10</b>	10—8	41	0,1730	<b>0,4114</b>
	10—11	120	0,5064	
	10—13	34	0,1434	
<b>11</b>	11—9	40	0,1688	<b>0,4198</b>
	11—10	120	0,5064	
	11—12	39	0,1645	
<b>12</b>	12—11	39	0,1645	<b>0,4177</b>
	12—13	120	0,5064	
	12—15	39	0,1645	
<b>13</b>	13—10	34	0,1434	<b>0,4114</b>
	13—12	120	0,5064	
	13—14	41	0,1730	
<b>14</b>	14—13	41	0,1730	<b>0,4262</b>
	14—15	120	0,5064	
	14—17	41	0,1730	
<b>15</b>	15—12	39	0,1645	<b>0,4198</b>
	15—14	120	0,5064	
	15—16	40	0,1688	

Tableau VIII.1 - Débits aux nœuds de la commune El Hamadia

N° de Nœud	N° de Tronçon	L(m)	Q <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
16	16—15	40	0,1688	0,4262
	16—17	120	0,5064	
	16—19	42	0,17724	
17	17—14	41	0,17302	0,4262
	17—16	120	0,5064	
	17—18	41	0,17302	
18	18—17	41	0,17302	0,3397
	18—19	120	0,5064	
19	19—16	42	0,17724	0,4156
	19—18	120	0,5064	
	19—20	35	0,1477	
20	20—19	35	0,1477	0,4810
	20—21	193	0,81446	
21	21—9	33	0,13926	0,4768
	21—20	193	0,81446	
22	22—8	92	0,38824	0,3861
	22—23	91	0,38402	
23	23—22	91	0,38402	0,5127
	23—24	152	0,64144	
24	24—23	152	0,64144	0,3945
	24—25	35	0,1477	
25	25—24	35	0,1477	0,4831
	25—26	194	0,81868	
26	26—25	194	0,81868	1,0212
	26—27	145	0,6119	
	26—44	109	0,45998	
27	27—26	145	0,6119	0,8693
	27—28	171	0,72162	
	27—29	96	0,40512	
28	28—27	171	0,72162	0,3608
29	29—27	96	0,40512	0,3882
	29—30	88	0,37136	
30	30—29	88	0,37136	1,0085
	30—31	390	1,6458	
31	31—30	390	1,6458	0,8714
	31—32	23	0,09706	
32	32—31	23	0,09706	0,0844
	32—33	17	0,07174	
33	33—32	17	0,07174	0,3397
	33—34	144	0,60768	

**Tableau VIII.1 - Débits aux nœuds de la commune El Hamadia**

N° de Nœud	N° de Tronçon	L(m)	Q <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
<b>34</b>	34—33	144	0,60768	<b>1,1351</b>
	34—35	394	1,66268	
<b>35</b>	35—34	394	1,66268	<b>0,8545</b>
	35—36	11	0,04642	
<b>36</b>	36—35	11	0,04642	<b>0,2637</b>
	36—37	114	0,48108	
<b>37</b>	37—36	114	0,48108	<b>0,3650</b>
	37—38	59	0,24898	
<b>38</b>	38—37	59	0,24898	<b>0,2911</b>
	38—39	54	0,22788	
	38—40	25	0,1055	
<b>39</b>	39—38	54	0,22788	<b>0,1139</b>
<b>40</b>	40—38	25	0,1055	<b>0,3354</b>
	40—41	39	0,16458	
	40—42	95	0,4009	
<b>41</b>	41—40	39	0,16458	<b>0,2721</b>
	41—43	90	0,3798	
<b>42</b>	42—40	95	0,4009	<b>0,2806</b>
	42—43	38	0,16036	
<b>43</b>	43—41	90	0,3798	<b>0,2700</b>
	43—42	38	0,16036	
<b>44</b>	44—26	109	0,45998	<b>0,3587</b>
	44—45	61	0,25742	
<b>45</b>	45—44	61	0,25742	<b>0,2088</b>
	45—46	38	0,16036	
<b>46</b>	46—45	38	0,16036	<b>0,3186</b>
	46—47	113	0,47686	
<b>47</b>	47—46	113	0,47686	<b>0,3819</b>
	47—48	68	0,28696	
<b>48</b>	48—47	68	0,28696	<b>0,7680</b>
	48—49	296	1,24912	
<b>49</b>	49—48	296	1,24912	<b>1,2491</b>
	49—50	296	1,24912	
<b>50</b>	50—49	296	1,24912	<b>0,7511</b>
	50—51	49	0,20678	
	50—52	11	0,04642	
<b>51</b>	51—50	49	0,20678	<b>0,1033</b>

Tableau VIII.1 - Débits aux nœuds de la commune El Hamadia

N° de Nœud	N° de tronçon	L(m)	Q <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
52	52—50	11	0,04642	0,6119
	52—53	35	0,1477	
	52—54	244	1,02968	
53	53—52	35	0,1477	0,0738
54	54—52	244	1,02968	0,6076
	54—55	44	0,18568	
55	55—54	44	0,18568	0,2131
	55—56	57	0,24054	
56	56—55	57	0,24054	0,6140
	56—57	87	0,36714	
	56—58	147	0,62034	
57	57—56	87	0,36714	0,6773
	57—69	178	0,75116	
	57—74	56	0,23632	
58	58—56	147	0,62034	0,6224
	58—59	59	0,24898	
	58—60	89	0,37558	
59	59—58	59	0,24898	0,1244
60	60—58	89	0,37558	0,6097
	60—61	62	0,26164	
	60—62	138	0,58236	
61	61—60	62	0,26164	0,1308
62	62—60	138	0,58236	0,5148
	62—63	78	0,32916	
	62—64	28	0,11816	
63	63—62	78	0,32916	0,1645
64	64—62	28	0,11816	0,1097
	64—65	15	0,0633	
	64—67	9	0,03798	
65	65—64	15	0,0633	0,5127
	65—66	228	0,96216	
66	66—65	228	0,96216	0,4810
67	67—64	9	0,03798	0,1877
	67—68	80	0,3376	
68	68—67	80	0,3376	0,1688
69	69—57	178	0,75116	1,0465
	69—70	265	1,1183	
	69—71	53	0,22366	

