

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



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

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**Oulbani Khelidja  
Gherbi Hanane**

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

### INTITULE :

## **DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE D'OULED SIDI BRAHIM (W.BORDJ BOU ARRERIDJ)**

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

- Président : **Mr LADJEL. M**
- Promoteur : **Mr SAKHRAOUI. F**
- Co-promoteur : **Mr CHENAFI. A**
- Examineur : **Mr SELLAOUI. A**

Année Universitaire : 2017/2018

# Remerciements

*Tout d'abord nous remercions le DIEU tout puissant, de nous avoir donné tout le courage et la patience pour mener ce travail à terme.*

*Au terme de cette modeste étude, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à nos promoteurs Mr SAKHRAOUI. F et Mr CHENAFI. A. Ils nous a accordé ce qu'est le plus précieux, leur temps, et leur attention.*

*Nous le remercions pour leur aide et leur disponibilité.*

*Nous remercions L'ensemble des enseignants qui nous ont suivis durant notre cycle d'étude.*

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

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

*Merci*

*Hanane et Khelidja*

# Liste des symboles

- A : amortissement annuel de la conduite (Annuité).  
a : la célérité de l'onde (m/s).  
B: La valeur maximale du coup de bélier (m).  
B<sub>L</sub>: Le bilan.  
C<sub>tp</sub>: Cote de trop plein.  
C<sub>J</sub> : coefficient exprimant le rapport du débit du tronçon sur le débit à la tête du réseau.  
D<sub>int</sub> : Diamètre intérieur de la conduite en (m).  
D<sub>c</sub> : diamètre de la cuve (m).  
D : Diamètre de la conduite (m).  
DN: diamètre nominale (m).  
D<sub>ext</sub>: Diamètre extérieur de la conduite (m).  
E : Energie totale dépensée par la pompe (KWh).  
E : facteur économique.  
e : Epaisseur de la conduite en (m).  
e' : prix unitaire d'un KWh.  
F<sub>1</sub> : Forage 1 de Tala Ouassif.  
F<sub>2</sub> : Forage 2 de Tala Ouassif.  
F<sub>3</sub>: Forage 1 D'elmkata.  
F<sub>4</sub>: Forage 2 d'elmkata.  
F<sub>exp</sub>: Les frais d'exploitation (DA).  
F<sub>am</sub> : Les frais d'amortissement (DA).  
g : Accélération de la pesanteur (m<sup>2</sup>/s).  
H<sub>0</sub> : La pression absolue dans la conduite (m).  
H<sub>d</sub> : La valeur maximale de la dépression.  
H<sub>g</sub>: Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau.  
H<sub>s</sub> : La valeur maximale de la surpression.  
H<sub>S</sub> : Les pertes charge singulière.  
H<sub>t</sub> : Perte de charge totale (m).  
H<sub>L</sub>: Perte de charge linéaire (m).  
H<sub>MT</sub> : Hauteur manométrique.  
H<sub>v</sub> : Tension de vapeur de l'eau pompée.  
H<sub>2</sub> : la distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe, et l'axe horizontale de h=0 en (m).  
H<sub>d</sub>: la charge disponible.  
H : hauteur d'élévation en (m).  
H<sub>c</sub> : Charge totale en fonction du débit en (m).  
H<sub>a</sub> :Hauteur géométrique d'aspiration (m).  
H<sub>r</sub> :Hauteur géométrique de refoulement (m).  
h : perte de charge engendrée par le vannage en (m) ;  
h : hauteur d'eau (m).  
h<sub>inc</sub>: La hauteur de la réserve d'incendie.

$h_v$  : Tension de vapeur en m pour une température de 20° C.  
 $i$  : taux d'annuité (8%)  
 $J$  : Perte de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m);  
 $J_i$  : Perte de charge du tronçon  $i$  (m).  
 $J_a$  : Pertes de charges d'aspiration,  
 $J_r$  : Pertes de charges de refoulement,  
 $J_v$  : perte de charge dans la vanne.

$K$  : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.  
 $K_f$  : coefficient de majoration.  
 $K_{max}$  : coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville.  
 $K_{min,j}$  : Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9.  
 $K_{max,h}$  : Coefficient d'irrégularité maximal horaire.  
 $K_{min,h}$  : Coefficient d'irrégularité minimal horaire.  
 $K_{min,j}$  : Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9.  
 $K$  : la rugosité absolue, déterminée en mesurant l'épaisseur des parois internes du tuyau (m).  
 $k_0$  : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau.  
 $k_j$  : Coefficient de variation journalière de la consommation.  
 $k_h$  : Coefficient de variation horaire de la consommation.  
 $L$  : Longueur de la conduite (m).  
 $L_{i-j}$  : Longueur du tronçon  $[i-j]$  (m).  
 $M$  : Facteur tenant compte du matériau de la canalisation.  
 $m$  : Exposant tenant compte du type du matériau.  
 $N$  : nombre d'années séparant les deux horizons.  
 $N_i$  : Nombre d'habitants.  
 $ND$  : Niveau dynamique du plan de pompage.  
 $N$  : La vitesse de rotation (tr/min).  
 $NPSH_d$  : La charge minimale disponible à l'aspiration.  
 $NPSH_r$  : La charge nette minimale à l'aspiration.  
 $n$  : durée d'exploitation de la conduite.  
 $P$  : population à l'horizon considéré.  
 $P_a$  : puissance absorbée par la pompe (KW).  
 $PEHD$  : Polyéthylène haute densité.  
 $P_u$  : Puissance hydraulique ou utile.  
 $P$  : point de fonctionnement.  
 $P_{moy}$  : Les précipitations moyennes (mm).  
 $P_1$  : point désiré.  
 $P_U$  : Le prix unitaire de la conduite en (DA/ml).  
 $P_0$  : population actuelle de l'année de référence (hab).  
 $P_{max}$  : Résidu maximal dans le réservoir en(%).  
 $Q_{moy,j}$  : consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j).  
 $Q_j$  : la dotation moyenne journalière (l/j/hab).  
 $Q_{moy,j,maj}$  : débit moyen journalier majoré (m<sup>3</sup>/j).  
 $Q_{max,j}$  : Consommation maximale journalière qui correspond à la journée la plus chargée

del'année.

$Q_{\min.j}$  : Consommation minimale journalière qui correspond à la journée la moins chargée de l'année.

$Q_{\text{moy.h}}$  : Consommation moyenne horaire.

$Q_{\text{max.h}}$  : Consommation maximale horaire.

$Q_{\text{min.h}}$  : Consommation minimale horaire.

$Q$  : Le débit de pompage (l/s).

$Q_{I-K}$  : Débit du tronçon concerné (l/s).

$Q$  : Débit ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

$Q_i$  : Débit réparti préalablement pour le tronçon  $i$  (l/s).

$Q_P$  : débit de pointe (l/s).

$Q_r$  : Débit en route (l/s).

$Q_S$  : Débit spécifique (l/s);

$Q_{ci}$  : Débit concentré au nœud «  $i$  » en (l/s).

$Q_{p+inc}$  : Débit de point + débit incendie (l/s).

$Q_{inc}$  : Débit nécessaire pour l'extinction d'un incendie (l/s).

$R_{\max}^+$  : Excédent en eau à différentes heures de la journée.

$R_{\min}^-$  : Insuffisances en eau à différentes heures de la journée.

$R_1$  : Réservoir de Sidi Ali Rihan qui alimente la zone I.

$R_2$  : Réservoir de Timizar 1 qui alimente la zone II.

$R_3$  : Réservoir de Timizar 2 qui alimente la zone III.

$R_p$  : Réservoir projeté.

$R_{2*300}$  : deux réservoirs  $300 \text{ m}^3$ .

$R_{500}$  : réservoirs  $500 \text{ m}^3$ .

$RQ^2$  : valeur de la perte de charge au point considéré en (m).

$R$  : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

$R_{I-K}$  : Résistance de la conduite.

$Re$  : Nombre de Reynolds.

$SR$  : Station de reprise existante.

$S$  : section du réservoir ( $\text{m}^2$ ).

$T$  : taux d'accroissement annuel de la population.

$T'$  : Temps de fonctionnement des pompes (h).

$T$  : Les températures moyennes ( $^{\circ}\text{C}$ ).

$T_{\min}$  : Les températures maximales minimales ( $^{\circ}\text{C}$ ).

$T_{\max}$  : Les températures minimales ( $^{\circ}\text{C}$ ).

$t_f$  : Le temps de fermeture.

$t_r$  : Le temps de retour de l'onde de déformation.

$V_{inc}$  : Volume pour incendie qui est égale à  $60 \text{ m}^3$  par heure.

$V_T$  : Volume total du réservoir ( $\text{m}^3$ ).

$V_u$  : Volume utile en ( $\text{m}^3$ ) (maximal de stockage pour la consommation).

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir ( $\text{m}^3$ ).

$V_0$  : La vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s).

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

$\alpha_{\max}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail.

$\beta_{\max}$  : coefficient dépend du nombre d'habitants.

$\alpha_{\min}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.

$\beta_{\min}$ : coefficient dépend du nombre d'habitants.

$\rho$ : masse volumique de l'eau = 1000kg/m<sup>3</sup>.

$\emptyset$  :Diamètre de la conduite

$\lambda$ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre Reynolds.

$\nu$ : La viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s).

$\eta_p$ :Le rendement de la pompe(%).

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

$\sum j$ :Somme des pertes de charge dans une maille donnée (m).

$\sum L_i$  : somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

$\sum Q_{ri}$  : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud i.

$\Gamma$  : prix du kWh d'énergie en DA.

$\gamma$  : coefficient de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station le pompage.

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

$\xi$ : coefficient d'ouverture de la vanne.

$\theta$ : angle d'inclinaison du papillon.

## La liste des tableaux

<b>Tableau I.1-</b> <i>Les températures moyennes (période 1998-2008)</i> .....	5
<b>Tableau I.2-</b> <i>Les températures maximales et minimales (période 1998-2008)</i> .....	5
<b>Tableau I.3-</b> <i>Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (période 1998-2006)</i> .....	5
<b>Tableau I.4-</b> <i>Caractéristiques des forages Tala Ouassif</i> .....	7
<b>Tableau I.5-</b> <i>Caractéristiques des forages El Mkhata</i> .....	8
<b>Tableau I.6-</b> <i>Capacité des réservoirs existants</i> .....	8
<b>Tableau II.1-</b> <i>Estimation de la population à différents horizons</i> .....	10
<b>Tableau II.2-</b> <i>Estimation de la population aux différents horizons pour les trois zones</i> .....	12
<b>Tableau II.3-</b> <i>Détermination du nombre d'élève</i> .....	12
<b>Tableau II.4-</b> <i>Consommation de la population pour différents horizons</i> .....	13
<b>Tableau II.5-</b> <i>Les besoins en eau scolaires</i> .....	14
<b>Tableau II.6-</b> <i>Les besoins en eau sanitaires</i> .....	14
<b>Tableau II.7-</b> <i>Besoins socioculturels</i> .....	14
<b>Tableau II.8-</b> <i>Besoins administratifs</i> .....	14
<b>Tableau II.9-</b> <i>Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizon</i> .....	15
<b>Tableau II.10-</b> <i>Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée à 20%</i> .....	15
<b>Tableau II.11-</b> <i>Variation de la consommation journalière maximal à l'horizon 2058</i> .....	16
<b>Tableau II.12-</b> <i>Variation de la consommation journalière total à l'horizon 2058</i> .....	17
<b>Tableau II.13-</b> <i>Variation de la consommation journalière minimal à l'horizon 2058</i> .....	17
<b>Tableau II.14-</b> <i>Valeurs du coefficient <math>\beta_{max}</math> en fonction du nombre d'habitants</i> .....	18
<b>Tableau II.15-</b> <i>Valeurs du coefficient <math>K_{max-h}</math> pour les trois zones</i> .....	19
<b>Tableau II.16-</b> <i>Valeurs du coefficient <math>\beta_{min}</math> en fonction du nombre d'habitants</i> .....	19
<b>Tableau II.17-</b> <i>Valeurs du coefficient <math>K_{minh}</math> pour les trois zones</i> .....	20
<b>Tableau II.18-</b> <i>Variation du débit horaire pour la zone I</i> .....	20
<b>Tableau II.19-</b> <i>Variation du débit horaire pour la zone II</i> .....	21
<b>Tableau II.20-</b> <i>Variation du débit horaire pour la zone III</i> .....	22
<b>Tableau III.1-</b> <i>Calcul de la capacité du réservoir de la zone I</i> .....	28
<b>Tableau III.2-</b> <i>Calcul de la capacité du réservoir de la zone II</i> .....	29
<b>Tableau III.3-</b> <i>Calcul de la capacité du réservoir de la zone III</i> .....	30
<b>Tableau III.4-</b> <i>Détermination de la capacité de réservoir projeté</i> .....	31
<b>Tableau III.5-</b> <i>Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs</i> .....	33
<b>Tableau IV.1-</b> <i>Détermination de la <math>H_{MT}</math> du tronçon <math>F_1-SR</math></i> .....	43
<b>Tableau IV.2-</b> <i>Frais d'exploitation de forage <math>F_1</math></i> .....	43

<b>Tableau IV.3-Frais d'amortissement de la conduite <math>F_1</math>-SR.....</b>	<b>44</b>
<b>Tableau IV.4-Bilan global des frais du tronçon <math>F_1</math>-SR.....</b>	<b>44</b>
<b>Tableau IV.5-Détermination de la HMT du tronçon <math>F_2</math>-SR.....</b>	<b>45</b>
<b>Tableau IV.6-Frais d'exploitation de forage <math>F_2</math>.....</b>	<b>45</b>
<b>Tableau IV.7-Frais d'amortissement de la conduite <math>F_2</math>-SR.....</b>	<b>45</b>
<b>Tableau IV.8-Bilan global des frais du tronçon <math>F_2</math>-SR.....</b>	<b>45</b>
<b>Tableau IV.9-Détermination de la HMT du tronçon SR-<math>R_{2,3}</math>.....</b>	<b>46</b>
<b>Tableau IV.10-Frais d'exploitation de la station de reprise existant.....</b>	<b>46</b>
<b>Tableau IV.11-Frais d'amortissement de la conduite SR-<math>R_{2,3}</math>.....</b>	<b>47</b>
<b>Tableau IV.12-Bilan global des frais du tronçon SR-<math>R_{2,3}</math>.....</b>	<b>47</b>
<b>Tableau IV.13-Détermination de la HMT du tronçon <math>F_3</math>-<math>R_P</math>.....</b>	<b>48</b>
<b>Tableau IV.14-Frais d'exploitation de forage <math>F_3</math>.....</b>	<b>48</b>
<b>Tableau IV.15-Frais d'amortissement de la conduite <math>F_3</math>-<math>R_P</math>.....</b>	<b>48</b>
<b>Tableau IV.16-Bilan global des frais du tronçon <math>F_3</math>-<math>R_P</math>.....</b>	<b>48</b>
<b>Tableau IV.17-Détermination de la HMT du tronçon <math>F_4</math>-<math>R_P</math>.....</b>	<b>49</b>
<b>Tableau IV.18-Frais d'exploitation de forage <math>F_4</math>.....</b>	<b>49</b>
<b>Tableau IV.19-Frais d'amortissement de la conduite <math>F_4</math>-<math>R_P</math>.....</b>	<b>49</b>
<b>Tableau IV.20-Bilan global des frais du tronçon <math>F_4</math>-<math>R_P</math>.....</b>	<b>50</b>
<b>Tableau IV.21-Calcul de la <math>H_T</math>.....</b>	<b>50</b>
<b>Tableau IV.22-Variation de l'angle d'ouverture en fonction <math>\xi</math>.....</b>	<b>51</b>
<b>Tableau IV.23-Récapitulatif des résultats obtenu.....</b>	<b>51</b>
<b>Tableau V.1-Tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température .....</b>	<b>58</b>
<b>Tableau V.2-Les caractéristiques des différents pompes choisies.....</b>	<b>61</b>
<b>Tableau V.3-Les caractéristiques du la pompe choisie.....</b>	<b>63</b>
<b>Tableau V.4-Les caractéristiques des différents pompes choisies.....</b>	<b>66</b>
<b>Tableau VI. 1-Détermination du débit de pointe pour chaque zone.....</b>	<b>71</b>
<b>Tableau VI.2-Détermination des débits en nœud de la zone I.....</b>	<b>73</b>
<b>Tableau VI.3-Détermination des débits en nœud de la zone II.....</b>	<b>74</b>
<b>Tableau VI.4-Détermination des débits en nœud de la zone III .....</b>	<b>75</b>
<b>Tableau VI.5-Détermination des diamètres avantageux de la zone I.....</b>	<b>77</b>
<b>Tableau VI.6-Détermination des diamètres avantageux de la zone II.....</b>	<b>78</b>
<b>Tableau VI.7-Détermination des diamètres avantageux de la zone III.....</b>	<b>78</b>
<b>Tableau VI.8-Etat des nœuds du réseau de la zone I .....</b>	<b>79</b>
<b>Tableau VI.9-Etat des arcs du réseau de la zone I.....</b>	<b>80</b>

<b>Tableau VI.10-</b> <i>Etat des nœuds du réseau de la zone II</i> .....	80
<b>Tableau VI.11-</b> <i>Etat des arcs du réseau de la zone II</i> .....	81
<b>Tableau VI.12-</b> <i>Etat des nœuds du réseau de la zone III</i> .....	81
<b>Tableau VI.13-</b> <i>Etat des arcs du réseau de la zone III</i> .....	82
<b>Tableau VII.1-</b> <i>Calcul des valeurs maximales du coup de bélier</i> .....	90