**Tableau VIII.1 - Débits aux nœuds de la commune El Hamadia**

N° de Nœud	N° de Tronçon	L(m)	Q <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
<b>70</b>	70—69	265	1,1183	<b>0,5591</b>
<b>71</b>	71—69	53	0,22366	<b>0,4916</b>
	71—72	180	0,7596	
<b>72</b>	72—71	180	0,7596	<b>0,443</b>
	72—73	30	0,1266	
<b>73</b>	73—72	30	0,1266	<b>0,063</b>
<b>74</b>	74—57	56	0,23632	<b>0,4620</b>
	74—75	146	0,61612	
	74—77	17	0,07174	
<b>75</b>	75—74	146	0,61612	<b>0,6287</b>
	75—76	152	0,64144	
<b>76</b>	76—75	152	0,64144	<b>0,3207</b>
<b>77</b>	77—74	17	0,07174	<b>0,0907</b>
	77—78	26	0,10972	
<b>78</b>	78—77	26	0,10972	<b>0,0548</b>

### VIII-5- Modélisation et simulation du réseau

Avec l'aide du logiciel EPANET, on peut modéliser un système de distribution d'eau en suivant les étapes présentes [9] :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'option de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation ;
- Choisir les diamètres qui donnent des vitesses entre 0,5 et 1,5 m/s.

#### a. Formule de pertes de charge utilisées

##### 1. Les pertes charge linéaires

Pour les pertes de charges linéaires elles se calculent par la formule de Darcy-WEISBACH

$$H_l = (\lambda \times L \times V^2) / (2 \times g \times D) \quad (\text{VIII-4})$$

Avec :

- $H_l$  : La perte de charge linéaire (m/ml) ;
- $\lambda$  : Le coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation ;
- $L$  : La longueur de la conduite (m) ;
- $V$  : La vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;
- $D$  : Le diamètre de la conduite (m) ;
- $g$  : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s<sup>2</sup>).

Le coefficient  $\lambda$  est déterminé à partir de la formule de COLBROOK-WHITE :

$$(1/\sqrt{\lambda}) = -2 \times \log \times \left[ (K/(3,71 \times D)) + (2,51 \times (Re \times \sqrt{\lambda})) \right] \quad (\text{VIII-5})$$

Avec :

- $Re$  : Nombre de Reynolds est donné par la formule suivante :

$$Re = (V \times D)/\nu \quad (\text{VIII-6})$$

- $\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau donnée par la formule de STOCKS ci-après :

$$\nu = 0,0178 / (1 + (0,0337 \times T) + (0,00022 \times T^2)) \quad (\text{VIII-7})$$

D'où :

A  $T=20^{\circ}\text{C}$ , la viscosité cinématique sera  $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Les valeurs de la rugosité utilisées en pratique pour les conduites en PEHD sont :

- $K = 0,01 \text{ mm}$  pour  $D \leq 200 \text{ mm}$  ;
- $K = 0,02 \text{ mm}$  pour  $D > 200 \text{ mm}$ .

## 2. Pertes de charge totales

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$H_t = J_l + J_s \quad (\text{VIII-8})$$

Avec :

- $J_s$  : Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires pour les conduites en PEHD.

### b. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que les longueurs et les diamètres de chaque arc (conduite), on lance la simulation du réseau. Suite à plusieurs tâtonnements concernant les diamètres des conduites dans l'objectif d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0,5-1,5], sachant que la pression aux nœuds ne doit pas dépasser 100 m.c.e (10 bar) alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN10.

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN10 sont donnés en (Annexe 11).

Les résultats de simulation des arcs ainsi que les pressions et les charges au niveau des nœuds obtenus sont regroupé dans les tableaux (VIII-2), (VIII-3) ci-dessous :

**Tableau VIII.2-** Détermination des diamètres du réseau de la commune d'El Hamadia

N° de tronçon	L(m)	D ext (mm)	D int (mm)	Q (l/s)	V (m/s)
<b>Tuyau 1</b>	78	225	220,4	35,58	0,93
<b>Tuyau 2</b>	22	225	220,4	35,37	0,93
<b>Tuyau 3</b>	173	225	220,4	34,96	0,92
<b>Tuyau 4</b>	212	200	176,2	34,15	1,4
<b>Tuyau 5</b>	155	200	176,2	33,37	1,37
<b>Tuyau 6</b>	298	200	176,2	32,42	1,33
<b>Tuyau 7</b>	26	200	176,2	31,73	1,3
<b>Tuyau 8</b>	120	63	55,4	2,18	0,91
<b>Tuyau 9</b>	41	75	66	3,33	0,97
<b>Tuyau 10</b>	120	25	21	0,19	0,55
<b>Tuyau 11</b>	40	40	35,2	0,94	0,96
<b>Tuyau 12</b>	39	40	35,2	0,71	0,73
<b>Tuyau 13</b>	120	25	21	0,2	0,59
<b>Tuyau 14</b>	34	75	66	2,7	0,79
<b>Tuyau 15</b>	41	75	66	2,08	0,61
<b>Tuyau 16</b>	120	25	21	0,24	0,68
<b>Tuyau 17</b>	39	32	28	0,49	0,8
<b>Tuyau 18</b>	40	32	28	0,31	0,5
<b>Tuyau 19</b>	120	32	28	0,31	0,51
<b>Tuyau 20</b>	41	40	35,2	1,42	1,46
<b>Tuyau 21</b>	41	40	35,2	0,68	0,7
<b>Tuyau 22</b>	120	32	28	0,34	0,55
<b>Tuyau 23</b>	442	25	21	-0,2	0,57
<b>Tuyau 24</b>	35	20	16	0,12	0,6
<b>Tuyau 25</b>	193	32	28	0,36	0,58
<b>Tuyau 26</b>	33	32	28	0,84	1,36

**Tableau VIII.2 - Détermination des diamètres du réseau de la commune d'El Hamadia**

<b>N° de tronçon</b>	<b>L(m)</b>	<b>D ext (mm)</b>	<b>D int (mm)</b>	<b>Q (l/s)</b>	<b>V (m/s)</b>
<b>Tuyau 27</b>	92	200	176,2	25,64	1,05
<b>Tuyau 28</b>	91	200	176,2	25,25	1,04
<b>Tuyau 29</b>	152	200	176,2	24,74	1,01
<b>Tuyau 30</b>	35	200	176,2	24,34	1
<b>Tuyau 31</b>	194	200	176,2	23,86	0,98
<b>Tuyau 32</b>	145	110	96,8	8,11	1,1
<b>Tuyau 33</b>	171	32	28	0,37	0,6
<b>Tuyau 34</b>	96	110	96,8	6,87	0,93
<b>Tuyau 35</b>	88	110	96,8	6,49	0,88
<b>Tuyau 36</b>	390	110	96,8	5,48	0,74
<b>Tuyau 37</b>	23	90	79,2	4,61	0,93
<b>Tuyau 38</b>	17	90	79,2	4,52	0,92
<b>Tuyau 39</b>	144	90	79,2	4,18	0,85
<b>Tuyau 40</b>	394	63	55,4	3,05	1,26
<b>Tuyau 41</b>	11	63	55,4	2,19	0,91
<b>Tuyau 42</b>	11,4	63	55,4	1,93	0,8
<b>Tuyau 43</b>	59	50	44	1,56	1,03
<b>Tuyau 44</b>	54	20	16	0,11	0,57
<b>Tuyau 45</b>	25	40	35,2	1,16	1,19
<b>Tuyau 46</b>	39	40	35,2	0,68	0,7
<b>Tuyau 47</b>	95	20	16	0,14	0,69
<b>Tuyau 48</b>	90	32	28	0,41	0,67
<b>Tuyau 49</b>	38	20	16	-0,14	0,71
<b>Tuyau 50</b>	109	160	141	14,73	0,94
<b>Tuyau 51</b>	61	160	141	14,37	0,92

**Tableau VIII.2 - Détermination des diamètres du réseau de la commune d'El Hamadia**

<b>N° de tronçon</b>	<b>L(m)</b>	<b>D ext (mm)</b>	<b>D int (mm)</b>	<b>Q (l/s)</b>	<b>V (m/s)</b>
<b>Tuyau 52</b>	38	160	141	14,16	0,91
<b>Tuyau 53</b>	113	160	141	13,84	0,89
<b>Tuyau 54</b>	68	160	141	13,46	0,86
<b>Tuyau 55</b>	296	160	141	12,69	0,81
<b>Tuyau 56</b>	296	125	110,2	11,44	1,2
<b>Tuyau 57</b>	49	20	16	0,1	0,51
<b>Tuyau 58</b>	11	110	96,8	10,59	1,44
<b>Tuyau 59</b>	35	20	16	0,07	0,56
<b>Tuyau 60</b>	244	110	96,8	9,9	1,35
<b>Tuyau 61</b>	44	110	96,8	9,29	1,26
<b>Tuyau 62</b>	57	110	96,8	9,08	1,23
<b>Tuyau 63</b>	147	90	79,2	3,63	0,74
<b>Tuyau 64</b>	59	20	16	0,12	0,62
<b>Tuyau 65</b>	89	75	66	2,88	0,84
<b>Tuyau 66</b>	62	20	16	0,13	0,65
<b>Tuyau 67</b>	138	63	55,4	2,14	0,92
<b>Tuyau 68</b>	78	20	16	0,17	0,82
<b>Tuyau 69</b>	28	63	55,4	1,46	0,63
<b>Tuyau 70</b>	15	50	44	0,99	0,65
<b>Tuyau 71</b>	228	32	28	0,48	0,78
<b>Tuyau 72</b>	9	32	28	0,36	0,58
<b>Tuyau 73</b>	80	20	16	0,17	0,84
<b>Tuyau 74</b>	87	90	79,2	4,84	0,98
<b>Tuyau 75</b>	178	75	66	2,6	0,76
<b>Tuyau 76</b>	265	32	28	0,56	0,91
<b>Tuyau 77</b>	53	40	35,2	1	1,03

**Tableau VIII.2 - Détermination des diamètres du réseau de la commune d'El Hamadia**

<b>N° de tronçon</b>	<b>L(m)</b>	<b>D ext (mm)</b>	<b>D int (mm)</b>	<b>Q (l/s)</b>	<b>V (m/s)</b>
<b>Tuyau 78</b>	180	32	28	0,51	0,82
<b>Tuyau 79</b>	30	20	16	0,06	0,56
<b>Tuyau 80</b>	56	63	55,4	1,56	0,67
<b>Tuyau 81</b>	146	40	35,2	0,95	0,98
<b>Tuyau 82</b>	152	25	21	0,32	0,93
<b>Tuyau 83</b>	17	20	16	0,15	0,73
<b>Tuyau 84</b>	26	20	16	0,05	0,58
<b>Tuyau 85 (R-1)</b>	10	250	220,4	35,77	0,94

**Tableau VIII.3 - les pressions et les charges au niveau des nœuds**

<b>N° de nœud</b>	<b>Demande de base (l/s)</b>	<b>Altitude (m)</b>	<b>Charge (m)</b>	<b>Pression (m)</b>
<b>1</b>	0,484	1069,9	1072,78	11,88
<b>2</b>	0,550	1065,65	1072,49	12,84
<b>3</b>	1,073	1056,39	1072,41	16,02
<b>4</b>	2,118	1043,75	1071,78	28,03
<b>5</b>	2,019	1044,53	1069,5	24,97
<b>6</b>	2,492	1043,56	1067,9	24,34
<b>7</b>	1,782	1039,11	1064,99	25,88
<b>8</b>	1,535	1039,27	1064,75	25,48
<b>9</b>	1,062	1043,51	1062,37	18,86
<b>10</b>	1,073	1038,78	1064	25,22
<b>11</b>	1,095	1044,46	1060,77	16,31
<b>12</b>	1,089	1045,11	1059,86	14,75
<b>13</b>	1,073	1039,08	1063,59	24,51
<b>14</b>	1,111	1039,84	1063,28	23,44
<b>15</b>	1,095	1045,37	1058,38	13,01