# Liste des figures

<b>Figure I.1-</b> <i>Carte de wilaya de Bordj Bou Arreridj et ses communes</i> .....	3
<b>Figure I.2-</b> <i>Plan représentative de la zone d'étude</i> .....	4
<b>Figure I.3-</b> <i>Répartition mensuelle des précipitations</i> .....	6
<b>Figure I.4-</b> <i>Forage 1-Tala Ouassif</i> .....	7
<b>Figure I.5-</b> <i>Forage 2-Tala Ouassif</i> .....	7
<b>Figure I.6-</b> <i>Forage 1-El Mkhataf</i> .....	8
<b>Figure I.7-</b> <i>Forage 2-El Mkhata</i> .....	8
<b>Figure I.8-</b> <i>La localisation des forages et des réservoirs de la zone d'étude</i> .....	9
<b>Figure II.1-</b> <i>La répartition de la commune Ouled Sidi Brahim en trois zones</i> .....	11
<b>Figure II.2-</b> <i>Evolution de la population</i> .....	12
<b>Figure III.1-</b> <i>Schéma générale de réservoir</i> .....	25
<b>Figure III.2-</b> <i>Conduite d'adduction</i> .....	25
<b>Figure III.3-</b> <i>Conduite de distribution</i> .....	26
<b>Figure III.4-</b> <i>Matérialisation de la réserve d'incendie</i> .....	26
<b>Figure IV.1-</b> <i>L'emplacement préférable des ventouses</i> .....	35
<b>Figure IV.2-</b> <i>Robinet vanne à opercule</i> .....	36
<b>Figure IV.3-</b> <i>Robinet vanne papillon</i> .....	37
<b>Figure IV.4-</b> <i>Ventouse (d'après document Pont-à-Mousson)</i> .....	37
<b>Figure IV.5-</b> <i>Clapet anti retour</i> .....	37
<b>Figure V.1-</b> <i>Les trois essentiels des turbopompes</i> .....	52
<b>Figure V.2-</b> <i>Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge</i> .....	54
<b>Figure V.3-</b> <i>Point de fonctionnement d'une pompe</i> .....	55
<b>Figure V.4-</b> <i>Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation</i> .....	57
<b>Figure V.5-</b> <i>Courbe caractéristique de la pompe au niveau de forage F<sub>1</sub></i> .....	59
<b>Figure V.6-</b> <i>Courbe caractéristique de la pompe au niveau de forage F<sub>2</sub></i> .....	60
<b>Figure V.7-</b> <i>Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de reprise SR</i> .....	61
<b>Figure V.8-</b> <i>Courbe caractéristique de la pompe au niveau de forage F<sub>3</sub></i> .....	63
<b>Figure V.9-</b> <i>Courbe caractéristique de la pompe au niveau de forage F<sub>4</sub></i> .....	65
<b>Figure VI.1-</b> <i>Réseau ramifié</i> .....	68
<b>Figure VI.2-</b> <i>Réseau maillé</i> .....	68
<b>Figure VI.3-</b> <i>Réseau mixte</i> .....	69

<b>Figure VI.4-</b> <i>Réseau de distribution</i> .....	69
<b>Figure VI.5-</b> <i>Réseau de distribution après simulation</i> .....	79
<b>Figure VI.6-</b> <i>Vanne de régulation de pression aval</i> .....	82
<b>Figure VI.7-</b> <i>Résultat de la simulation avec régulateur de pression</i> .....	83
<b>Figure VII.1-</b> <i>Phases de propagation de l'onde du coup de bélier</i> .....	87
<b>Figure VII.2-</b> <i>Principe de la disposition d'un réservoir d'air</i> .....	88
<b>Figure VII.3-</b> <i>Cheminée d'équilibre</i> .....	88
<b>Figure VII.4-</b> <i>pose d'une canalisation dans un terrain ordinaire</i> .....	92
<b>Figure VII.5-</b> <i>pose d'une canalisation en galerie</i> .....	92
<b>Figure VII.6-</b> <i>Canalisation traversée d'une rivière</i> .....	93

# Sommaire

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

1.1 Situation géographique .....	3
1.2 Situation topographique .....	4
1.3 Situation climatique .....	4
a. Le climat .....	4
b. La température .....	4
- Températures moyennes .....	4
- Températures maximales et minimales .....	5
c. La pluviométrie .....	5
d. Le vent .....	6
1.4 Situation géologique .....	6
a. Dépôts récents .....	6
b. Quaternaire .....	6
c. Miocène .....	6
d. Miocène supérieur .....	6
e. Miocène inférieur .....	6
f. Campanien .....	6
1.5 Situation hydrogéologique .....	7
• Eau souterraines .....	7
1.6 Situation hydraulique .....	7
a. Forage Tala Ouassif F <sub>1</sub> et F <sub>2</sub> .....	7
b. Forage El Mkhata F <sub>3</sub> et F <sub>4</sub> .....	8
c. Les réservoirs .....	8
Conclusion .....	9

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau

2.1 Estimation de la population .....	10
2.1.1 Taux d'accroissement .....	10
2.1.2 Horizon de calcul .....	11
2.1.3 Infrastructure scolaire .....	12

2.1.4	Infrastructure sanitaires .....	12
2.1.5	Infrastructure Socioculturel .....	12
2.1.6	Infrastructure administratif .....	13
2.1.7	Dotation .....	13
2.2	Catégorie des besoins .....	13
2.2.1	Besoins domestiques .....	13
2.2.2	Besoins scolaires .....	13
2.2.3	Besoins sanitaires.....	14
2.2.4	Besoins socioculturel .....	14
2.2.5	Besoins administratifs .....	14
2.2.6	Présentation des différents besoins en eau à différents horizons .....	14
2.2.7	Majoration de la consommation moyenne journalière .....	15
2.3	Caractéristiques de la consommation .....	15
2.3.1	Etude des variations des débits .....	15
2.3.2	Variation de la consommation journalière .....	16
a.	Coefficient d'irrégularité journalier maximal .....	16
b.	Coefficient d'irrégularité journalier minimal .....	17
2.3.3	Variation de la consommation horaire .....	18
a.	Coefficient d'irrégularité maximal horaire ( $K_{\max.h}$ ) .....	18
b.	Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{\min.h}$ ) .....	19
c.	Evaluation de la consommation horaire .....	20
	Conclusion .....	23

### **Chapitre III : Les Réservoirs**

3.1	Rôle et utilité des réservoirs .....	24
3.2	Classification des réservoirs .....	24
3.3	Emplacement des réservoirs .....	25
3.4	Les équipements des réservoirs .....	25
3.4.1	Conduite d'adduction .....	25
3.4.2	Conduite de distribution .....	26

3.4.3	Conduite de trop-plein .....	26
3.4.4	Conduite de vidange .....	26
3.4.5	Conduit BY-PASS .....	26
3.4.6	Matérialisation de la réserve d'incendie .....	27
3.5	Détermination de la capacité du réservoir .....	27
3.5.1	Dimensionnement des réservoirs .....	28
a.	Réservoir R1 (Sidi Ali Rihan) qui alimente la zone I .....	28
b.	Réservoir R2 (Timizar 1) qui alimente la zone II .....	29
c.	Réservoir R3 (Timizar 2) qui alimente la zone III .....	30
3.5.2	Dimensionnement du réservoir projeté ( $R_P$ ) .....	31
3.5.3	Forme des réservoirs .....	32
a.	Le diamètre D de la cuve .....	32
b.	La hauteur de la réserve d'incendie ( $h_{inc}$ ) .....	32
	Conclusion .....	33

## **Chapitre IV : Adduction**

4.1	Type d'adduction .....	34
4.1.1	Adduction gravitaire .....	34
4.1.2	Adduction par refoulement .....	34
4.1.3	Adduction mixte .....	34
a.	Adduction refoulement-gravitaire .....	34
b.	Adduction gravitaire-refoulement .....	34
4.2	Quelques notions simples sur l'adduction .....	34
4.2.1	Choix du tracé .....	34
4.2.2	Profil d'une adduction .....	35
4.2.3	La ligne piézométrique .....	35
4.2.4	L'air dans la tuyauterie .....	35
4.2.5	Dépôts dans l'adduction .....	36
4.2.6	Choix des types des conduites .....	36

4.2.7	Organes et accessoires de l'adduction .....	36
a.	Organes de sectionnement .....	36
b.	Organes de protection .....	37
c.	Organes de régulation .....	37
d.	Organes de branchement .....	38
4.3.8	Tracé et dimensionnement d'une adduction .....	38
4.3.9	Choix du site de stockage .....	38
4.4	Etude Technico-économique .....	38
4.4.1	Calcul du diamètre économique .....	38
4.4.2	Calcul de la vitesse .....	38
4.4.3	Calcul des pertes de charge .....	39
a.	Pertes de charge linéaires $H_L$ .....	39
b.	Les pertes charge de singulière ( $H_S$ ).....	40
c.	Pertes de charge totales $H_T$ .....	40
4.4.4	Détermination de la hauteur manométrique $H_{MT}$ .....	41
4.4.5	Puissance absorbée par la pompe .....	41
4.4.6	Energie consommée par la pompe.....	41
4.4.7	Frais d'exploitation .....	41
4.4.8	Frais d'amortissement.....	42
4.4.9	Bilan économique.....	42
4.4.10	Calcul des conduites gravitaires.....	42
4.4.11	Description de schéma d'adduction.....	42
4.5	Calcul de l'adduction.....	43
4.5.1	Conduite de refoulement du tronçon $F_1$ -SR.....	43
a.	Frais d'exploitation.....	43
b.	Frais d'amortissement.....	43
c.	Bilan global des frais.....	44
4.5.2	Conduites de refoulement du tronçon $F_2$ -SR.....	44
a.	Frais d'exploitation.....	45
b.	Frais d'amortissement.....	45
c.	Bilan global des frais.....	45
4.5.3	Conduites de refoulement du tronçon SR-R2*300.....	45
a.	Frais d'exploitation.....	46
b.	Frais d'amortissement.....	46
c.	Bilan global des frais.....	47

4.5.4 Conduite de refoulement du tronçon F <sub>3</sub> - R <sub>P</sub> .....	47
a. Frais d'exploitation.....	48
b. Frais d'amortissement.....	48
c. Bilan global des frais.....	48
4.5.5 Conduite de refoulement du tronçon F <sub>4</sub> -R <sub>P</sub> .....	48
a. Frais d'exploitation.....	49
b. Frais d'amortissement.....	49
c. Bilan global des frais.....	50
4.5.6 Conduite gravitaire tronçons R <sub>P</sub> -R <sub>500</sub> .....	50
Conclusion.....	51

## **Chapitre V : Pompes**

5.1 Classification des pompes.....	52
a. Les pompes volumétriques.....	52
b. Les Turbo-pompes.....	52
5.2 Choix du type de la pompe.....	53
5.3 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge.....	53
5.3.1 La vitesse de rotation (N).....	53
5.3.2 Le débit de pompage (Q) .....	53
5.3.3 La hauteur manométrique totale (HMT).....	53
a. Hauteur géométrique d'aspiration (H <sub>a</sub> ).....	53
b. Hauteur géométrique de refoulement (H <sub>r</sub> ) .....	53
c. Pertes de charges (J <sub>a</sub> +J <sub>r</sub> ).....	53
5.3.4 Les puissances utiles et absorbées.....	54
a. Puissance absorbée par la pompe.....	54
b. Puissance hydraulique ou utile (P <sub>u</sub> ) .....	54
5.3.5 Le rendement de la pompe.....	54
5.4 Les courbes caractéristiques.....	54
5.4.1 Courbes caractéristiques des pompes centrifuges.....	54
5.4.2 Courbes caractéristiques de la conduite.....	54
5.5 Point de fonctionnement.....	55
5.5.1 Recherche du point de fonctionnement.....	55
5.5.2 Réalisations du point de fonctionnement désire.....	55
a. 1 <sup>er</sup> Variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage.....	55
b. 2 <sup>eme</sup> Variante : Régulation par refoulement (le vannage).....	56

c. 3 <sup>ème</sup> Variante : variation de la vitesse.....	57
5.6 Etude de la cavitation.....	57
5.7 Choix des pompes du projet.....	58
5.7.1 Tronçon «F <sub>1</sub> -SR».....	58
a. Caractéristique de la conduite .....	58
b. Caractéristique de la pompe.....	58
5.7.2 Tronçon «F <sub>2</sub> -SR».....	60
a. Caractéristique de la conduite .....	60
b. Caractéristique de la pompe.....	60
5.7.3 Tronçon SR-R <sub>2</sub> *300.....	61
a. Caractéristique de la conduite.....	61
b. Caractéristique de la pompe.....	61
5.7.4 Tronçon « forages F <sub>3</sub> -R <sub>P</sub> ».....	63
a. Caractéristique de la conduite.....	63
b. Caractéristique de la pompe.....	63
5.7.5 Tronçon « forages F <sub>4</sub> -R <sub>P</sub> ».....	64
a. Caractéristique de la conduite.....	64
b. Caractéristique de la pompe.....	65
5.8 Vérification de la cavitation.....	66
a. Les forages.....	66
b. La station de reprise existant (SR).....	66
Conclusion.....	67

## Chapitre V : Distribution

6.1 Classification des réseaux d'AEP.....	68
a. Le réseau ramifié.....	68
b. Le réseau maillé.....	68
c. Le réseau étagé.....	68
d. Le réseau à alimentation distincte.....	68
e. Le réseau mixte.....	68
6.2 Choix du tracé.....	69
6.3 Choix du type de tuyau.....	69
6.4 Méthode de calcul.....	70
6.4.1 Loi de KIRCHOFF (équation de continuité).....	70

6.4.2	Loi des mailles.....	70
6.5	Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	70
6.5.1	Débit de pointe.....	70
6.5.2	Débit spécifique.....	71
6.5.3	Débit en route.....	71
6.5.4	Débits aux nœuds.....	71
6.5.5	Les diamètres des conduites.....	71
6.6	Présentation du logiciel EPANET.....	72
6.6.1	Utilisation du logiciel EPANET.....	72
6.6.2	Modélisation du réseau.....	72
a.	Première étape.....	72
b.	Deuxième étape.....	72
c.	Troisième étape.....	72
6.7	Etude de la distribution sans tenir compte du débit d'incendie.....	72
6.7.1	Distribution à partir du réservoir (R <sub>1</sub> ) de 500 m <sup>3</sup> vers la zone I.....	72
a.	Données de base.....	72
b.	Calcul des différents débits du réseau.....	73
6.7.2	Distribution à partir du réservoir (R <sub>2</sub> ) de 300 m <sup>3</sup> vers la zone II.....	74
a.	Données de base.....	74
b.	Calcul des différents débits du réseau.....	74
6.7.3	Distribution à partir du réservoir (R <sub>3</sub> ) de 300 m <sup>3</sup> vers la zone III.....	75
a.	Données de base.....	75
b.	Calcul des différents débits du réseau.....	75
6.7.4	Dimensionnement du réseau.....	76
	• Détermination des diamètres économiques.....	76
6.7.5	Résultats de la simulation de réseau.....	78
6.7.5.1	Etat des nœuds et des arcs du réseau de la zone I après simulation.....	79
a.	Etat des nœuds du réseau de la zone I.....	79
b.	Etat des arcs du réseau de la zone I.....	79
6.7.5.2	Etat des nœuds et des arcs du réseau de la zone II après simulation.....	80
a.	Etat des nœuds du réseau de la zone II.....	80
b.	Etat des arcs du réseau de la zone II.....	81
6.7.5.3	Etat des nœuds et des arcs du réseau de la zone III après simulation.....	81
a.	Etat des nœuds du réseau de la zone III.....	81
b.	Etat des arcs du réseau de la zone III après simulation.....	81

6.8 Equipement du réseau de distribution.....	83
6.8.1 Robinets vannes.....	83
6.8.2 Bouches ou poteau d'incendie.....	83
6.8.3 Pièces spéciales raccordement.....	84
a. Les tés.....	84
b. Les coudes.....	84
c. Les cônes.....	84
d. Bouchons d'extrémités.....	84
Conclusion.....	84

## **Chapitre VII : Protection et pose des conduites**

7.1 Le phénomène du coup de bélier.....	85
7.1.1 Vue sur le phénomène.....	85
7.1.2 Analyse physique du coup de bélier.....	85
a. Phase 1.....	85
b. Phase 2.....	85
c. Phase 3.....	86
d. Phase 4.....	86
7.1.3 Moyens de protection contre le coup de bélier.....	87
a. Volant d'inertie.....	87
b. Réservoir d'air.....	87
c. Cheminées d'équilibre.....	88
d. Soupapes de décharge.....	88
7.1.4 Etude du coup de bélier.....	89
a. Valeur du coup de bélier.....	89
1 <sup>er</sup> cas : fermeture brusque.....	89
2 <sup>eme</sup> cas : fermeture lente.....	90
b. Moyens de protection contre le coup de bélier .....	90
• Le tronçon R <sub>P</sub> -R <sub>I</sub> (partie gravitaire).....	90
7.2 Pose des canalisations.....	91
7.2.1 Principe de pose des canalisations.....	91
7.2.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	91
7.2.3 Pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	92
a. Cas d'un terrain peu consistant.....	92

b. Cas d'un terrain mouillé.....	92
7.2.4 Pose de canalisation en galerie.....	92
7.2.5 Traversée d'une rivière.....	93
Conclusion.....	93
Conclusion générale.....	94

# Introduction générale

## INTRODUCTION

L'existence de la vie est tributaire de la disponibilité des ressources en eau c'est pour quoi que « l'eau c'est la vie ».

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau potable devient ainsi de plus en plus difficile, toute en raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré

Les pays en voie de développement qui n'ont pas des ressources en eau considérables dont l'Algérie fait partie, souffrent d'un déficit notable qui est dû en général aux causes suivantes :

- Une pluviométrie annuelle faible selon les périodes.
- Mal répartition de la ressource en eau
- Risque de sécheresse s'étendant sur plusieurs années.
- Une baisse des taux de régénération de la nappe phréatique.

Dans ce cadre, le sujet de notre mémoire de fin d'étude est intitulé alimentation en eau potable de la commune d'Ouled Sidi Brahim (wilaya de Bordj Bou Arréridj) a partir des forages Tala Ouassif et El Mkhata .