**Tableau VIII.3 - les pressions et les charges au niveau des nœuds**

<b>N° de nœud</b>	<b>Demande de base (l/s)</b>	<b>Altitude (m)</b>	<b>Charge (m)</b>	<b>Pression (m)</b>
<b>16</b>	1,111	1046,29	1057,74	11,45
<b>17</b>	1,111	1044,19	1059,67	15,48
<b>18</b>	0,886	1039,58	1058,78	19,2
<b>19</b>	1,084	1043,27	1056,52	13,25
<b>20</b>	1,254	1043,91	1054,9	10,99
<b>21</b>	1,243	1044,78	1058,96	14,18
<b>22</b>	1,007	1036,12	1064,18	28,06
<b>23</b>	1,337	1033,95	1063,63	29,68
<b>24</b>	1,029	1032,94	1062,75	29,81
<b>25</b>	1,260	1032,03	1062,55	30,52
<b>26</b>	2,464	1024,52	1061,5	36,98
<b>27</b>	2,266	1030,55	1059,43	28,88
<b>28</b>	0,941	1043,56	1055,68	12,12
<b>29</b>	1,012	1023,26	1058,43	35,17
<b>30</b>	2,629	1026,69	1057,6	30,91
<b>31</b>	2,272	1030,35	1054,96	24,61
<b>32</b>	0,220	1026,27	1054,65	28,38
<b>33</b>	0,886	1016,43	1054,43	38
<b>34</b>	2,959	998,36	1052,82	54,46
<b>35</b>	2,228	999,76	1038,05	38,29
<b>36</b>	0,688	1000,35	1037,83	37,48
<b>37</b>	0,952	1006,33	1036,03	29,7
<b>38</b>	0,759	1007,92	1034,03	26,11
<b>39</b>	0,297	1009,74	1031,79	22,05
<b>40</b>	0,875	1008,42	1032,54	24,12
<b>41</b>	0,710	1008,44	1031,68	23,24
<b>42</b>	0,732	1009,81	1026,87	17,06

**Tableau VIII.3 - les pressions et les charges au niveau des nœuds**

<b>N° de nœud</b>	<b>Demande de base (l/s)</b>	<b>Altitude (m)</b>	<b>Charge (m)</b>	<b>Pression (m)</b>
<b>43</b>	0,704	1008,65	1029,25	20,6
<b>44</b>	0,935	1021,74	1060,77	39,03
<b>45</b>	0,545	1017,76	1060,39	42,63
<b>46</b>	0,831	1017,47	1060,15	42,68
<b>47</b>	0,996	1015,13	1059,48	44,35
<b>48</b>	2,002	1014,96	1059,1	44,14
<b>49</b>	3,256	1016,24	1057,62	41,38
<b>50</b>	1,958	1017,69	1053,38	35,69
<b>51</b>	0,270	1016,92	1051,69	34,77
<b>52</b>	1,595	1017,73	1053,12	35,39
<b>53</b>	0,193	1015,33	1051,26	35,93
<b>54</b>	1,584	1014,75	1048,01	33,26
<b>55</b>	0,556	1016,03	1047,19	31,16
<b>56</b>	1,601	1014,84	1046,18	31,34
<b>57</b>	1,766	1014,72	1044,9	30,18
<b>58</b>	1,623	1014,57	1044,92	30,35
<b>59</b>	0,325	1014,35	1042,06	27,71
<b>60</b>	1,590	1014,62	1043,69	29,07
<b>61</b>	0,341	1014,91	1040,36	25,45
<b>62</b>	1,342	1015,65	1040,79	25,14
<b>63</b>	0,429	1014,79	1034,34	19,55
<b>64</b>	0,286	1015,24	1040,5	25,26
<b>65</b>	1,337	1015,13	1040,28	25,15
<b>66</b>	1,254	1013,13	1032,05	18,92
<b>67</b>	0,490	1015,09	1040,32	25,23
<b>68</b>	0,440	1013,91	1033,4	19,49
<b>69</b>	2,728	1014,06	1042,86	28,8

**Tableau VIII.3 - les pressions et les charges au niveau des nœuds**

<b>N° de nœud</b>	<b>Demande de base (l/s)</b>	<b>Altitude (m)</b>	<b>Charge (m)</b>	<b>Pression (m)</b>
<b>70</b>	1,758	1014,15	1030,15	16
<b>71</b>	1,282	1014,29	1040,47	26,18
<b>72</b>	1,155	1016,66	1033,32	16,66
<b>73</b>	0,165	1015,88	1031,55	15,67
<b>74</b>	1,205	1014,26	1044,25	29,99
<b>75</b>	1,639	1013,67	1038,27	24,6
<b>76</b>	0,836	1009,72	1027,24	17,52
<b>77</b>	0,237	1014,13	1043,13	29
<b>78</b>	0,143	1014,43	1041,28	26,85
<b>Réservoir R</b>	/	1070,82	1072,82	2

Les figures (VIII.3) et (VIII.4) donnent respectivement «les pression aux nœuds et les débits» et « les vitesse d'écoulement dans les conduites » ainsi que le sens de l'écoulement du réseau de distribution.

### **VIII-6- Conclusion**

Dans ce chapitre dédié au dimensionnement du réseau de distribution de la commune d'El Hamadia dont le réseau est de type mixte, on a déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les paramètres de vitesse et pression, au niveau de ces tuyaux et des jonction, et cela a été effectuer à l'aide du logiciel EPANET.

On a opté pour des conduites en PEHD PN10 par mesure de sécurité et le bon fonctionnement de l'alimentation.