Nous avons structuré notre modeste travail en sept chapitres que nous présentons comme suit:

- On commencera notre étude par une présentation globale du site, dans laquelle on trouve des données de base, afin de décrire les différentes situations du site qui fera l'objet du premier chapitre.
- Dans le deuxième chapitre, nous procéderons à l'estimation des différents besoins en eau aux différents horizons futurs ainsi que le nombre d'habitants et cela, dans le but d'établir un bilan des besoins à satisfaire à long terme.
- Le troisième chapitre consistera à dimensionner les réservoirs et à comparer leur capacité avec celle existantes, ensuite, en cas de nécessité, nous devons projeter des réservoirs pour stocker le volume d'eau supplémentaire demandé.
- Dans le quatrième chapitre, nous passerons au choix du tracé, le type de conduite, ainsi que l'étude technico-économique qui portera sur le dimensionnement des conduites en déterminant leur diamètre économique.
- Dans le cinquième chapitre sera consacré au choix des pompes adéquates, répondant aux exigences du projet, en cherchant leurs points de fonctionnement ainsi que l'éventuelle modification, et l'étude de leur cavitation.
- Le sixième chapitre qui se concentre essentiellement sur l'étude du réseau de distribution de la commune et la détermination des diamètres normalisés et les vitesses

adéquates de chaque tronçon, et de trouver aussi les débits et les pressions en chaque nœuds du réseau ;

- Enfin, on terminera par le septième chapitre qui traitera la protection des conduites contre le phénomène de coup de bélier, dont nous étudierons les causes qui peuvent lui donnée naissance, les différents dispositifs de protection et la valeur numérique du coup de bélier afin de placer des ouvrages de protection sur les tronçons concernés.
- Et on terminera avec une conclusion générale

# Chapitre I

## Présentation de la zone d'étude

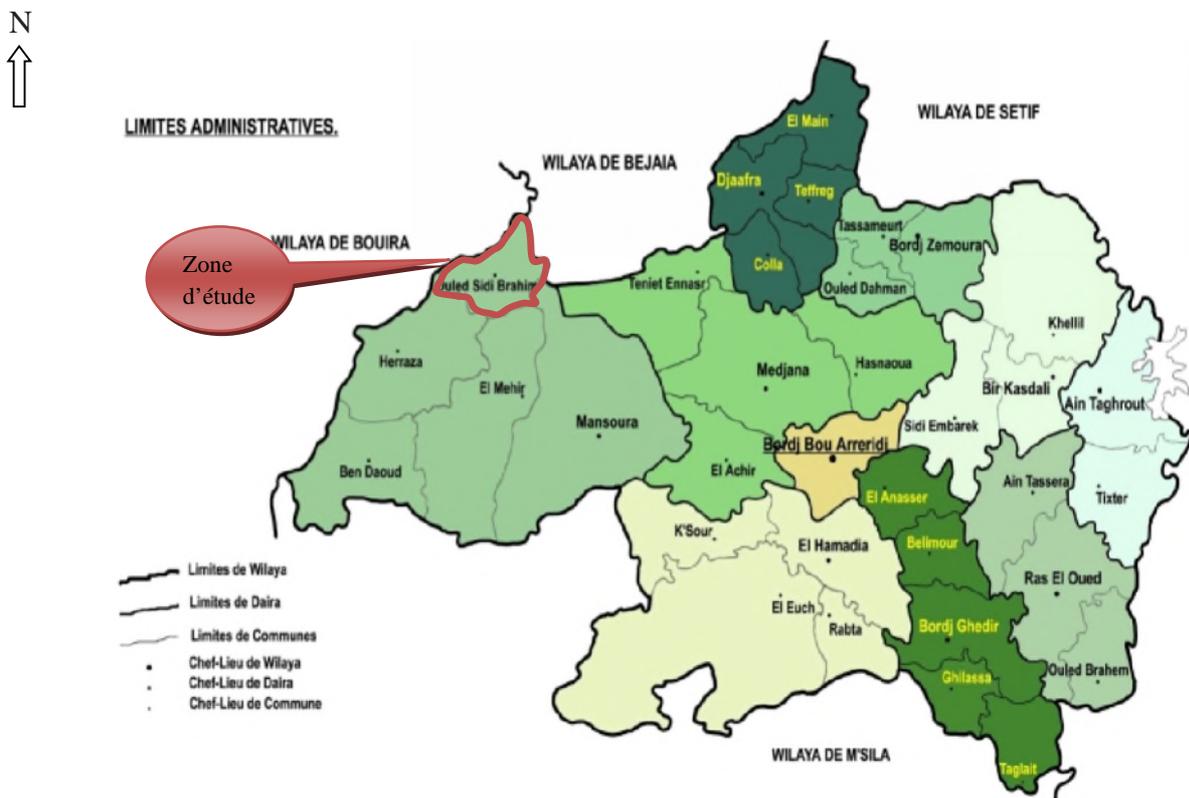
Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet : Situation géographique, topographique, climatique, géologique, hydrogéologique et hydraulique.

### 1.1 Situation géographique

La wilaya de Bordj Bou Arreridj se situe dans le Nord de l'Algérie ; à 210 km au Sud-Est d'Alger avec une position géographique de : Latitude : 36°07 N / Longitude : 5°04 E Elle est délimitée d'après la figure (I.1) par :

- au Nord par la wilaya de Bejaïa ;
- au Sud par la wilaya de M'sila ;
- à l'Est par la wilaya de Sétif ;
- à l'Ouest par la wilaya de Bouira.

Notre zone d'étude est la commune d'Ouled Sidi Brahim (latitude : 36°13'41''N / longitude : 4°20'04''E) elle fait partie géographiquement de daïra de Mansoura, elle est située au Sud-Ouest de la wilaya de Bordj Bou Arreridj, englobant une superficie de 7579.24 ha. [1]



Source : [BPSB]

Figure I.1-Carte de wilaya de Bordj Bou Arreridj



Source : [Google maps]

**Figure I.2-Plan représentatif de la zone d'étude**

## 1.2 Situation topographique

L'aire de l'étude est située sur le territoire des Hautes plaines [1], à cheval sur la chaîne de montagne des Bibans, elle est constituée de trois zones géographiques qui se succèdent à savoir:

- Une zone montagneuse au nord avec la chaîne des Bibans ;
- Une zone de hautes plaines qui constitue la majeure partie de l'aire d'étude ;
- Une zone steppique, au sud a vocation agro-pastorale.

## 1.3 Situation climatique

La ville Ouled Sidi Brahim bénéficie d'un climat tempéré chaud. A Ouled Sidi Brahim, les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été [1]. Sur l'année, la température moyenne est de 16.4°C. Chaque année, les précipitations sont en moyenne de 400 mm.

### a. Le climat

La zone a un climat pseudo continental.

Elle a un hiver froid, pluvieux avec chute des neiges, et elle a un été chaud et sec.

### b. La température

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

#### • Températures moyennes

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

**Tableau I.1-**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	16.4

Source : [ANRH]

- **Températures maximales et minimales**

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

**Tableau I.2-**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

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale de la zone d'étude.

Elles sont exprimées sous forme de lame de pluies, la lame de pluies moyenne interannuelles de la zone d'étude est estimée à 400 mm ; cette valeur est tirée de la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord par L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH).

La répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations et l'évaporation moyenne mensuelles sont présentées dans les tableaux I.3 et I.4.

**Tableau I.3-**Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (période 1998-2006)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
%	5.1	11.1	12.4	16.9	12.8	10.8	12.8	8.9	5.2	2.0	0.7	1.7	100
P <sub>moy</sub> (mm)	20.4	44.4	49.6	67.6	51.2	43.2	51.2	35.6	20.8	8.0	2.8	6.8	400

Source : [ANRH]

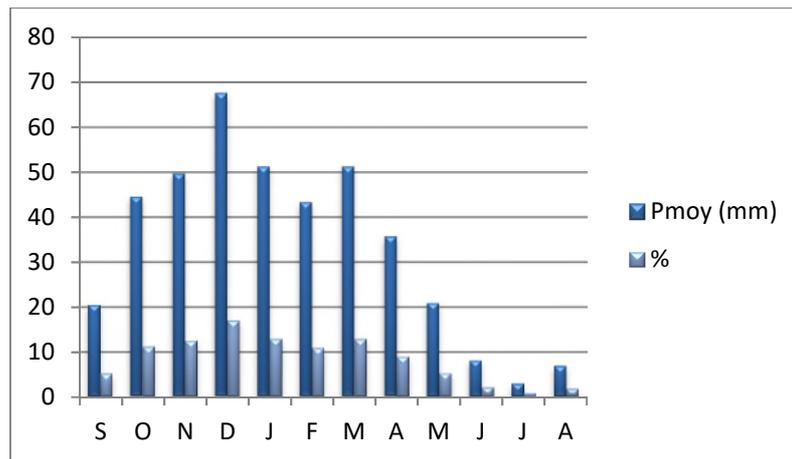


Figure I.3-Répartition mensuelle des précipitations

#### d. Le vent

Pendant la période hivernale, on note la prépondérance des vents « Ouest » et « Nord-Ouest ». En été les vents sont variables avec manifestation du sirocco.

### 1.4 Situation géologique

La géologie de la wilaya de Bordj Bou Arreridj est constituée des formations suivantes [2]:

#### a. Dépôts récents

Les alluvions actuelles et récentes sont rencontrées au fond des vallées. Les limons et graviers d'une épaisseur allant jusqu'à une dizaine de mètres, sont rencontrés dans les lits majeurs des cours d'eau.

#### b. Quaternaire

Représenté par les alluvions de terrasses d'une puissance allant d'un mètre jusqu'à dix mètres, limons et graviers dominant les lits majeurs des Oueds.

#### c. Miocène

Représenté par des formations du miocène supérieur et miocène inférieur.

#### d. Miocène supérieur

Caractérisé par une puissante série, épaisse de quelques centaines de mètres, représenté par des marnes argileuses de couleur grise foncé et des intercalations de calcaire avec des bancs de grés d'une puissance allant de quelques centimètres jusqu'à vingt centimètres.

#### e. Miocène inférieur

Occupe une grande partie de la wilaya, représentée par des calcaires gréseux de couleurs grise à beige. Cet étage correspond à une transgression importante et débute localement par un conglomérat de base à gros élément plus ou moins arrondis. L'épaisseur de cette formation peut aller jusqu'à plus de cent mètres.

#### f. Campanien

Représenté par des marnes grisâtres à verdâtres et qui sont parfois blanchâtres (altération) intercalés avec des marno-calcaires et calcaires marneux organogènes et humachelles. Cet étage a une puissance qui varie entre deux cent et trois cent mètres.

## 1.5 Situation hydrogéologique

### • Eau souterraines

La wilaya est partagée en deux zones essentielles [2], à savoir :

- Le Nord de la wilaya, qui se caractérise par des aquifères peu productifs et de faibles potentialités.
- Le Sud de la wilaya (la commune d'Ouled Sidi Brahim), qui présente une zone assez favorable et qui donne des potentialités moyennes.

## 1.6 Situation hydraulique

La zone d'étude dispose actuellement de 04 forages en exploitation qui sont situés [1]:

### a. Forage Tala Ouassif F<sub>1</sub> et F<sub>2</sub> au sud de la commune :

Ils assurent l'alimentation des réservoirs Timizar de l'agglomération chef lieu d'Ouled Sidi Brahim (Figure I.4 et Figure I.5).

**Tableau I.4- Caractéristiques des forages Tala Ouassif**

Forage Tala Ouassif	Q.exp (l/s)	Prof (m)
F <sub>1</sub>	3	120
F <sub>2</sub>	3.5	70

Source : [DRE]



**Figure I.4- Forage 1-Tala Ouassif**



**Figure I.5- Forage 2-Tala Ouassif**



### b. Forage El Mkhata F<sub>3</sub> et F<sub>4</sub> au nord de la commune :

Ils assurent l'approvisionnement du réservoir Ighil N'Ali Rihan au chef lieu de la commune d'Ouled Sidi Brahim. Figure (I.6) et Figure (I.7).

**Tableau I.5- Caractéristiques des forages El Mkhata**

Forage El Mkhata	Q.exp (l/s)	Prof (m)
F <sub>3</sub>	2.5	100
F <sub>4</sub>	2	60

Source : [DRE]



**Figure I.6-Forage 1-El Mkhataf**



**Figure I.7-Forage 2-El Mkhata**



c. **Les réservoirs** : il existe trois réservoirs alimentant la commune d'Ouled Sidi Brahim ils sont présentes dans le tableau I.7.

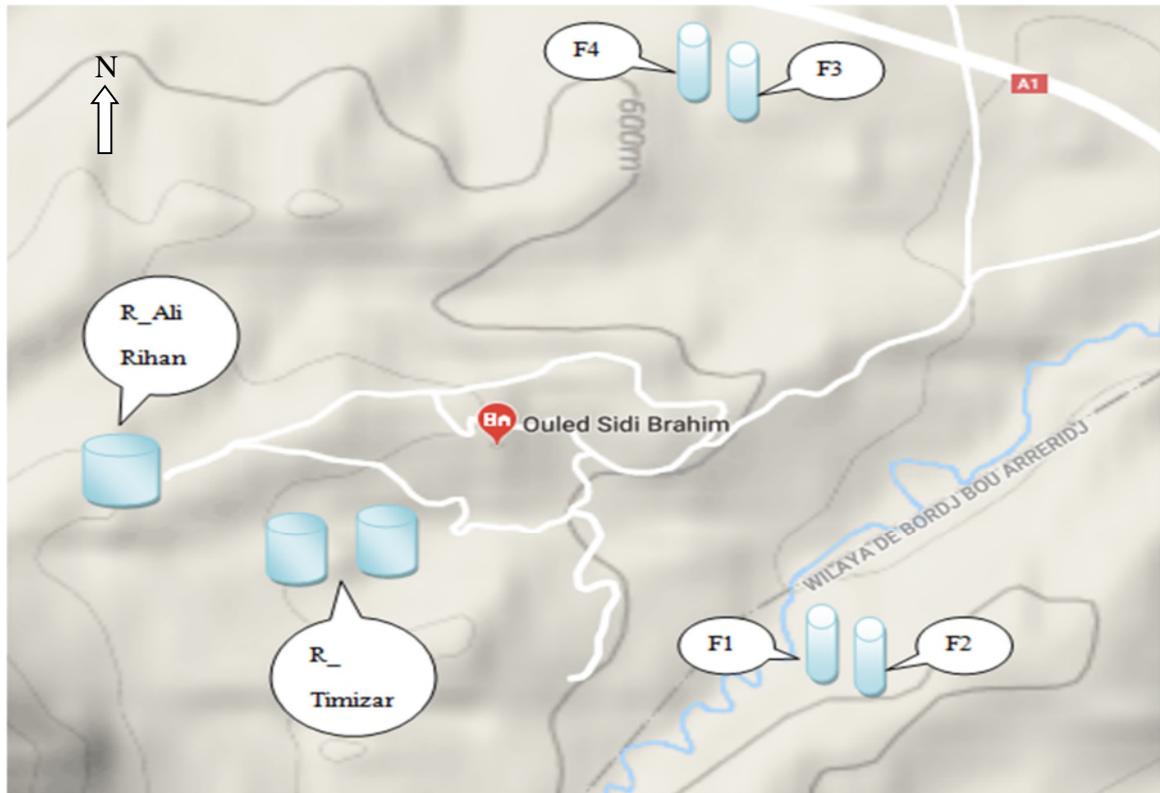
**Tableau I.6-Capacité des réservoirs existants**

Réservoirs	Capacité (m <sup>3</sup> )
Timizar 1	300
Timizar 2	300
Sidi Ali Rihan	500

Source : [DRE]

d. il existe des ressources naturelles qui alimentent notre zone d'étude et qui couvre le déficit.

La localisation des forages et des réservoirs existants de la commune d'Ouled Sidi Brahim sont présentés dans la figure (I.8).



**Figure I.8-**La localisation des forages et des réservoirs de la zone d'étude

## Conclusion

Ce chapitre, nous a permis de récolter les caractéristiques générales de notre zone d'étude ainsi que les données relatives à la situation hydraulique actuelle, qui vont nous servir pour l'élaboration du projet d'alimentation en eau potable dans les chapitres qui suivent.

# Chapitre II

## Estimation des besoins en eau

La satisfaction des besoins en eau potable d'une agglomération nous exige de donner une norme pour chaque catégorie de consommateurs. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (l'augmentation de la population, équipements sanitaires, niveau de vie de la population...). Elle diffère d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre. Dans le présent cas, l'évaluation des besoins en eau à long terme, s'effectue par l'estimation des besoins en eau domestique et équipement en premier lieu, ensuite nous calculerons les débits moyens journaliers ainsi que les débits minimum et maximum journaliers. Enfin nous calculerons les débits de pointe.

## 2.1 Estimation de la population

D'après le Recensement effectué par les services d'APC en 2015 la population de la commune d'Ouled Sidi Brahim, était de 2064 habitants, avec un taux d'accroissement de 3.05% (le taux d'accroissement est élevé due au déplacement de l'agglomération vers notre zone d'étude).

Le calcul du nombre d'habitants actuel et celui de l'horizon futur obéit à la loi des intérêts composés est donnée par formule suivante [1]:

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

Avec:

- **P** : population à l'horizon considéré ;
- **P<sub>0</sub>**: population actuelle de l'année de référence (hab);
- **T**: taux d'accroissement annuel de la population (T= 3.05%) ;
- **N**: nombre d'années séparant les deux horizons.

### 2.1.1 Taux d'accroissement

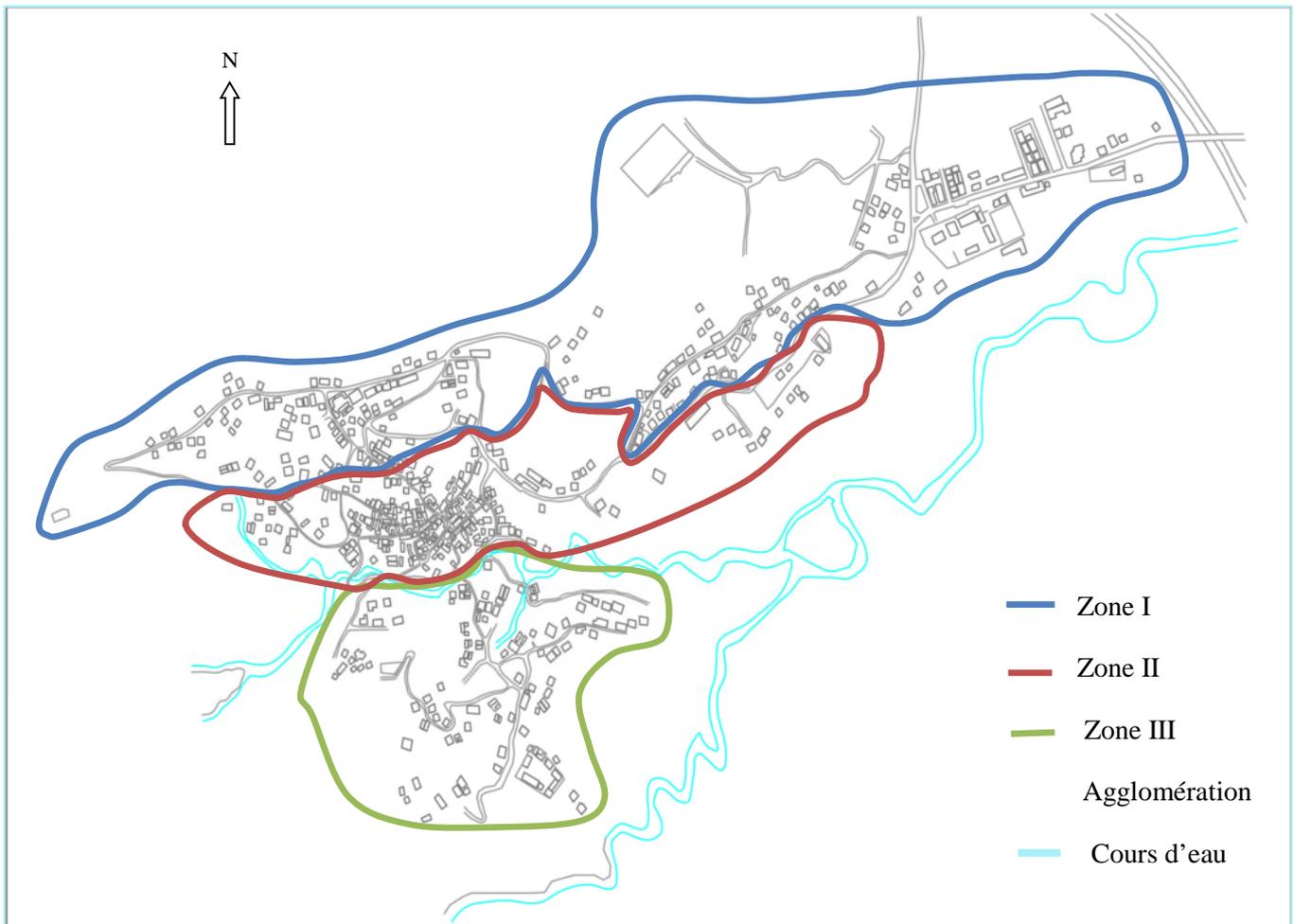
Le taux d'accroissement de la population est l'augmentation du nombre d'habitants d'une région au cours d'une période donnée. Il indique le nombre de naissance et de décès enregistrés pendant la période et le nombre de personne qui sont émigrés ou immergés.

Le tableau suivant présente le nombre d'habitants pour les différents horizons:

**Tableau I.1**-Estimation de la population à différents horizons

<b>Année</b>	<b>2015</b>	<b>2018</b>	<b>2038</b>	<b>2058</b>
Evaluation de la population totale (hab)	2064	2259	4120	7514

La topographie de la région, la densité de la population, sa dispersion, et l'implantation de réserves existantes, nous imposent de diviser la commune en trois zones. (Figure II.1).



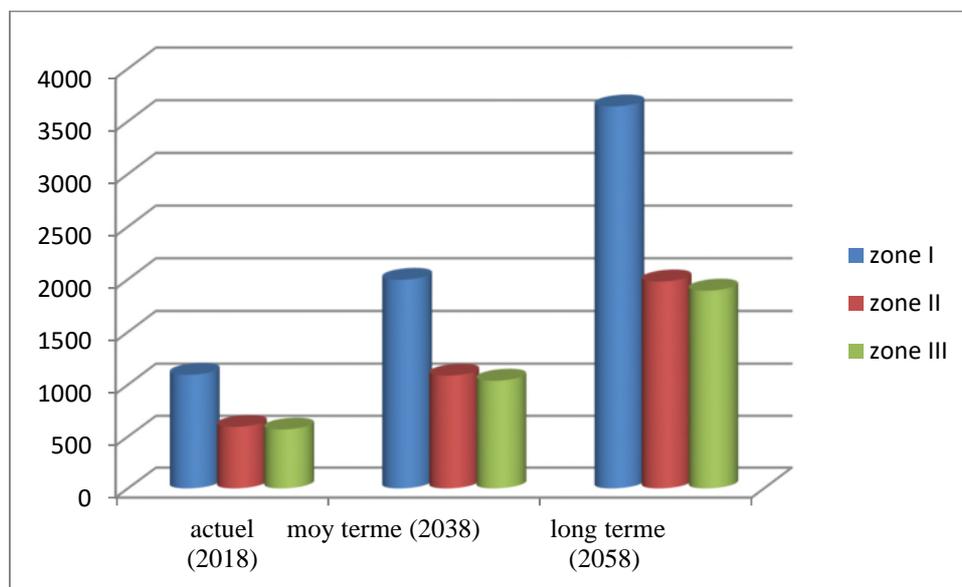
**Figure II.1-**La répartition de la commune Ouled Sidi Brahim

### 2.1.2 Horizon de calcul

On opte pour l'année actuelle 2018 et long terme 2058.

**Tableau II.2-**Estimation de la population aux différents horizons pour les trois zones

Année	2018	2038	2058
Zone I	1094	1996	3641
Zone II	595	1086	1980
Zone III	569	1038	1893



**Figure II.2-**Evolution de la population

### 2.1.3 Infrastructures scolaires

Ouled Sidi Brahim chef lieu de la commune comprend actuellement deux (02) écoles primaires et un (01) Cem. Le nombre total d'élèves sera 405 élève ; comme définie le tableau suivant [1] :

**Tableau II.3-**Détermination du nombre d'élève

Type d'équipement	Nombre d'élève
Ecole primaire 1	120
Ecole primaire 2	105
Cem	180
<b>Total = 405</b>	

### 2.1.4 Infrastructures sanitaires

Il existe actuellement dans la commune d'Ouled Sidi Brahim un tissu sanitaire se compose [1]:

- D'un centre de santé occupant une surface de 15 personnes.

### 2.1.5 Infrastructures Socio-culturelles

- Les mosquées 60 fidèles ;

- Stade de 20 joueurs.

### 2.1.6 Infrastructures administratives

- APC.

### 2.1.7 Dotation

La population, les ressources disponibles et les normes d'hygiène déterminent la consommation à adopter. Elle se caractérise par une unité de consommation par jour par habitant [3], le choix de la norme de consommation de la population à l'horizon voulu sera une dotation de :

- 150 l /j /hab. : à moyen terme (jusqu'à 2038) ;
- 180 l /j / hab. : à long terme (jusqu'à 2058) ;
- 10-40 l /j / m<sup>2</sup> : services administratifs municipaux.

## 2.2 Catégories des besoins

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que Ouled Sidi Brahim tend à connaître, il est préférable de se pencher sur tous les différentes catégories des besoins tels que : Besoins domestiques, scolaires, sanitaires et besoins des services administratifs municipaux.

### 2.2.1 Besoins domestiques

Détermination de la consommation moyenne Journalière : le débit moyen journalier au cours de l'année est donné par l'expression suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{N_i \cdot Q_i}{1000} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.j}}$  : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j);
- $N_i$  : Nombre d'habitants;
- $Q_i$  : La dotation moyenne journalière (150 l/j/hab en 2038/180 l/j/hab en 2058).

Le tableau suivant représente la consommation de la population à l'horizon envisagé

**Tableau II.4-Consommation de la population pour différents horizons**

Zone	Horizons 2018			Horizons 2038			Horizons 2058		
	Population	Dotation (l/j)	Débit (m <sup>3</sup> /j)	Population	Dotation (l/j)	Débit (m <sup>3</sup> /j)	Population	Dotation (l/j)	Débit (m <sup>3</sup> /j)
<b>Zone I</b>	1094	150	164.1	1996	150	299.4	3641	180	655.4
<b>Zone II</b>	595	150	89.25	1086	150	162.6	1980	180	356.4
<b>Zone II</b>	569	150	85.35	1038	150	155.7	1893	180	340.8
<b>Total</b>			<b>338.7</b>			<b>617.7</b>			<b>1352.6</b>

### 2.2.2 Besoins scolaires

En principe les besoins scolaires dépendent du mode de séjour des élèves dans l'établissement; de ce fait nous estimons à 10 l /j /élève.

**Tableau II.5- Les besoins en eau scolaires**

Zone	Type d'équipement	Année	Nombre d'élèves	Dotation ( l/j/élève)	Consommation (m <sup>3</sup> /j)
Zone I	Cem	2018	180	10	1.8
		2038	180	10	1.8
		2058	180	10	1.8
Zone II	Ecole primaire 2	2018	105	10	1.05
		2038	105	10	1.05
		2058	105	10	1.05
Zone III	Ecole primaire 1	2018	120	10	1.2
		2038	120	10	1.2
		2058	120	10	1.2

**2.2.3 Besoins sanitaires****Tableau II.6- Les besoins en eau sanitaires**

Zone	Type d'équipement	Année	Nombre de Personnes	Dotation (l/j/per)	Consommation (m <sup>3</sup> /j)
Zone I	Centre de santé	2018	15	15	0.225
		2038	15	15	0.225
		2058	15	15	0.225

**2.2.4 Besoins socio-culturelles****Tableau II.7- Besoins socioculturels**

Zone	Type d'équipement	Année	Nombre d'occupation	Dotation (l/occu/j)	Consommation (m <sup>3</sup> /j)
Zone I	Stade	2018	53	15	0.8
		2038	53	15	0.8
		2058	53	15	0.8
Zone II	Mosque	2018	60	15	0.9
		2038	60	15	0.9
		2058	60	15	0.9

**2.2.5 Besoins administratifs****Tableau II.8- Besoins administratifs**

Zone	Type d'équipement	Année	Nombre d'employé	Dotation (l/empl/j)	Consommation (m <sup>3</sup> /j)
Zone I	Apc	2018	49	10	0.49
		2038	49	10	0.49
		2058	49	10	0.49

### 2.2.6 Présentation des différents besoins en eau à différents horizons

**Tableau II.9-Tableau récapitulatif des différents besoins en eau à différents horizons**

Zone	année	Besoins domestique (m <sup>3</sup> /j)	Besoins anitaires (m <sup>3</sup> /j)	Besoin scolaires (m <sup>3</sup> /j)	Besoin ssocioculturels (m <sup>3</sup> /j)	Besoins administratif (m <sup>3</sup> /j)	Total (m <sup>3</sup> /j)
Zone I	2018	164.1	0.225	1.8	0.8	0.49	167.415
	2038	299.4	0.225	1.8	0.8	0.49	302.715
	2058	655.4	0.225	1.8	0.8	0.49	<b>658.715</b>
Zone II	2018	89.25	-	1.05	0.9	-	91.2
	2038	162.6	-	1.05	0.9	-	164.55
	2058	356.4	-	1.05	0.9	-	<b>358.35</b>
Zone III	2018	85.35	-	1.2	-	-	86.55
	2038	155.7	-	1.2	-	-	156.9
	2058	340.8	-	1.2	-	-	<b>342.0</b>

### 2.2.7 Majoration de la consommation moyenne journalière

Les fuites au niveau de la conduite d'adduction et de distribution sont en fonction de :

- Type de tuyau;
- La qualité de leur entretien ;
- La nature de terrain;
- Accidents éventuels.

$$Q_{\text{moy.j.maj}} = K_f \times Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{II.3})$$

Avec:

- $Q_{\text{moy.j.maj}}$  : Débit moyen majoré (m<sup>3</sup>/j) ;
- $K_f$ : Coefficient de majoration ;
- $Q_{\text{moy.j}}$ : Débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j).

Dans notre cas, on estime les fuites à 20% de la consommation moyenne journalière (réseau moyennement entretenu).

**Tableau II.10-Récapitulatif de la consommation moyenne journalière majorée à 20%**

Zone	Année		
	2018	2038	2058
	$Q_{\text{moy.j.maj}}$	$Q_{\text{moy.j.maj}}$	$Q_{\text{moy.j.maj}}$
Zone I (m <sup>3</sup> /j)	200.898	363.258	790.458
Zone II (m <sup>3</sup> /j)	109.44	197.46	430.02
Zone III (m <sup>3</sup> /j)	103.86	188.28	410.4

A l'horizon 2058 la consommation moyenne journalière la commune d'Ouled Sidi Brahim s'élèvera à **1630.878 m<sup>3</sup>/j** soit un débit de **18.876 l/s**.

## 2.3 Caractéristiques de la consommation

### 2.3.1 Etude des variations des débits

Au sein d'une agglomération, l'eau appelée à la consommation varie dans le temps, cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle ou annuelle et dépend du mode de vie de la population. Par ailleurs, il faut noter que l'existence des fuites et de gaspillage, occasionnée au niveau du réseau en fonction de l'état de ce dernier est liée à tous ces facteurs. Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation ; nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficients d'irrégularité.

### 2.3.2 Variation de la consommation journalière

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération, qui est utile pour le fonctionnement du système, et leur dimensionnement

#### a. Coefficient d'irrégularité journalier maximal

Il est défini comme le rapport entre la consommation maximale journalière ( $Q_{\max,j}$ ) et la consommation moyenne journalière ( $Q_{\text{moy},j}$ ) :

$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$ : Consommation maximale journalière qui correspond à la journée la plus chargée de l'année ;
- $Q_{\text{moy},j}$  : Consommation moyenne journalière ;
- $K_{\max}$ : coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville, il est compris entre 1.1 et 1.3 ;

On adoptera pour notre cas,

- $K_{\max,j} = 1.3$  (pour les besoin domestique) ;
- $K_{\max,j} = 1$  (pour les autres besoin).

$$Q_{\max,j} = Q_{\text{moy},j} \times 1.3$$

**Tableau II.11-** Variation de la consommation journalière maximal à l'horizon 2058

Nature de consommation	Zone	$Q_{\text{moy},j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$Q_{\max,j}$ (l/s)
Domestique	I	786.48	1.3	1022.424	11.833
	II	427.68		555.984	6.435
	III	408.96		531.648	6.153
Sanitaire	I	-	1	-	-
	II	0.27		0.27	0.003
	III	-		-	-
Scolaire	I	2.16	1	2.16	0.025
	II	1.26		1.26	0.015
	III	1.44		1.44	0.016

<b>Socioculturel</b>	<b>I</b>	0.96	1	0.96	0.011
	<b>II</b>	1.08		1.08	0.013
	<b>III</b>	-		-	-
<b>Administratif</b>	<b>I</b>	0.588	1	0.588	0.007
	<b>II</b>	-		-	-
	<b>III</b>	-		-	-

Les variations de consommation journalière totale à l'horizon 2058 sont récapitulées dans le tableau ci-après :

**Tableau II.12-Variation de la consommation journalière total à l'horizon 2058**

<b>Zone</b>	<b>Q<sub>max,j</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>Q<sub>max,j</sub> (l/s)</b>
Zone I	1026.132	11.876
Zone II	558.594	6.465
Zone III	533.088	6.17
<b>Total</b>	<b>2117.814</b>	<b>24.511</b>

### b. Coefficient d'irrégularité journalier minimal

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimal ( $Q_{\min,j}$ ) et la consommation moyen journalière ( $Q_{\text{moy},j}$ ) :

$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j}} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

- $Q_{\min,j}$  : consommation minimale journalière qui correspond à la journée la moins chargée de l'année (m<sup>3</sup>/j);
- $Q_{\text{moy},j}$  : consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j);
- $K_{\min,j}$  : coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9 ;

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

Donc

$$Q_{\min,j} = Q_{\text{moy},j} \times 0.8$$

Les variations de la consommation journalière à l'horizon 2058 sont récapitulées dans le tableau ci-après :

**Tableau II.13-Variation de la consommation journalière minimal à l'horizon 2058**

<b>Zone</b>	<b>Q<sub>moy,j</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>	<b>K<sub>min,j</sub></b>	<b>Q<sub>min,j</sub> (m<sup>3</sup>/j)</b>
Zone I	790.458	0.8	632.366
Zone II	430.02	0.8	344.016
Zone III	410.4	0.8	328.32
<b>Total</b>			<b>=1304.702</b>

### 2.3.3 Variation de la consommation horaire

#### a. Coefficient d'irrégularité maximal horaire ( $K_{\max,h}$ )

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée.

Il tient compte de l'accroissement de la population, ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

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

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{II.6})$$

Avec :

- $\alpha_{\max}$ : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1.2** à **1.4** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend  $\alpha_{\max} = 1.3$  ;
- $\beta_{\max}$ : il dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivant :

**Tableau II.14-Valeurs du coefficient  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d'habitants**

Nombre d'habitants *10 <sup>3</sup>	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>10 <sup>3</sup>
Les valeurs de $\beta_{\max}$	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Le nombre d'habitants total des trois zones est de 7514 à l'horizon de 2058, donc le coefficient  $\beta_{\max}$  nécessaire est de :

Pour 6000 habitant ;  $\beta_{\max}=1.4$

Pour 10000 habitant ;  $\beta_{\max}=1.3$

Pour 7514 habitant ;  $\beta_{\max}= ?$

$$\frac{(6000-7514)}{(1.4-\beta_{\max})} = \frac{(7514-10000)}{(\beta_{\max}-1.3)}$$

Donc  $\beta_{\max}=1.361$

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de  $\beta_{\max}$  et  $K_{\max,h}$  mentionnées au tableau suivant :

**Tableau II.15-** Valeurs du coefficient  $K_{max.h}$  pour les trois zones

Zones	Nombre d'habitant	$\alpha_{max}$	$\beta_{max}$	$K_{max.h}$
Zone I	3641	1.3	1.523	1.979
Zone II	1980	1.3	1.704	2.215
Zone III	1893	1.3	1.76	2.288
<b>Total</b>	<b>7514</b>	<b>1.3</b>	<b>1.361</b>	<b>1.769</b>

Les valeurs de  $K_{max.h}$  permettent de choisir le régime de consommation de ces agglomérations.