---

## Conclusion générale

Au cours de ce projet d'étude, nous avons pu englober toutes les étapes essentielles pour la résolution de la problématique de diagnostic et la réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de la commune d'El Hamadia.

Après avoir présenté en détail le réseau d'alimentation existant de la commune d'El Hamadia et ses ressources en eau qui est d'une production moyenne de (36 l/s) exploité des eaux de forages, calculer le nombre d'habitant à l'horizon 2058, qui atteindra les 31489 habitants et estimé les différents besoins en eau de la population avec un débit actuel satisfaisant de (31,50 l/s) qui atteindra les (104,83 l/s) au future, ce qui nous donne un déficit de (68,83 l/s), pour cela on a donc proposé d'augmenter le débit de pompage dans les forages, faire un transfert à partir d'un barrage et mettre en marche le cinquième forage afin d'arriver à combler le déficit trouver dans le bilan hydrique.

Par la suite le diagnostic physique du système d'alimentation en eau potable est caractérisé par plusieurs anomalies et défaillance dont il nécessite un remplacement des différents équipements hydrauliques défaillants, et faire des travaux de réhabilitation de génie-civil pour une protection des infrastructures et le bon fonctionnement du réseau à moyen et long terme.

Pour cette dernière partie de notre travail, elle est consacré aux vérifications hydrauliques ce qui nous en mènes à conclure :

- La capacité des réserves de stockage existantes (réservoir, château d'eau et bache à eau) est insuffisante, nous avons projetés donc un autre réservoir à proximité du réservoir existant, avec un volume de 600 m<sup>3</sup> afin d'assurer l'alimentation continue en eau potable.
- Pour ce qui est du système d'adduction, nous avons opté pour des conduites en PEHD (PN16 et PN20), avec des diamètres qui nous donnent une vitesse acceptable.
- En ce qui concerne les pompes, nous avons opté pour des pompes immergées à axe vertical pour les forages, offrant un meilleur rendement et sa grâce au catalogue CAPRARI qui nous a aidé à faire notre choix.
- Ensuite on est passé à la vérification du risque d'apparition du coup de bélier afin de protéger le système d'adduction, après avoir fait les calculs des dépressions et surpressions nous avons constaté que les tronçons ne nécessitent pas de dispositifs anti-bélier.
- Concernant le réseau de distribution qui prend une ossature mixte, d'une longueur totale de 9191,88 m, à l'aide du logiciel EPANET nous avons modifié quelques points dans le réseau existant et nous avons remédiés au changement des anciennes conduites par des conduites en PEHD (PN10) puis on a déterminé les diamètres des différents tronçons de telle sorte à obtenir une vitesse comprise entre [0,5 m/s ; 1,5 m/s] et une pression qui dépasse pas les 100 m.

Enfin, ce projet de fin d'étude nous a servi à jumelé et à rassembler toutes nos connaissances acquises dans le domaine de l'hydraulique durant notre cycle universitaire, nous espérons avoir rependu à l'objectif de ce projet qui est de régler l'ensemble des anomalies du réseau d'AEP de la commun d'El Hamadia. Et nous souhaitons que ce modeste travail puisse servir de guide pour les promotions à venir.

## REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES

[1] **Données** : DRE de Bordj Bou Arréridj.

[2] **Données** : (Source DPAT).

[3] **CHOUGAR, A** : Etude de réseau d'alimentation en eau potable du chef-lieu de la commune Khemis El Khechna Wilaya de de Boumerdes «Adduction et Distribution». Mémoire de fin d'études, Université de Béjaia, juin 2017.

[4] **ALIANE, A. et AMRIOUT, A.** : Diagnostic et étude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Tinebder, Wilaya de Béjaia. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2016.

[5] **Dupont, A** : «Hydraulique urbaine ». Tome II : « Ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux ». Edition EYOLLES, 484 pages, 1979.

[6] **Données** : Bureau d'étude ERTHYTRAPB, Wilaya de BEJAIA.

[7] **BENDAHMANE, I. et OUBELAGHA, N.** : Renforcement de l'AEP de Ouadhias et Taguemount El Djedid à partir de Takhoukht, Wilaya de Tizi-Ouzou. Mémoire de fin d'études, Université de Béjaia, 2007.

[8] **BONNIN, J** : « Aide-mémoire d'Hydraulique Urbaine ». Collection de la direction des études et de la recherche d'électricité de France, Edition EYROLLES, 1982.

[9] **ROUSSAMAN, Lewis A.** « Manuel de l'utilisation d'EPANET 2.0 ». US.Environmental protection agency, 2003.

**Annexe (01) : Tableau du régime distribution de débit journalier**

Heur e du jour	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation ( $K_{max,h}$ )											
	1,2	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,70	1,80	1,90	2,00	2,50
<b>0-1</b>	3,50	3,35	3,20	3,00	2,50	2,00	1,50	1,00	0,90	0,95	0,75	0,60
<b>1-2</b>	3,45	3,25	3,25	3,20	2,65	2,10	1,50	1,00	0,90	0,95	0,75	0,60
<b>2-3</b>	3,45	3,30	2,90	2,50	2,20	1,85	1,50	1,00	0,90	0,95	1,00	1,20
<b>3-4</b>	3,40	3,20	2,90	2,60	2,25	1,90	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00
<b>4-5</b>	3,40	3,25	3,35	3,50	3,20	2,85	2,50	2,00	1,35	2,70	3,00	3,50
<b>5-6</b>	3,55	3,40	3,75	4,10	3,90	3,70	3,50	3,00	3,85	4,70	5,50	3,50
<b>6-7</b>	4,00	3,85	4,15	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,20	5,35	5,50	4,50
<b>7-8</b>	4,40	4,45	4,65	4,90	5,10	5,30	5,50	6,50	6,20	5,85	5,50	10,20
<b>8-9</b>	5,00	5,20	5,05	4,90	5,35	5,80	6,25	6,50	5,50	4,50	3,50	8,80
<b>9-10</b>	4,80	5,05	5,40	5,60	5,85	6,05	6,25	5,50	5,85	4,20	3,50	6,50
<b>10-11</b>	4,70	4,85	4,85	4,90	5,35	5,80	6,25	4,50	5,00	5,50	6,00	4,10
<b>11-12</b>	4,55	4,60	4,60	4,70	5,25	5,70	6,25	5,50	6,50	7,50	8,50	4,10
<b>12-13</b>	4,55	4,60	4,50	4,40	4,60	4,80	5,00	7,00	7,50	7,90	8,50	3,50
<b>13-14</b>	4,45	4,55	4,30	4,10	4,40	4,7	5,00	7,00	6,70	6,35	6,00	3,50
<b>14-15</b>	4,60	4,75	4,40	4,10	4,60	5,05	5,50	5,50	5,35	5,20	5,00	4,70
<b>15-16</b>	4,60	4,70	4,55	4,40	4,60	5,30	6,00	4,50	4,65	4,80	5,00	6,20
<b>16-17</b>	4,60	4,65	4,50	4,30	4,90	5,45	6,00	5,00	4,50	4,00	3,50	10,40
<b>17-18</b>	4,30	4,35	4,25	4,10	4,60	5,05	5,50	6,50	5,50	4,50	3,50	9,40
<b>18-19</b>	4,35	4,40	4,45	4,50	4,70	4,85	5,00	6,50	6,30	6,20	6,00	7,30
<b>19-20</b>	4,25	4,30	4,40	4,50	4,50	4,50	4,50	5,00	5,35	5,70	6,00	1,60
<b>20-21</b>	4,25	4,30	4,40	4,50	4,40	4,20	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	1,60
<b>21-22</b>	4,15	4,20	4,50	4,80	4,20	3,60	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	1,00
<b>22-23</b>	3,90	3,75	4,20	4,60	3,70	2,85	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	0,60
<b>23-24</b>	3,80	3,70	3,50	3,30	2,70	2,10	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60

**Annexe (02) :** Robinet vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)



**Annexe (03) :** Robinet vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)



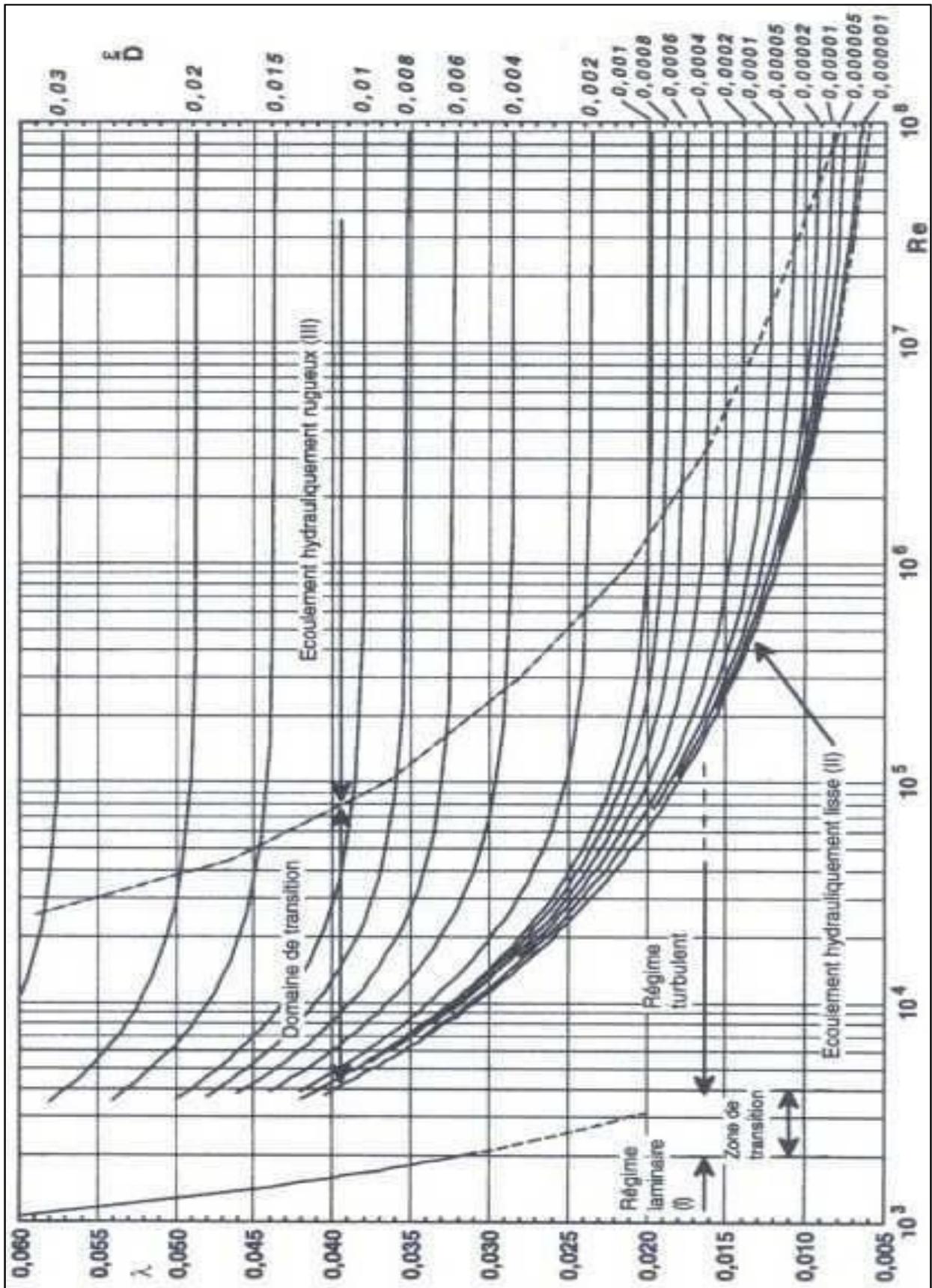
**Annexe (04) : Clapet anti retour à simple battant**