**b. Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{min.h}$ )**

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{min.h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \quad (II.7)$$

Avec:

- $\alpha_{min}$ : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0.4 à 0.6 ;

Pour notre cas on prend  $\alpha_{min} = 0.5$ .

- $\beta_{min}$ : il dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivant :

**Tableau II.16-** Valeurs du coefficient  $\beta_{min}$  en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants $\times 10^3$	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	50
Les valeurs de $\beta_{min}$	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6

Le nombre d'habitants total des trois zones est de 7514 à l'horizon de 2058, donc le coefficient  $\beta_{min}$  nécessaire est de :

Pour 6000 habitant ;  $\beta_{min}=0.25$

Pour 10000 habitant ;  $\beta_{min}=0.4$

Pour 7514 habitant ;  $\beta_{min}= ?$

$$\frac{(6000-7514)}{(0.25 - \beta_{min})} = \frac{(7514-10000)}{(\beta_{min}-0.4)}$$

Donc  $\beta_{min}=0.306$

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de  $\beta_{min}$  et  $K_{min.h}$  mentionnées au tableau suivant :

**Tableau II.17-Valeurs du coefficient  $K_{minh}$  pour les trois zones**

Zones	Nombre d'habitant	$\alpha_{min}$	$\beta_{min}$	$K_{min.h}$
Zone I	3641	0.5	0.176	0.088
Zone II	1980	0.5	0.1	0.05
Zone III	1893	0.5	0.1	0.05
<b>Total</b>	<b>7514</b>	<b>0.5</b>	<b>0.306</b>	<b>0.153</b>

**c. Evaluation de la consommation horaire**

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

Avec :

- ✓ Consommation moyenne horaire :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{moy.j}}{24} \quad (II.8)$$

- ✓ Consommation maximale horaire :

$$Q_{max.h} = K_{max.h} \times Q_{moy.h} \quad (II.9)$$

- ✓ Consommation minimale horaire :

$$Q_{min.h} = K_{min.h} \times Q_{moy.h} \quad (II.10)$$

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

Pour notre cas, les trois zones se trouvent dans de la colonne de moins de 10000 hab pour la zone I.

**Tableau II.18-Variation du débit horaire pour la zone I**

Heures	Consommation total $Q_{max.j} = 1026.132 \text{ m}^3/\text{j}$	
	En %	( $\text{m}^3/\text{h}$ )
0-1	01	10.26
1-2	01	10.26
2-3	01	10.26
3-4	01	10.26
4-5	02	20.52
5-6	03	30.78
6-7	05	51.31
7-8	6.5	66.70

8-9	6.5	66.70
9-10	5.5	56.44
10-11	4.5	46.17
11-12	5.5	56.44
<b>12-13</b>	<b>07</b>	<b>71.83</b>
<b>13-14</b>	<b>07</b>	<b>71.83</b>
14-15	5.5	56.44
15-16	4.5	46.17
16-17	05	51.31
17-18	6.5	66.70
18-19	6.5	66.70
19-20	5.0	51.31
20-21	4.5	46.17
21-22	03	30.78
22-23	02	20.52
23-24	01	10.26
Total	100%	1026.132

Le débit maximum horaire de pointe pour la **zone I** est de **71.83 m<sup>3</sup>/h** et survient entre 12h à 14h.

**Tableau II.19-Variation du débit horaire pour la zone II**

Heures	Consommation total $Q_{\max,j} = 558.594 \text{ m}^3/\text{j}$	
	En %	(m <sup>3</sup> /h)
0-1	01	5.58
1-2	01	5.58
2-3	01	5.58
3-4	01	5.58
4-5	02	11.17
5-6	03	16.76
6-7	05	27.93
7-8	6.5	36.31
8-9	6.5	36.31
9-10	5.5	30.72
10-11	4.5	25.14
11-12	5.5	30.72
<b>12-13</b>	<b>07</b>	<b>39.10</b>
<b>13-14</b>	<b>07</b>	<b>39.10</b>
14-15	5.5	30.72

15-16	4.5	25.14
16-17	05	27.93
17-18	6.5	36.31
18-19	6.5	36.31
19-20	05	27.93
20-21	4.5	25.14
21-22	03	16.76
22-23	02	11.17
23-24	01	5.58
Total	100%	558.594

Le débit maximum horaire de pointe pour la zone II est de **39.10 m<sup>3</sup>/h** et survient entre 12h à 14h.

**Tableau II.20-Variation du débit horaire pour la zone III**

Heures	Consommation total $Q_{\max,j} = 533.088 \text{ m}^3/j$	
	En %	(m <sup>3</sup> /h)
0-1	01	5.33
1-2	01	5.33
2-3	01	5.33
3-4	01	5.33
4-5	02	10.66
5-6	03	15.99
6-7	05	26.65
7-8	6.5	34.65
8-9	6.5	34.65
9-10	5.5	29.32
10-11	4.5	23.99
11-12	5.5	29.32
12-13	<b>07</b>	<b>37.32</b>
13-14	<b>07</b>	<b>37.32</b>
14-15	5.5	29.32
15-16	4.5	23.99
16-17	05	26.65
17-18	6.5	34.65
18-19	6.5	34.65
19-20	05	26.65
20-21	4.5	23.99
21-22	03	15.99

22-23	02	10.66
23-24	01	5.33
Total	100%	<b>533.088</b>

Le débit maximum horaire de pointe pour la **zone III** est de **37.32 m<sup>3</sup>/h** et survient entre 12h à 14h.

Donc le  $Q_p$  pour les trois zones est comme suit :

$$Q_p = 71.83 + 39.10 + 37.32$$

$$Q_p = 148.25 \text{ m}^3/\text{h}$$

### Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'estimer les différents besoins des trois zones de l'agglomération d'Ouled Sidi Brahim, en touchant à toutes les catégories de consommation, par conséquent :

Le total des besoins en eau à l'horizon 2058 est de **2117.814 m<sup>3</sup>/j** soit **24.216 l/s** on remarque qu'il ya un déficit que on peut le combler par les ressources naturelle qui existent.

Ceci nous permettra de mieux évaluer les capacités optimales des réservoirs, ainsi de bien dimensionner notre réseau d'adduction, afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Le débit de pointe  $Q_p = 148.25 \text{ m}^3/\text{h}$  ; nous permettra de dimensionner le réseau de distribution.

# Chapitre III

## Les Réservoirs

Lorsque les besoins horaires sont supérieurs au volume d'eau produit par la source, il est nécessaire de construire un réservoir de stockage. Le principe est de stocker l'eau sur les périodes où la demande des populations est faible, et de pouvoir fournir un débit plus important lorsque la demande augmente.

Les réservoirs sont des ouvrages dont la durée de vie est généralement assez étendue. La conception des réservoirs doit impérativement tenir compte des deux facteurs suivants :

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

### 3.1 Rôle et utilité des réservoirs

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés. De plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies, et offrent notamment les avantages suivants : [4]

- Régularisation du fonctionnement de la station de pompage ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Assurer les pressions nécessaires en tous points du réseau ;
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution ;
- Maintenir l'eau à une température constante, et la préserver des contaminations ;
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ;
- Jouer le rôle de relais.

### 3.2 Classification des réservoirs [3]

- D'après la nature des matériaux, nous pouvons distinguer les réservoirs : Métalliques, En maçonnerie, En maçonnerie et En béton (armé, ordinaire ou précontraint) ;
- D'après leur position par rapport à la surface du sol : Nous pouvons distinguer les réservoirs : Enterrés, Semi-enterrés, Surélevés ;
- D'après leur forme géométrique, on peut trouver dans la pratique deux formes usuelles des réservoirs : Circulaires, Rectangulaires et de forme quelconque (Sphérique, conique,...) ;
- D'après les différentes utilisations des réservoirs on peut les classer en: Réservoir principal d'accumulation et de stockage, réservoir d'équilibre (réservoir tampon) et réservoir de traitement.

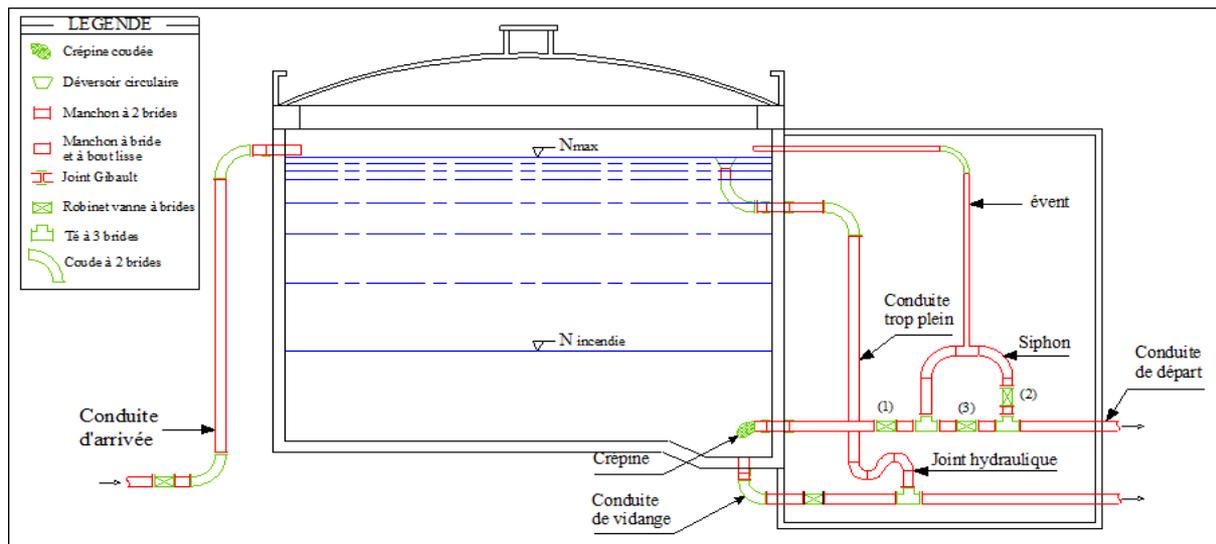


Figure III.1-Schéma générale d'un réservoir

### 3.3 Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation.

Donc, on est amené à prendre en considération les facteurs suivants [5]:

- Le point le plus bas à alimenter.
- La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de l'agglomération en question.
- L'état du relief de la région qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économiques suivant:
  - Simplicité de réalisation du coffrage ;
  - Etanchéité plus facile à réaliser.

### 3.4 Les équipements des réservoirs

Chaque réservoir doit être équipé de [3] :

#### 3.4.1 Conduite d'adduction

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau (figure III.2).

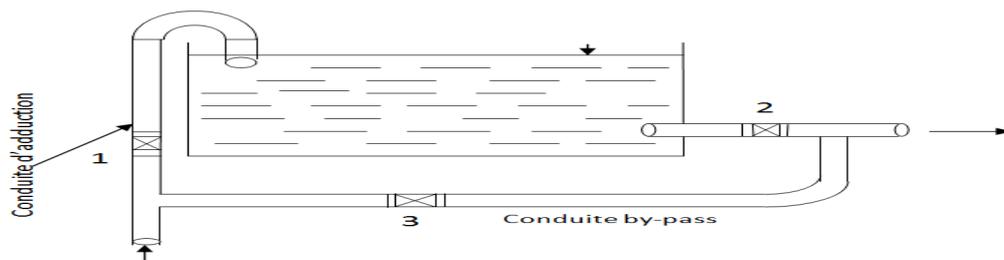


Figure III.2-Conduite d'adduction

A son débouché dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

### 3.4.2 Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve (Figure III.3).

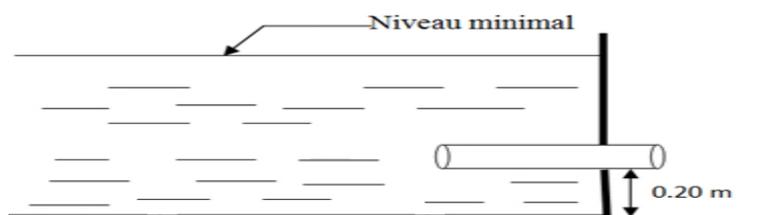


Figure III.3-Conduite de distribution

### 3.4.3 Conduite de trop-plein

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal. L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

### 3.4.4 Conduite de vidange

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne (Figure III.4).

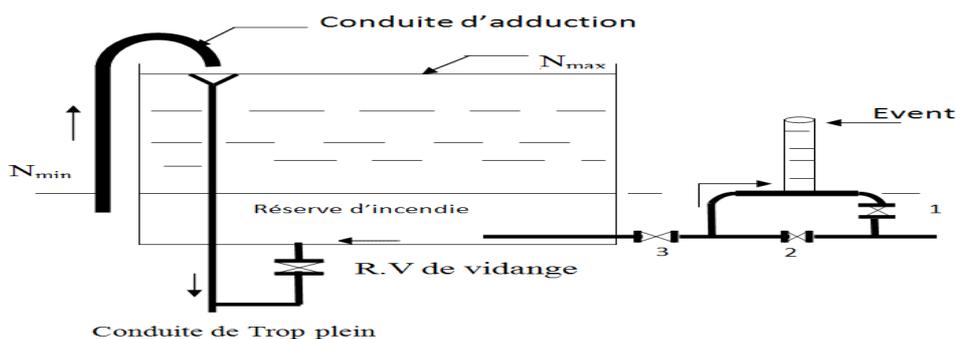


Figure III.4-Matérialisation de la réserve d'incendie

### 3.4.5 Conduit BY-PASS

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution (Figure III.2). Elle a le rôle d'assurer la distribution pendant le nettoyage du réservoir, son fonctionnement est le suivant :

- Normal : 1 et 2 sont ouvertes le 3 est fermée;
- En BY-PASS : vannes 1 et 2 sont fermées le 3 est ouverte.

### 3.4.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut interdire son utilisation, pour cela, on utilise un système en siphon (Figure III.3):

(En temps normal: 1 est fermée 2 est ouvert. En cas d'incendie il suffit d'ouvrir la vanne), la réserve dans ce cas est une zone d'eau morte, qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

L'évent du siphon interdit l'utilisation au dessous du niveau  $N_{\min}$ - $N_{\max}$  tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie)

Son fonctionnement est le suivant :

- Normal: 3 et 1 ouvertes, la vanne 2 est fermée;
- Incendie: il suffit d'ouvrir les vannes 1 et 2.

### 3.5 Détermination de la capacité du réservoir

La capacité du réservoir [3] se détermine en fonction des variations des débits à l'entrée (apport), et à la sortie (distribution). En autres termes, elle dépend du mode de pompage et la variation de consommation journalière de l'agglomération.

Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations du débit journalières de consommation, en tenant compte bien entendu du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Pour déterminer la capacité des réservoirs de notre projet on va utiliser la méthode analytique.

La capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montrent dans les tableaux (III.1), (III.2) et (III.3), en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie. La capacité maximale du réservoir se détermine par la formule suivante:

$$V_T = V_{\text{inc}} + V_u = V_{\text{inc}} + \frac{P_{\text{max}} \times Q_{\text{max},j}}{1000} \quad (\text{III.1})$$

Avec :

- $Q_{\text{max},j}$ : Débit maximal journalier en ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).
- $V_{\text{inc}}$ : Volume pour incendie qui est égale à  $60 \text{ m}^3$  par heure. La durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen peut être évaluée à 2 h, donc la réserve minimale à prévoir est de  $120 \text{ m}^3$ .
- $V_T$ : Volume total du réservoir ( $\text{m}^3$ );
- $V_u$ : Volume utile en ( $\text{m}^3$ ) (maximal de stockage pour la consommation);
- $P_{\text{max}}$ : Résidu maximal dans le réservoir en(%);

Ou :

$$P_{\text{max}} = |R_{\text{max}}^+| + |R_{\text{min}}^-| \quad (\text{III.2})$$

- $R^+_{\max}$  : Excédent en eau à différentes heures de la journée ;
- $R^-_{\min}$  : Insuffisantes en eau à différentes heures de la journée.

### 3.5.1 Dimensionnement des réservoirs

#### a. Réservoir R<sub>1</sub> (Sidi Ali Rihan) qui alimente la zone I

Le réservoir de la zone basse assure une distribution pour la population de cette zone (3641 habitants) par le système gravitaire avec un débit de  $Q_{\max,j} = 1026.132 \text{ m}^3/\text{j}$

Tableau III.1-Calcul de la capacité du réservoir de la zone I

Heures	Apport <sub>3</sub>		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	(m <sup>3</sup> /h)	(%)	(m <sup>3</sup> /h)	(%)	(%)	(%)
00 – 01	5	51.306	01	10.26	4	-	4
01 – 02	5	51.306	01	10.26	4	-	8
02 – 03	5	51.306	01	10.26	4	-	12
03 – 04	5	51.306	01	10.26	4	-	16
04 – 05	5	51.306	02	20.52	3	-	19
05 – 06	5	51.306	03	30.78	2	-	<b>21</b>
06 – 07	5	51.306	05	51.31	0	-	21
07 – 08	5	51.306	6.5	66.70	-	-1.5	19.5
08 – 09	5	51.306	6.5	66.70	-	-1.5	18
09 – 10	5	51.306	5.5	56.44	-	-0.5	17.5
10 – 11	5	51.306	4.5	46.17	0.5	-	18
11 – 12	5	51.306	5.5	56.44	-	-0.5	17.5
12 – 13	5	51.306	07	71.83	-	-2	15.5
13 – 14	5	51.306	07	71.83	-	-2	13.5
14 – 15	5	51.306	5.5	56.44	-	-0.5	13
15 – 16	5	51.306	4.5	46.17	0.5	-	13.5
16 – 17	5	51.306	05	51.31	0	-	13.5
17 – 18	5	51.306	6.5	66.70	-	-1.5	12
18 – 19	0	51.306	6.5	66.70	-	-6.5	5.5
19 – 20	0	51.306	05	51.31	-	-5	0.5
20 – 21	0	51.306	4.5	46.17	-	-4.5	-4
21 – 22	0	51.306	03	30.78	-	-3	<b>-7</b>
22 – 23	5	51.306	02	20.52	3	-	-4
23 – 24	5	51.306	01	10.26	4	-	0
<b>Total</b>	100 %	1026.132	100	1026.132	-	-	-

D'après le Tableau (III.1) la valeur de (P%) :

$$P_{\max} = |21| + |-7| = 28 \%$$

$$\text{On a } Q_{\max,j} = 1026.132 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Alors } V_u = (28/100) \times 1026.132 = 287.317 \text{ m}^3$$

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

$$\text{donc } V_T = 120 + 287.317 = 407.317$$

$$V_T = 408 \text{ m}^3$$

Donc on optera pour un réservoir de **500 m<sup>3</sup>**

### b. Réservoir R<sub>2</sub> (Timizar 1) qui alimente la zone II

Le réservoir de la zone basse assure une distribution pour la population de cette zone (1980 habitants) par le système de pompage avec un débit de  $Q_{\max,j} = 558.594 \text{ m}^3/\text{j}$

**Tableau III.2-Calcul de la capacité du réservoir de la zone II**

Heures	Apport <sub>3</sub>		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	(m <sup>3</sup> /h)	(%)	(m <sup>3</sup> /h)	(%)	(%)	(%)
00 – 0 1	5	27.930	01	5.58	4	-	4
01 – 0 2	5	27.930	01	5.58	4	-	8
02 – 0 3	5	27.930	01	5.58	4	-	12
03 – 0 4	5	27.930	01	5.58	4	-	16
04 – 0 5	5	27.930	02	11.17	3	-	19
05 – 0 6	5	27.930	03	16.76	2	-	<b>21</b>
06 – 0 7	5	27.930	05	27.93	0	-	21
07 – 0 8	5	27.930	6.5	36.31	-	-1.5	19.5
08 – 0 9	5	27.930	6.5	36.31	-	-1.5	18
09 – 10	5	27.930	5.5	30.72	-	-0.5	17.5
10 – 11	5	27.930	4.5	25.14	0.5	-	18
11 – 12	5	27.930	5.5	30.72	-	-0.5	17.5
12 – 13	5	27.930	07	39.10	-	-2	15.5
13 – 14	5	27.930	07	39.10	-	-2	13.5
14 – 15	5	27.930	5.5	30.72	-	-0.5	13
15 – 16	5	27.930	4.5	25.14	0.5	-	13.5
16 – 17	5	27.930	05	27.93	0	-	13.5
17 – 18	5	27.930	6.5	36.31	-	-1.5	12
18 – 19	0	0	6.5	36.31	-	-6.5	5.5
19 – 20	0	0	05	27.93	-	-5	0.5
20 – 21	0	0	4.5	25.14	-	-4.5	-4
21 – 22	0	0	03	16.76	-	-3	<b>-7</b>
22 – 23	5	27.930	02	11.17	3	-	-4
23 – 24	5	27.930	01	5.58	4	-	0
Total	100 %	558.594	100	558.594	-	-	-

D'après le Tableau (III.1) la valeur de (P%) :

$$P_{\max} = |21| + |-7| = 28\%$$

$$\text{On a } Q_{\max,j} = 401.544 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Alors } V_u = (28/100) \times 558.594 = 156.406 \text{ m}^3$$

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

donc  $V_T = 120 + 156.406 = 276.406$

$$V_T = 277 \text{ m}^3$$

Donc on optera pour un réservoir de  $300 \text{ m}^3$

### c. Réservoir R<sub>3</sub> (Timizar 2) qui alimente la zone III

Le réservoir de la zone basse assure une distribution pour la population de cette zone (1893 habitants) par le système gravitaire avec un débit de  $Q_{\max,j} = 533.088 \text{ m}^3/\text{j}$

**Tableau III.3-Calcul de la capacité du réservoir de la zone III**

Heures	Apport <sub>3</sub>		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	(m <sup>3</sup> /h)	(%)	(m <sup>3</sup> /h)	(%)	(%)	(%)
00 – 01	5	26.654	01	5.33	4	-	4
01 – 02	5	26.654	01	5.33	4	-	8
02 – 03	5	26.654	01	5.33	4	-	12
03 – 04	5	26.654	01	5.33	4	-	16
04 – 05	5	26.654	02	10.66	3	-	19
05 – 06	5	26.654	03	15.99	2	-	<b>21</b>
06 – 07	5	26.654	05	26.65	0	-	21
07 – 08	5	26.654	6.5	34.65	-	-1.5	19.5
08 – 09	5	26.654	6.5	34.65	-	-1.5	18
09 – 10	5	26.654	5.5	29.32	-	-0.5	17.5
10 – 11	5	26.654	4.5	23.99	0.5	-	18
11 – 12	5	26.654	5.5	29.32	-	-0.5	17.5
12 – 13	5	26.654	07	37.32	-	-2	15.5
13 – 14	5	26.654	07	37.32	-	-2	13.5
14 – 15	5	26.654	5.5	29.32	-	-0.5	13
15 – 16	5	26.654	4.5	23.99	0.5	-	13.5
16 – 17	5	26.654	05	26.65	0	-	13.5
17 – 18	5	26.654	6.5	34.65	-	-1.5	12
18 – 19	0	0	6.5	34.65	-	-6.5	5.5
19 – 20	0	0	05	26.65	-	-5	0.5
20 – 21	0	0	4.5	23.99	-	-4.5	-4
21 – 22	0	0	03	15.99	-	-3	<b>-7</b>
22 – 23	5	26.654	02	10.66	3	-	-4
23 – 24	5	26.654	01	5.33	4	-	0
Total	100 %	533.088	100	533.088	-	-	-

D'après le Tableau (III.3) la valeur de (P%) :

$$P_{\max} = |21| + |-7| = 28\%$$

On a  $Q_{\max,j} = 533.088 \text{ m}^3/\text{j}$

Alors  $V_u = (28/100) \times 533.088 = 149.26$

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

donc  $V_T = 120 + 149.26 = 269.264$

$$V_T = 270 \text{ m}^3$$

Donc on optera pour un réservoir de **300 m<sup>3</sup>**

### 3.5.2 Dimensionnement du réservoir projeté (R<sub>P</sub>)

Ce réservoir est alimenté par les forages El Mkhata F<sub>3</sub> et F<sub>4</sub> avec un débit de Q (F<sub>3</sub>+F<sub>4</sub>) = 388.8 m<sup>3</sup>/j.

**Tableau III.4**-Détermination de la capacité de réservoir projeté

Heures	Apport <sub>3</sub>		Sortie		Surplus	Déficit	Résidu
	(%)	(m <sup>3</sup> /h)	(%)	(m <sup>3</sup> /h)	(%)	(%)	(%)
00 – 01	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	0.83
01 – 02	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	1.66
02 – 03	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	2.49
03 – 04	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	3.32
04 – 05	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	4.15
05 – 06	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	4.98
06 – 07	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	5.81
07 – 08	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	6.64
08 – 09	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	7.47
09 – 10	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	8.30
10 – 11	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	9.13
11 – 12	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	9.96
12 – 13	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	10.79
13 – 14	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	11.62
14 – 15	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	12.45
15 – 16	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	13.28
16 – 17	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	14.11
17 – 18	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	<b>14.94</b>
18 – 19	0	0	4.17	16.21	-	-4.17	10.77
19 – 20	0	0	4.17	16.21	-	-4.17	6.60
20 – 21	0	0	4.17	16.21	-	-4.17	2.43
21 – 22	0	0	4.17	16.21	-	-4.17	<b>-1.74</b>
22 – 23	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	-0.83
23 – 24	5	19.44	4.17	16.21	0.83	-	0
Total	100 %	388.8	100	388.8	-	-	-

D'après le Tableau (III.4) la valeur de (P%) :

$$P_{\max} = |14.94| + |-1.74| = 16.68 \%$$

On a  $Q_{\max,j} = 388.8 \text{ m}^3/\text{j}$

Alors  $V_u = (16.21/100) \times 388.8 = 63.0244$

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

donc  $V_T = 120 + 63.0244 = 183.024$

$$V_T = 183.024 \text{ m}^3$$

Donc on optera pour un réservoir de **200 m<sup>3</sup>**

### 3.5.3 Forme des réservoirs

En ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire et nos volumes sont tous inférieurs à 10000 m<sup>3</sup>. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m. Dans nos calculs, nous optons pour une hauteur de 4m.

#### a. Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \rightarrow D_c = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (\text{III.4})$$

- $V_n$  : capacité normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>) ;
- $S$  : section du réservoir (m<sup>2</sup>) ;
- $D_c$  : diamètre de la cuve (m) ;
- $h$  : hauteur d'eau (m).

#### b. La hauteur de la réserve d'incendie ( $h_{\text{inc}}$ ) :

$$h_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} \quad (\text{III.5})$$

Les dimensions des différents réservoirs sont citées dans le tableau (III.4)

**Tableau III.5-Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs**

<b>Réservoirs</b>	<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	<b>H (m)</b>	<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	<b>D (m)</b>	<b>h<sub>inc</sub> (m)</b>
Réservoir 1	500	4	125	12.62	0.96
Réservoir 2	300	4	75	9.77	1.6
Réservoir 3	300	4	75	9.77	1.6
Réservoir projeté	200	4	50	7.98	2.4

### Conclusion

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un autre réservoir ou non, mais selon notre calcul nous avons trouvé un volume de stockage de **408 m<sup>3</sup>** pour la zone I, de **277 m<sup>3</sup>** pour la zone II, et de **270 m<sup>3</sup>** pour la zone III qui sont plus petits que la capacité des réservoirs existants

Dans notre étude nous avons projeté un seul réservoir de 200 m<sup>3</sup> pour les eaux des forages F<sub>3</sub> et F<sub>4</sub>.

# Chapitre IV

## Adduction

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source à son lieu de consommation. L'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs, soit par refoulement, gravitaire ou mixte.

#### **4.1 Type d'adduction**

On distingue trois types d'adduction [3] : Adduction gravitaire, adduction par refoulement, adduction mixte.

##### **4.1.1 Adduction gravitaire**

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

##### **4.1.2 Adduction par refoulement**

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

##### **4.1.3 Adduction mixte**

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

D'où on distingue deux types différents :

###### **a. Adduction refoulement-gravitaire**

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

###### **b. Adduction gravitaire-refoulement**

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

#### **4.2 Quelques notions simples sur l'adduction**

##### **4.2.1 Choix du tracé**

Le choix du tracé s'effectue en respectant le mieux possible les conditions suivantes [6]:

- Choix d'un profil en long aussi régulier que possible afin de réduire les frais d'amortissement ;
- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et le transport du matériel ;
- Eviter les contre pentes qui peuvent donner lieu à la formation des poches d'air, qui peuvent occasionner la rupture de la veine liquide, et qui peuvent aussi provoquer des désordres graves (vibrations, descellement des joints). Ces phénomènes dangereux se produisent dans le cas du refoulement, lors de l'arrêt brusque des pompes (phénomène du coup de bélier).

### 4.2.2 Profil d'une adduction

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain. On y reporte en 'X' les distances, en 'Y' les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé.

### 4.2.3 La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

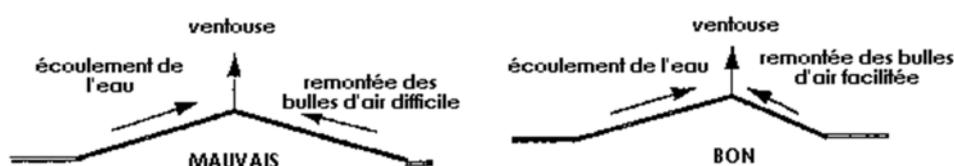
### 4.2.4 L'air dans la tuyauterie

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure ci-dessous, profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas [7].

Dans de nombreux cas de figure, de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts, d'où la nécessité :

- D'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression;
- De localiser les points hauts ;
- D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge, citerne, vanne de purge ;
- D'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse .Figure (IV.1).



**Figure IV.1**-L'emplacement préférable des ventouses

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement;
- La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative;
- Le brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative.

### 4.2.5 Dépôts dans l'adduction

L'eau captée peut être chargée en limons, sables, surtout dans le cas de sources à débit variant fortement. On constate une sédimentation de ces matériaux solides au niveau des points bas de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problèmes dans le futur, surtout dans le cas d'adductions longues, trois précautions s'imposent [6]:

- Prévoir un décanteur-dessableur en tête d'ouvrage;
- Dimensionner correctement l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0,7 m/s ;
- Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points bas du profil.

Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.

### 4.2.6 Choix des types des conduites

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de leur faisabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs critères, parmi lesquels: Le diamètre ; La pression supportée ; Les conditions d'installation ; Le type de sol ; Le revêtement ; La résistance aux attaques chimiques.

Parmi les conduites utilisées on cite [7]:

- Tuyaux métalliques (Acier, Fonte, Fonte ductile);
- Tuyaux à base de ciment (Béton, Béton armé, Béton précontraint);
- Tuyaux en matières plastiques (PVC, PEHD, PEBD).

Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD), en raison des avantages qu'elles présentent : Durée de vie importante, Facilité de pose, Faible conductivité thermique, Coefficient de rugosité très faible, Résistance aux attaques chimiques (corrosion interne, externe et microbiologique).

### 4.2.7 Organes et accessoires de l'adduction [5]

#### a. Organes de sectionnement

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

- **Robinet vanne** : est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Figure(IV.2).
- **Robinet vanne papillon**: est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon .Figure(IV.3).

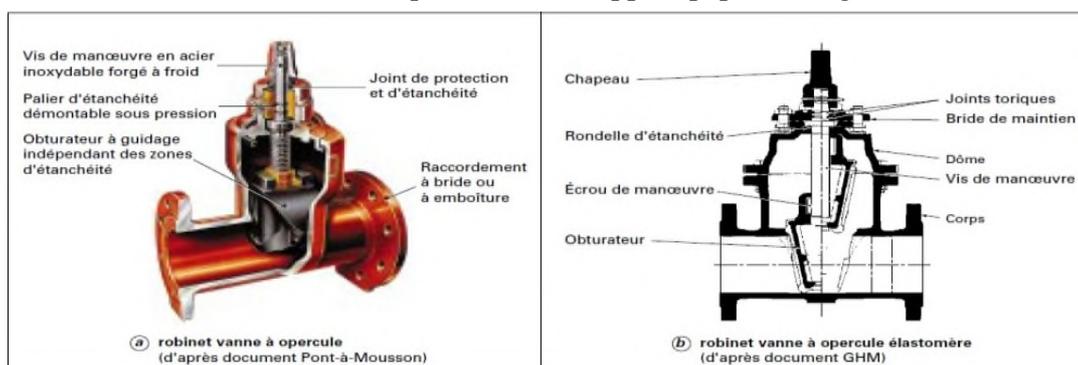


Figure IV.2-Robinet vanne à opercule

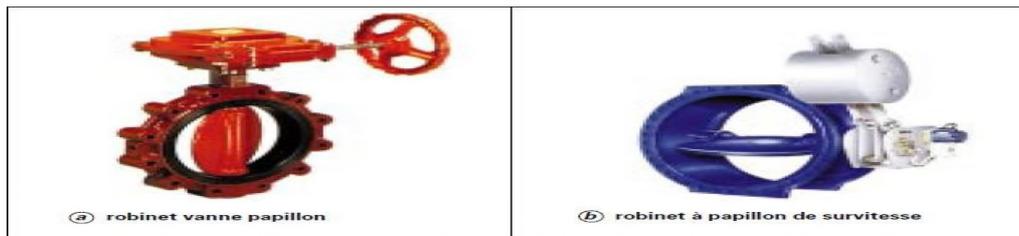


Figure IV.3-Robinet vanne papillon

### b. Organes de protection

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

- **Ventouse** : sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Se placent aux points hauts des canalisations .Figure(IV.4).
- **Clapet** : destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé .Figure(IV.5).
- **Vanne de vidange** : joue le même rôle que la ventouse, mais se place aux points bas des canalisations.

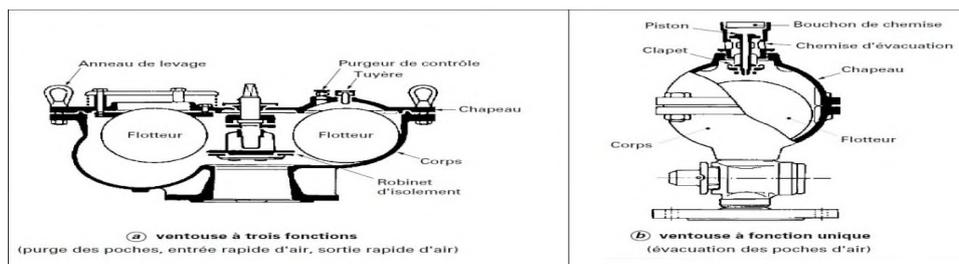


Figure IV.4-Ventouse (d'après document Pont-à-Mousson)

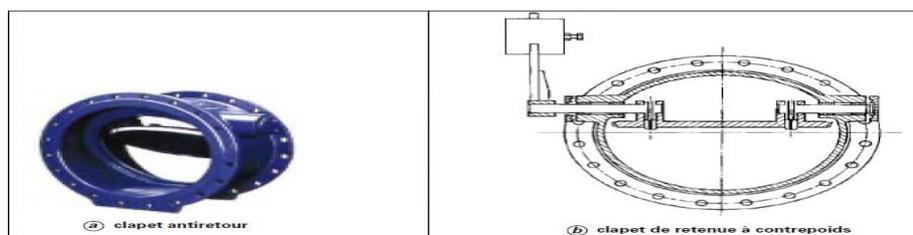


Figure IV.5-Clapet anti retour

### c. Organes de régulation

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

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

#### d. Organes de branchement

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

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

#### 4.3.8 Tracé et dimensionnement d'une adduction

Le tracé et le dimensionnement d'une adduction seront établis après avoir soigneusement étudié les besoins : quantité d'eau à fournir, type d'agglomération... etc. Il faudra ensuite sélectionner la source répondant à ces contraintes, et définir un stockage éventuel (capacité et localisation).