**Annexe (05) : Venteuse**



Annexe (06) : Diagramme de MOODY



**Annexe (07) : Diamètre normalisé en PEHD PN(16)**

<b>Diamètre extérieur (mm)</b>	<b>Epaisseur (mm)</b>	<b>Pression de service (bar)</b>
110	10	16
125	11,4	16
160	14,6	16
200	18,2	16
250	22,7	16
315	28,6	16
400	36,3	16
500	45,4	16
630	57,2	16

**Annexe (08) : Diamètre normalisé en PEHD PN(25)**

<b>Diamètre extérieur (mm)</b>	<b>Épaisseur (mm)</b>	<b>Pression de service (bar)</b>
20	3	25
25	3,5	25
32	4,4	25
40	5,5	25
50	6,9	25
63	8,6	25
75	10,3	25
90	12,3	25
110	15,1	25
125	17,1	25
160	21,9	25
200	27,4	25
250	34,2	25
315	43,1	25
400	54,7	25

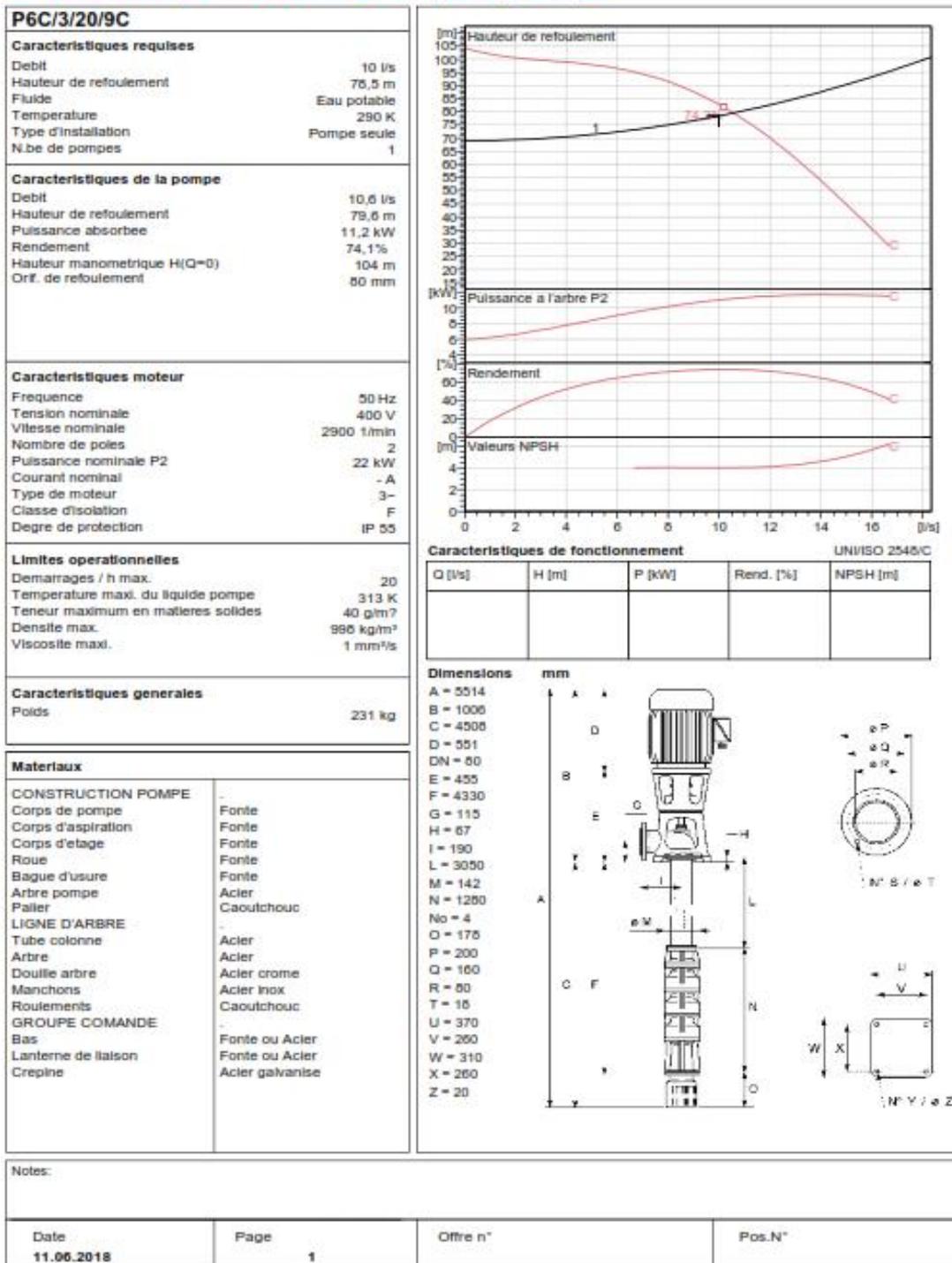
## Annexe (09) : Courbes Caractéristique de la pompe F2

**caprari**

Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

SELECTION INDICATIVE; contacter nos service commerciaux pour un projet complet.



## Annexe (10) : Courbes Caractéristique de la pompe F4

**caprari**

Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

SELECTION INDICATIVE; contacter nos service commerciaux pour un projet complet.