#### 4.3.9 Choix du site de stockage

Le choix du site de stockage est un élément délicat, on tâchera de répondre aux contraintes suivantes :

- Assurer une pression de 5 à 10 m sur chaque fontaine (le débit normal d'un robinet est de 0,2 l/s);
- Etre plus près des usagers.

#### 4.4 Etude Technico-économique

L'étude du dimensionnement consiste [4] à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les dépenses d'exploitation et les dépenses d'amortissement de la conduite qui augmentent avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet. Cependant, la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 2 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont : Le débit, Le diamètre, la vitesse et les pertes de charge.

##### 4.4.1 Calcul du diamètre économique

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

La formule de **Jacques BONNIN**:

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

La formule de **Charles BRESS**

$$D = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{IV.2})$$

Avec:

- **D** : Diamètre de la conduite en mètre;
- **Q** : Débit véhiculé en m<sup>3</sup>/s.

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

##### 4.4.2 Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante [3]:

D'après l'équation de la continuité :

$$Q = V \times S \implies V = \frac{Q}{S} \quad (\text{IV.3})$$

On a :

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad (\text{IV.4})$$

Donc :

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

Avec :

- $V$  : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s);
- $Q$  : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s);
- $D$  : Diamètre de la conduite.

#### 4.4.3 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge dans les canalisations sont dues au frottement d'eau contre les parois de ces canalisations ainsi que les différents organes d'adduction, elles sont liées à la longueur de la conduite, à son diamètre et aux singularités (vannes, coudes, clapets,...)

Elle se présente sous deux formes [3] :

- Pertes de charges linéaires;
- Pertes de charge singulières.

##### a. Pertes de charge linéaires $H_L$

Les pertes de charge linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations, peuvent être tirées d'abaques ou calculées. Elles sont déterminées par la formule de DARCY- WEISBACH :

$$H_L = J \times L = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} = \frac{8\lambda L}{\pi^2 \times D^5 \times g} \times Q^2 \quad (\text{IV.6})$$

$$J = \frac{\lambda V^2}{2gD} = \frac{8\lambda Q^2}{\pi^2 \cdot D^5 \cdot g} \quad (\text{IV.7})$$

- Calcul du coefficient de perte de charge  $\lambda$

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes :

- **Régime turbulent rugueux**

Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = \left( 1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad (\text{IV.8})$$

- **Régime transitoire**

Formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[ \frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad (IV.9)$$

Avec :

- **J** : Perte de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m);
- $\lambda$  : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre Reynolds.
- **D** : Diamètre de tuyau en m;
- **V** : Vitesse d'écoulement en m/s;
- **g** : Accélération de la pesanteur en m<sup>2</sup>/s;
- **L** : Longueur de la conduite en m;
- **K** : c'est la rugosité absolue, déterminée en mesurant l'épaisseur des parois internes du tuyau qui varie comme suit:
  - Pour les tubes en PEHD (ces valeurs sont pour les réseaux neufs):
    - K= 0.01 si D ≤ 200 mm ;
    - K= 0.02 si D ≥ 200 mm.

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

$$Re = \frac{v D}{\nu} \quad (IV.10)$$

Avec :

- **ν**: La viscosité cinématique de l'eau qui est égale :
  - à 10°C  $\nu = 1,13 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  ;
  - à 20°C  $\nu = 1,00 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  ;
  - à 30°C  $\nu = 0,08 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .

Pour plus de commodité, il y a lieu d'utiliser l'abaque donné en Annexe(3). Connaissant le diamètre et le débit dans la conduite, on peut calculer les pertes de charge directement sur l'abaque.

#### b. Les pertes charge singulière $H_s$ [3]

Les pertes de charge singulière représentent les pertes occasionnées par les singularités dans les conduites (coudes, vannes, clapets et branchements,...etc.).Elles sont estimées à :

10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD :

$$H_s = 0.10 \times H_L \quad (IV.11)$$

#### c. Pertes de charge totales $H_T$

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, pour chaque conduite de largeur L, donc on aura pour le PEHD :

$$H_T = 1.10 \times H_L = 1.1 \times J \times L \quad (IV.12)$$

Avec :

- **H<sub>T</sub>** : Perte de charge totale (m) ;
- **H<sub>L</sub>**: Perte de charge linéaire (m).

#### 4.4.4 Détermination de la hauteur manométrique $H_{MT}$

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

$$H_{MT} = H_g + H_T \quad (IV.13)$$

Avec :

- $H_T$  : Perte de charge totale ;
- $H_{MT}$  : Hauteur manométrique;
- $H_g$ : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau.

#### 4.4.5 Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{MT}}{1000 \cdot \eta} \quad (IV.14)$$

Avec :

- $P_a$  : puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- $Q$  : Débit de la pompe ( $m^3/s$ ) ;
- $H_{MT}$  : Hauteur manométrique totale (m) ;
- $\eta$  : Rendement de la pompe (%) ;
- $\rho$ : masse volumique de l'eau =  $1000kg/m^3$ .

#### 4.4.6 Energie consommée par la pompe

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

$$E = P_a \times T' \times 365 \quad (IV.15)$$

Avec :

- $E$  : Energie totale dépensée par la pompe (KWh) ;
- $P_a$  : puissance absorbée (KW) ;
- $T'$  : Temps de fonctionnement des pompes ( $t=20$  heures).

#### 4.4.7 Frais d'exploitation

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

$$F_{exp} = E \times e' \quad (IV.16)$$

Avec :

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

#### 4.4.8 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 40 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A".

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

Avec:

- **A** : amortissement annuel de la conduite (annuité);
- **i** : taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie) ;
- **n** : durée d'exploitation de la conduite = 40ans.

Donc :

$$A = 0.08 + \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{40} - 1}$$

$$A = 0,08386$$

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

$$F_{am} = A \times P_U \times L \quad (\text{IV.18})$$

Avec :

- **F<sub>am</sub>** : Les frais d'amortissement (m);
- **L** : La longueur de la conduite (m) ;
- **P<sub>U</sub>** : Le prix unitaire de la conduite en (DA/ml).

#### 4.4.9 Bilan économique

Le bilan sera :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (\text{IV.19})$$

Avec :

- **F<sub>exp</sub>** : Les frais d'exploitation (DA) ;
- **F<sub>am</sub>** : Les frais d'amortissement (DA);
- **B<sub>L</sub>**: Le bilan.

#### 4.4.10 Calcul des conduites gravitaires

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

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

$$H_T \leq H_d$$

#### 4.4.11 Description de schéma d'adduction

Le schéma est dans l'annexe 4.

## 4.5 Calcul de l'adduction

Le calcul de l'adduction se fait on se basant sur le débit maximum journalier (données de base (voir l'annexe 5,6)).

### 4.5.1 Conduite de refoulement du tronçon F<sub>1</sub>-SR

#### ❖ Données de base

- Conduite en PEHD (PN10) ;
- $Q = 3 \text{ l/s}$  ;
- Longueur  $L = 163 \text{ m}$  ;
- Cote de trop plein de la station de reprise  $C_{tp} = 604 \text{ m}$  ;
- Niveau dynamique du plan de pompage  $ND = 584 \text{ m}$
- Hauteur géométrique  $H_g = C_{tp} - ND = 20 \text{ m}$ .
- D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :
 
$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.003} = 0.05477 \text{ m};$$
- D'autre part la formule de **BRESSE** nous donne un diamètre calculé par la formule :

$$D = 1.5 \times \sqrt{Q} = 1.5 \times \sqrt{0.003} = 0.08215 \text{ m}.$$

Les diamètres normalisés sont : 50, 63, 75, 90 mm.

#### ❖ Détermination de la hauteur manométrique totale

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau suivant (IV.1): (Donnant la viscosité cinématique de l'eau  $\nu = 1,00 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  à  $20^\circ\text{C}$ )

**Tableau IV.1-Détermination de la H<sub>MT</sub> du tronçon F<sub>1</sub>-SR**

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	H <sub>L</sub> (m)	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>T</sub> (m)	H <sub>MT</sub> (m)
50	42.6	2.1058	89710.235	0.01951	0.1035	16.878	1.678	18.566	38.566
63	53.6	1.3302	71299.553	0.02011	0.0338	5.517	0.828	6.345	26.345
75	63.8	0.9388	59900.565	0.02068	0.0145	2.374	0.356	2.730	22.730
90	79.2	0.6092	48253.232	0.02149	0.0051	0.837	0.083	0.920	20.920

La condition de vitesse n'est pas vérifiée au cas de diamètre Ø50 mm Donc on élimine ce diamètre.

#### ❖ Etude économique

##### a. Frais d'exploitation

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

**Tableau IV.2-Frais d'exploitation du tronçon F<sub>1</sub>-SR**

D <sub>ext</sub> (mm)	D <sub>int</sub> (mm)	P (Kw)	E (Kwh)	F <sub>exp</sub> (DA)
63	53.6	1.107619	8085.619	37759.8417
75	63.8	0.955634	6976.129	32578.5235
90	79.2	0.879536	6420.617	29984.2812

**b. Frais d'amortissement**

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (IV.3) :

**Tableau IV.3-Frais d'amortissement du tronçon F<sub>1</sub>-SR**

<b>D<sub>ext</sub>(mm)</b>	<b>D<sub>int</sub>(mm)</b>	<b>Prix ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>am</sub> (DA)</b>
63	53.6	232.79	163	3182.0545
75	63.8	329.13	163	4498.9458
90	79.2	392.50	163	5365.1634

**c. Bilan global des frais**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (IV.4) :

**Tableau IV.4-Bilan global des frais du tronçon F<sub>1</sub>-SR**

<b>D<sub>ext</sub>(mm)</b>	<b>D<sub>int</sub>(mm)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA)</b>	<b>F<sub>am</sub> (DA)</b>	<b>Bilan(DA)</b>
63	53.6	37759.8417	3182.0545	40941.8963
75	63.8	32578.5235	4498.9458	37077.4694
<b>90</b>	<b>79.2</b>	<b>29984.2812</b>	<b>5365.1634</b>	<b>35349.4447</b>

D'après le calcul précédent, on peut constater que le diamètre économique est **Ø 90 mm** parce qu'il nous donne des frais totaux d'investissement plus économique.

**4.5.2 Conduites de refoulement du tronçon F<sub>2</sub>-SR****❖ Données de base**

- Conduite en PEHD (PN10) ;
- Q = 3.5 l/s ;
- Longueur L = 180m;
- Cote de trop plein de la station de reprise C<sub>tp</sub> = 604 m ;
- Niveau dynamique du plan de pompage ND = 582 m.
- Hauteur géométrique H<sub>g</sub> = C<sub>tp</sub>-ND= 22 m;

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

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0035} = 0.0592\text{m};$$

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

$$D = 1.5 \times \sqrt{Q} = 1.5 \times \sqrt{0.0035} = 0.0887 \text{ m.}$$

Les diamètres normalisés sont : 50, 63, 75, 90 mm.

**❖ Détermination de la hauteur manométrique totale**

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau (IV.5) :

**Tableau IV.5-Détermination de la HMT du tronçon F<sub>2</sub>-SR**

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>V(m/s)</b>	<b>Re</b>	<b>λ</b>	<b>J</b> <b>(m/m)</b>	<b>H<sub>L</sub></b> <b>(m)</b>	<b>H<sub>s</sub></b> <b>(m)</b>	<b>H<sub>T</sub></b> <b>(m)</b>	<b>H<sub>MT</sub></b> <b>(m)</b>
50	42.6	2.45685	104661.94	0.01902	0.1373	24.731	2.473	27.204	49.204
63	53.6	1.55191	83182.812	0.01956	0.0447	8.063	1.209	9.272	31.272
75	63.8	1.09536	69883.993	0.02007	0.0192	3.463	0.519	3.982	25.982
90	79.2	0.71080	56295.438	0.02080	0.0067	1.218	0.122	1.340	23.340

La condition de vitesse n'est pas vérifiée aux cas des diamètres Ø50 et Ø63 mm Donc on élimine ces deux diamètres.

### ❖ Etude économique

#### a. Frais d'exploitation

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

**Tableau IV.6-Frais d'exploitation du tronçon F<sub>2</sub>-SR**

<b>D<sub>ext</sub>(mm)</b>	<b>D<sub>int</sub>(mm)</b>	<b>P (Kw)</b>	<b>E (Kwh)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (Da)</b>
75	63.8	1.27441	9303.2448	43446.1533
90	79.2	1.14482	8357.2371	39028.2972

#### b. Frais d'amortissement

Le calcul du frais d'amortissement est donné dans le tableau (IV.7) :

**Tableau IV.7-Frais d'amortissement du tronçon F<sub>2</sub>-SR**

<b>D<sub>ext</sub>(mm)</b>	<b>D<sub>int</sub>(mm)</b>	<b>Prix ml (Da)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>am</sub> (Da)</b>
75	63.8	329.13	180	4968.1611
90	79.2	392.50	180	5924.7204

#### c. Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (IV.8) :

**Tableau IV.8-Bilan global des frais du tronçon F<sub>2</sub>-SR**

<b>D<sub>ext</sub>(mm)</b>	<b>D<sub>int</sub>(mm)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (Da)</b>	<b>F<sub>am</sub> (Da)</b>	<b>Bilan(DA)</b>
75	63.8	43446.1533	4968.1611	48414.3144
<b>90</b>	<b>79.2</b>	<b>39028.2972</b>	<b>5924.7204</b>	<b>44953.0176</b>

Donc le diamètre économique est **Ø90 mm**.

### 4.5.3 Conduites de refoulement du tronçon SR-R<sub>2</sub>\*300

#### ❖ Données de base

- Conduite en PEHD (PN10);
- $Q = 6.5$  l/s ;
- Longueur  $L = 700$  m;
- Cote de trop plein des réservoirs  $R_{2*300}$   $C_{tp} = 660$  m;
- Cote de radier de la station de reprise existante  $C_r = 604$  m ;
- Hauteur géométrique  $H_g = C_{tp} - C_r = 56$  m.
- D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0065} = 0.08062 \text{ m};$$

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

$$D = 1.5 \times \sqrt{Q} = 1.5 \times \sqrt{0.0065} = 0.1209 \text{ m}.$$

Les diamètres normalisés sont : 75, 90, 110, 125mm.

#### ❖ Détermination de la hauteur manométrique totale

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau (IV.9)

**Tableau IV.9-Détermination de la HMT du tronçon SR-R<sub>2\*300</sub>**

<b>D<sub>ext</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>D<sub>int</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>V(m/s)</b>	<b>Re</b>	$\lambda$	<b>J</b> <b>(m/m)</b>	<b>H<sub>L</sub></b> <b>(m)</b>	<b>H<sub>S</sub></b> <b>(m)</b>	<b>H<sub>T</sub></b> <b>(m)</b>	<b>H<sub>MT</sub></b> <b>(m)</b>
75	63.8	2.0342	129784.56	0.017975	0.0594	41.59	4.160	45.75	101.75
90	79.2	1.3200	104548.67	0.018495	0.0207	14.51	2.180	16.69	72.69
110	96.8	0.8836	85539.82	0.019085	0.0078	5.49	3.826	9.316	65.316
125	110.2	0.6818	75138.43	0.019516	0.0041	2.937	0.294	3.231	59.231

La condition de vitesse n'est pas vérifiée au cas de diamètre  $\varnothing 75$  Donc on élimine ce diamètre

#### ❖ Etude économique

##### a. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV.10)

**Tableau IV.10-Frais d'exploitation du tronçon SR-R<sub>2\*300</sub>**

<b>D<sub>ext</sub>(mm)</b>	<b>D<sub>int</sub>(mm)</b>	<b>P (Kw)</b>	<b>E (Kwh)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA)</b>
90	79.2	6.62154	48337.2402	225734.91
110	96.8	5.94982	43433.6937	202835.34
125	110.2	5.39552	39387.3034	183938.70

##### b. Frais d'amortissement

Le calcul du frais d'amortissement est donné dans le tableau (IV.11)

**Tableau IV.11-Frais d'amortissement du tronçon SR-R<sub>2</sub>\*300**

<b>D<sub>ext</sub>(mm)</b>	<b>D<sub>int</sub>(m)</b>	<b>Prix ml (DA)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F<sub>am</sub> (DA)</b>
90	79.2	392.50	700	23040.5793
110	96.8	579.62	700	34024.9187
125	110.2	738.42	700	43346.8143

**c. Bilan global des frais**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (IV.12)

**Tableau IV.12-Bilan global des frais du tronçon SR-R<sub>2</sub>\*300**

<b>D<sub>ext</sub>(mm)</b>	<b>D<sub>int</sub>(m)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA)</b>	<b>F<sub>am</sub> (DA)</b>	<b>Bilan(DA)</b>
90	79.2	225734.91	23040.5793	248775.4922
110	96.8	202835.34	34024.9187	236860.2684
<b>125</b>	<b>110.2</b>	<b>183938.70</b>	<b>43346.8143</b>	<b>227285.5215</b>

Donc le diamètre économique est **Ø125 mm**.

**4.5.4 Conduite de refoulement du tronçon F<sub>3</sub>- R<sub>P</sub>****❖ Données de base**

- Conduite en PEHD (PN10);
- Q = 2.5 l/s ;
- Longueur L = 300 m;
- Niveau dynamique du plan de pompage ND = 694 m ;
- Cote de trop plein de réservoir tampon 200 m<sup>3</sup> : Ctp = 750 m
- Hauteur géométrique Hg = Ctp-ND = 56 m.
- D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0025} = 0.05 \text{ m};$$

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

$$D = 1.5 \times \sqrt{Q} = 1.5 \times \sqrt{0.0025} = 0.075 \text{ m}.$$

Les diamètres normalisés sont : 50, 63, 75 mm.