**P6C/3/24/16A****Caracteristiques requises**

Debit	10 l/s
Hauteur de refoulement	194 m
Fluide	Eau potable
Temperature	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

**Caracteristiques de la pompe**

Debit	10,9 l/s
Hauteur de refoulement	197 m
Puissance absorbee	25,6 kW
Rendement	74,1%
Hauteur manometrique H(Q=0)	234 m
Orif. de refoulement	50 mm

**Caracteristiques moteur**

Frequence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 t/min
Nombre de poles	2
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3-
Classe d'isolation	F
Degre de protection	IP 55

**Limites operationnelles**

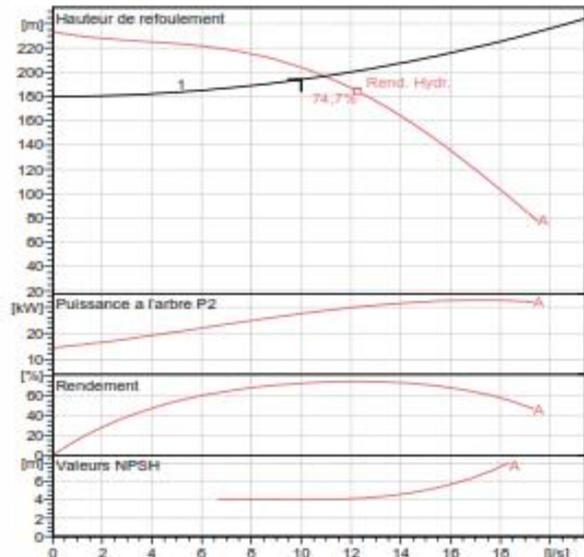
Demarrages / h max.	20
Temperature maxi. du liquide pompe	313 K
Teneur maximum en matieres solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densite max.	995 kg/m <sup>3</sup>
Viscosite maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s

**Caracteristiques generales**

Poids	375 kg
-------	--------

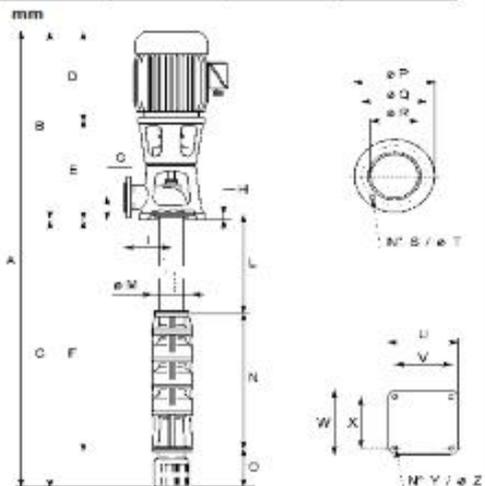
**Matériaux**

<b>CONSTRUCTION POMPE</b>	-
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'etage	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Arbre pompe	Acier
Paillet	Caoutchouc
<b>LIGNE D'ARBRE</b>	-
Tube colonne	Acier
Arbre	Acier
Douille arbre	Acier chrome
Manchons	Acier inox
Roulements	Caoutchouc
<b>GROUPE COMANDE</b>	-
Bas	Fonte ou Acier
Lanterne de liaison	Fonte ou Acier
Crepine	Acier galvanise

**Caracteristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

**Dimensions**

Notes:

Date 11.06.2018	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

**Annexe (11) : Diamètre normalisé en PEHD PN(10)**

<b>Diamètre extérieur (mm)</b>	<b>Epaisseur (mm)</b>	<b>Pression de service (bar)</b>
20	2,0	10
25	2,0	10
32	2,0	10
40	2,4	10
50	3,0	10
63	3,8	10
75	4,5	10
90	5,4	10
110	6,6	10
125	7,4	10
160	9,5	10
200	11,9	10
250	14,8	10
315	18,7	10
400	23,7	10
500	29,7	10
630	37,4	10

## Résumé

Dans ce modeste travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour le diagnostic et la réhabilitation du réseau d'AEP de la commune d'El Hamadia à partir des deux forages sur un horizon de 40 ans.

Après la présentation de la zone d'étude, nous avons entamé l'estimation des besoins annuels et future qui émerge les différents débits, ensuite on est passé au diagnostic physique pour déceler les anomalies et vérifié la capacité des réservoirs existant suivant le régime de consommation des localités concernées par le réservoir, puis on est passé à l'étude techno-économique des conduites d'adduction et nous avons fait le choix des pompes qui répond aux exigences des forages. Enfin on a procédé à la vérification du phénomène du coup bélier et nous avons terminé par le dimensionnement du réseau de distribution du centre-ville et le côté ouest de la ville d'El Hamadia, à l'aide du logiciel EPANET.

**Mots clés** : Forage, diagnostic, adduction, réservoir, pompe, distribution.

## Abstract

In this modest work, we have established the various steps necessary for the diagnosis and rehabilitation of the water supply network of the municipality of El Hamadia from the two boreholes over a 40-year horizon.

After the presentation of the study area, we began the estimation of the annual and future needs that emerge the different flows, then we went to the physical diagnosis for anomalies and checked the capacity of the existing tanks according to the consumption regime. The localities concerned by the reservoir, then we went to the techno-economic study of the supply pipes and we chose the pumps that depend on the drilling requirements. Finally we proceeded to the verification of the phenomenon of the ram blow and we finished by the dimensioning of the distribution network of the city center and the west side of the city of El Hamadia, using the software EPANET.

**Keywords**: Drilling, diagnosis, adduction, water tower, pump, distribution.

## Agzul

Deg khedim agui nhegga-d isurifen igejdanen yemgaraden ilmend n umminad akked uqe ed n yima afen i yessawa en aman n tissit i t iwant n L emmadya seg sin n yiqudas i yigli n 40 nesna.

Segmi i awen-d-sunnec adeg n tezrawt-nne nu al er wazal ara wa en i tura d wayen id-iteddun er sdat s yiktumen yemgaraden id-yufraren, syen akin nezzi er umminad n u ersan akken ad naf anda llan wuguren d ukettar iwumi zemren t uza i yellan, ma nkenna-t er wanhil i itess umsider d texliyin i yeqnen er t aza. Syen akkin nezzi er tezrawt n tiknik n tdamsa n yimizaben i yessawa en aman, syin nexter dighen lbumbat ig laqen i wayen ssuturen yiqudas.

Deg tagara n wala s telqay tiyita n tef ist n waman syen nsuli axedim nne s le sab n uma ad i yesserbayen i temna t id-nefren s tallelt n lajisyal EPANET.

**Tissura**: aqadas, amminad, assiwedh, ta uzi, lbumba, asserbi.