**❖ Détermination de la hauteur manométrique totale**

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau (IV.13)

**Tableau IV.13-Détermination de la HMT du tronçon F<sub>3</sub>-R<sub>P</sub>**

$D_{ext}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	$H_L$ (m)	$H_S$ (m)	$H_T$ (m)	$H_{MT}$ (m)
50	42.6	1.7548	74758.529	0.02014	0.0742	22.26	2.23	24.49	80.49
63	53.6	1.1085	59416.294	0.02082	0.0243	7.30	1.09	8.39	64.39
75	63.8	0.7824	49917.137	0.02145	0.0104	3.14	0.47	3.61	59.61

La condition de vitesse n'est pas vérifiée au cas de diamètre Ø50 mm Donc on élimine ce diamètre

#### ❖ Etude économique

##### a. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV.14)

**Tableau IV.14-Frais d'exploitation du tronçon F<sub>3</sub>-R<sub>P</sub>**

$D_{ext}$ (mm)	$D_{int}$ (mm)	P (Kw)	E (Kwh)	F <sub>exp</sub> (DA)
63	53.6	2.255949	16468.4323	76137.4601
75	63.8	2.088829	15248.4537	71210.2791

##### b. Frais d'amortissement

Le calcul du frais d'amortissement est donné dans le tableau (IV.15)

**Tableau IV.15-Frais d'amortissement du tronçon F<sub>3</sub>-R<sub>P</sub>**

$D_{ext}$ (mm)	$D_{int}$ (m)	Prix ml (DA)	L (m)	F <sub>am</sub> (DA)
63	53.6	232.79	300	5856.5420
75	63.8	329.13	300	8280.2684

##### c. Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (IV.16)

**Tableau IV.16-Bilan global des frais du tronçon F<sub>3</sub>-R<sub>P</sub>**

$D_{ext}$ (mm)	$D_{int}$ (m)	F <sub>exp</sub> (DA)	F <sub>am</sub> (DA)	Bilan(DA)
63	53.6	76137.4601	5856.5420	82764.1213
<b>75</b>	<b>63.8</b>	71210.2791	8280.2684	<b>79490.5476</b>

Donc le diamètre économique est **Ø75 mm**.

#### 4.5.5 Conduite de refoulement du tronçon F<sub>4</sub>-R<sub>P</sub>

##### ❖ Données de base

- Conduite en PEHD (PN10);

- $Q = 2 \text{ l/s}$  ;
- Longueur  $L = 250 \text{ m}$ ;
- Niveau dynamique du plan de pompage  $ND = 702\text{m}$  ;
- Cote de trop plein de réservoir projeté  $200 \text{ m}^3$  :  $C_{tp} = 750 \text{ m}$
- Hauteur géométrique  $H_g = C_{tp} - ND = 48 \text{ m}$ .
- D'après la formule de **BONNIN**, le diamètre optimal est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.002} = 0.0447 \text{ m};$$

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

$$D = 1.5 \times \sqrt{Q} = 1.5 \times \sqrt{0.002} = 0.0670 \text{ m}.$$

Les diamètres normalisés sont : 40, 50, 63 ,75 mm.

#### ❖ Détermination de la hauteur manométrique totale

Le calcul de la hauteur manométrique des différents diamètres est donné dans le tableau (IV.17)

**Tableau IV.17-Détermination de la HMT du tronçon  $F_4-R_P$**

$D_{\text{ext}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (mm)	V(m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	$H_L$ (m)	$H_s$ (m)	$H_T$ (m)	$H_{MT}$ (m)
40	34	2.203	74934.432	0.020371	0.1483	37.08	3.71	40.79	88.79
50	42.6	1.4039	59806.824	0.020977	0.0494	12.36	1.86	14.22	62.22
63	53.6	0.8868	47533.035	0.021765	0.0162	4.06	0.61	4.67	52.67
75	63.8	0.6251	39933.710	0.022467	0.0070	1.75	0.27	2.02	50.02

#### ❖ Etude économique

##### a. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV.18)

**Tableau IV.18-Frais d'exploitation du tronçon  $F_4-R_P$**

$D_{\text{ext}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (mm)	P (Kw)	E (Kwh)	$F_{\text{exp}}$ (DA)
50	42.6	1.743937	12730.7453	59452.5806
63	53.6	1.476264	10776.7334	50327.3452
75	63.8	1.401989	10234.5207	47795.2118

##### b. Frais d'amortissement

Le calcul du frais d'amortissement est donné dans le tableau (IV.19)

**Tableau IV.19-Frais d'amortissement du tronçon  $F_4-R_P$**

$D_{\text{ext}}$ (mm)	$D_{\text{int}}$ (m)	Prix ml (DA)	L (m)	$F_{\text{am}}$ (DA)
50	42.6	147.17	250	3085.4249
63	53.6	232.79	250	4880.4517
75	63.8	329.13	250	6900.2237

### c. Bilan global des frais

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (IV.20)

**Tableau IV.20-Bilan global des frais du tronçon  $F_4$ - $R_P$**

$D_{ext}(mm)$	$D_{int}(m)$	$F_{exp} (DA)$	$F_{am} (DA)$	<b>Bilan (DA)</b>
50	42.6	59452.5806	3085.4249	62538.0056
63	53.6	50327.3452	4880.4517	55207.7669
<b>75</b>	<b>63.8</b>	47795.2118	6900.2237	<b>54695.4356</b>

Donc le diamètre économique est **Ø75 mm**.

### 4.5.6 Conduite gravitaire tronçons $R_P$ - $R_{500}$

#### ❖ Données de base

- Conduite en PEHD (PN10);
- $Q = 4.5 \text{ l/s} = 0.0045 \text{ m}^3/\text{s}$ ;
- Charge disponible :  $H_d = 83.8 \text{ m}$  ;
- Longueur de la conduite : 2000 m.
- $V=0.5\text{m/s}$        $D = 0.1070 \text{ m}$
- $V=1.5 \text{ m/s}$        $D = 0.0618 \text{ m}$
- Le diamètre intérieur des tuyaux en PEHD       $D_i = D_e - 2e$ .
- Les diamètres normalisés choisis selon le fabricant sont 63 mm, 75 mm, 90 mm, 110 mm

#### ❖ Calcul de $H_T$

**Tableau IV.21-Calcul de la  $H_T$**

$D_e (m)$	$D_i (m)$	$V (m/s)$	Re	$\lambda$	J (m/m)	$H_l$	$H_T$	$H_d$
63	53.6	1.9953	106949.3	0.0187	0.07088	141.77	163.036	83.8
75	63.8	1.4083	89850.8	0.0191	0.30354	60.70	69.814	83.8
90	79.2	0.9138	72379.8	0.0198	0.01064	21.29	23.427	83.8
110	96.8	0.6117	59219.8	0.0205	0.00404	8.09	9.303	83.8

Pour que l'eau arrive au réservoir  $R_{500}$ , il faut que :  $H_T \leq H_d$

D'après les résultats obtenus dans le tableau (III.15), le diamètre de la conduite est de 75 mm du fait que  $H_T \leq H_d$  avec une vitesse de 1.40 m/s. la pression nominale selon le fabricant est de 10 bars.

La perte de charge  $H_T$  est très inférieure à la charge disponible  $H_d$ , pour faire augmenter ces pertes de charges il est impératif d'installer une vanne de type papillon.

#### ❖ Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne

On a:

$$J_v = H_d - H_T = 83.8 - 69.814 \quad J_v = 13.98 \text{ m}$$

$$J_v = \xi \times \frac{V^2}{2g} \quad \text{d'ou} \quad \frac{J_v \times 2g}{V^2} = \frac{13.98 \times 2 \times 9.81}{1.4^2}$$

$\xi = 139.9$ , d'après le tableau (VI.22) et par interpolation on aura l'angle d'ouverture de la vanne papillon  $\theta = 61^\circ$

Où :

- $J_v$ : perte de charge dans la vanne.
- $\xi$ : coefficient d'ouverture de la vanne.
- $\theta$ : angle d'inclinaison du papillon

**Tableau IV.22-Variation de l'angle d'ouverture en fonction de  $\xi$**

$\theta^\circ$	0-5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
$\xi$	0.25	0.52	1.54	3.91	10.8	18.7	32.6	118	751	1400

**Tableau IV.23-Récapitulatif des résultats obtenu**

Type d'adduction	Tronçon	Longueur (m)	Débit ( $m^3/h$ )	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
<b>Adduction par refoulement</b>	F <sub>1</sub> -SR	163	10.8	90	0.9062
	F <sub>2</sub> -SR	180	12.6	90	0.7108
	SR-R <sub>2</sub> *300	700	23.4	125	0.6818
	F <sub>3</sub> -R <sub>P</sub>	300	9.0	75	0.7824
	F <sub>4</sub> -R <sub>P</sub>	250	7.2	75	0.6251
<b>Adduction gravitaire</b>	R <sub>P</sub> -R <sub>500</sub>	2000	16.2	75	1.40

## Conclusion

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

# Chapitre V

## Pompes

Les pompes sont des machines hydrauliques qui aspirent un fluide d'une région à basse pression, pour le refouler vers une région à plus haute pression; par conséquent on peut dire que le rôle de la pompe, est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

### 5.1 Classification des pompes

Suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe, le classement des pompes se fait selon deux grandes catégories [4] :

- a. **Les pompes volumétriques** : appelées aussi pompes à déplacement, c'est le cas des pompes à piston et les vis d'Archimède.
- b. **Les Turbo-pompes**

Le principe de fonctionnement des Turbo-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"; Par contre, le principe de fonctionnement des pompes volumétriques consiste en un déplacement d'un volume élémentaire de liquide de l'aspiration vers le refoulement.

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

On peut classer les Turbo-pompes selon les paramètres suivants :

- **Selon le type de la roue** : Les pompes centrifuges. Figure (V.01) (a), Les pompes hélico-centrifuges Figure (V.01) (b), Les pompes hélices (axiales) Figure (V.01) (c).
- **Selon le nombre d'éléments disposés en série** :
  - Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprenant une série d'aubes fixes.
  - Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série ; le fluide qui rentre va parcourir successivement chaque cellule.
- **Selon la disposition de l'axe de la pompe** : Les pompes axiales, Les pompes horizontales.
- **Selon la nature du fluide véhiculé** : Fluide compressible, Fluide incompressible.
- **Selon l'importance de la pression produite** : Basse pression, Moyenne pression, Haute pression.

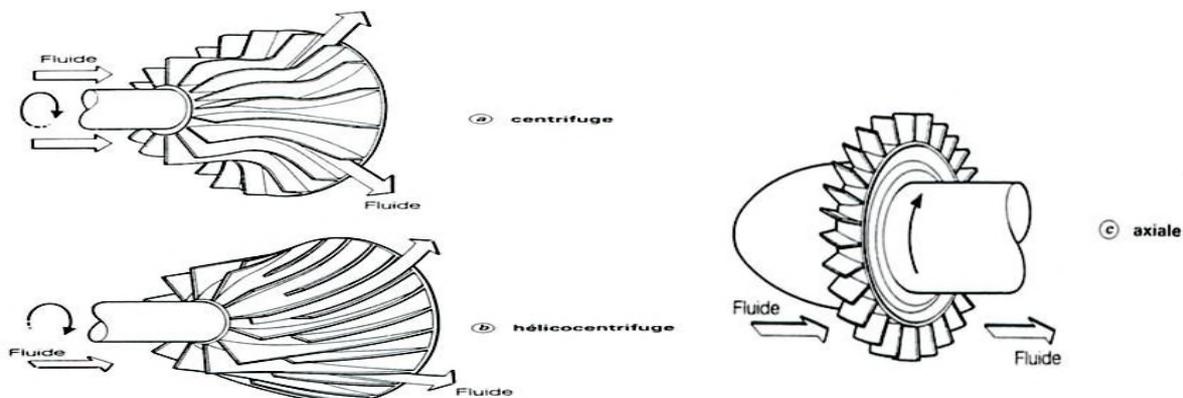


Figure V.1-Les trois essentiels des turbopompes

## 5.2. Choix du type de la pompe

Les paramètres agissant sur le choix d'une pompe sont :

- Le débit à refouler ;
- La hauteur d'élévation de l'eau ;
- Le rendement de la pompe doit être élevé, de manière à avoir un coût minimum du mètre cube d'eau à élever ;
- Le type de la pompe.

Au niveau des forages, on choisira les groupes électro-pompes immergés pour les avantages suivants :

- Amorçage automatique ;
- Rendement élevé ;
- Fiabilité ;
- Entretien nul.

Pour la station de reprise, nous choisirons les pompes centrifuges à axe horizontal monocellulaire.

## 5.3 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge

Les critères les plus importants des pompes sont [3]:

### 5.3.1 La vitesse de rotation (N)

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

### 5.3.2 Le débit de pompage (Q)

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

### 5.3.3 La hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale est la somme des termes suivants :

#### a. Hauteur géométrique d'aspiration ( $H_a$ )

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

#### b. Hauteur géométrique de refoulement ( $H_r$ )

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

#### c. Pertes de charges ( $J_a+J_r$ )

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

$$H_{mt} = H_a + H_r + J_a + J_r \quad (V.1)$$

### 5.3.4 Les puissances utiles et absorbées

#### a. Puissance absorbée par la pompe

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

#### b. Puissance hydraulique ou utile ( $P_u$ )

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

$$P_u = g \times Q \times H \quad (V.2)$$

### 5.3.5 Le rendement de la pompe

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

$$\eta_P = \frac{P_u}{P_a} = \frac{g \times Q \times H}{P_a} \quad (V.3)$$

Avec :

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

## 5.4 Les courbes caractéristiques [3]

### 5.4.1 Courbes caractéristiques des pompes centrifuges

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

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

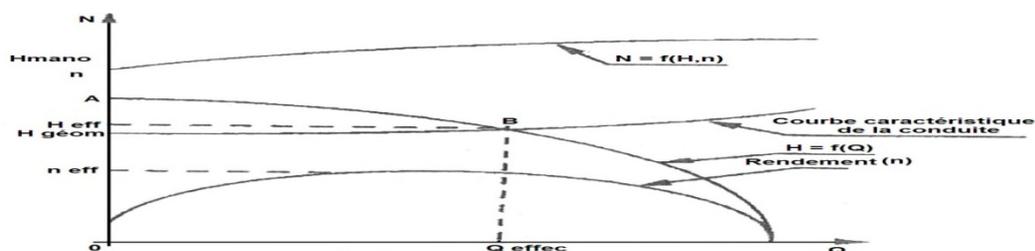


Figure V.2-Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

### 5.4.2 Courbes caractéristiques de la conduite

Le réseau hydraulique sur lequel une pompe débite est lui aussi caractérisé par une hauteur débit (Figure V.2) La caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (V.4)$$

Avec:

- $H_g$  : hauteur géométrique en (m) ;
- $RQ^2$  : valeur de la perte de charge au point considéré en (m) ;
- $Q$  : débit ( $m^3/j$ ) ;
- $H_c$  : charge totale en fonction du débit en (m) ;
- $R$  : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad (V.5)$$

Avec :

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

## 5.5 Point de fonctionnement

### 5.5.1 Recherche du point de fonctionnement

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

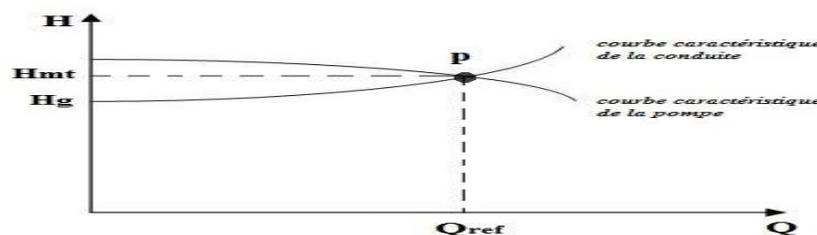


Figure V.3-Point de fonctionnement d'une pompe

### 5.5.2 Réalisations du point de fonctionnement désiré

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

Les différentes techniques pour la recherche du point de fonctionnement désiré sont [5] :

**a. 1<sup>er</sup> Variante : Réduction ou augmentation du temps de pompage**

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

Pour cela on utilise la formule qui suit :

$$T = \frac{T_1 \times Q_1}{Q} \quad (V.6)$$

Avec :

- $T_1$  : le temps de pompage, pour notre cas égale 20h.

$$20 \times Q_1 = T \times Q \quad (V.7)$$

Donc :

Le nouveau temps de pompage sera :

$$T = \frac{20 \times Q_1}{Q} \quad (V.8)$$

La puissance absorbée par la pompe est:

$$P_{a1} = \frac{g \times H \times Q}{\eta} \quad (V.9)$$

Avec :

- $\eta$  : Rendement correspondant au point P1 (Q1, H1) en %.

**b. 2<sup>eme</sup> Variante : Régulation par refoulement (le vannage)**

Elle consiste à placer une vanne sur la conduite de refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q2. La puissance absorbée sera :

$$P_{a2} = \frac{g \times H_2 \times Q_2}{\eta} \quad (V.10)$$

Avec :

$$H_2 = H_1 + h \quad (V.11)$$

Où :

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

Les inconvénients de la méthode sont :

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

### c. 3<sup>ème</sup> Variante : variation de la vitesse

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

$$a = \frac{H_1}{Q_1^2} \quad (\text{V.12})$$

La parabole tracée passe par le point désiré P1 ( $H_1, Q_1$ ) et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue V ( $Q_v, H_v$ ) de P1 (Figure V.7), nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$\frac{N}{N_1} = \frac{Q_v}{Q_1} \quad (\text{V.13})$$

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

$$N_1 = N \times \left( \frac{Q_1}{Q_v} \right) \quad (\text{V.14})$$

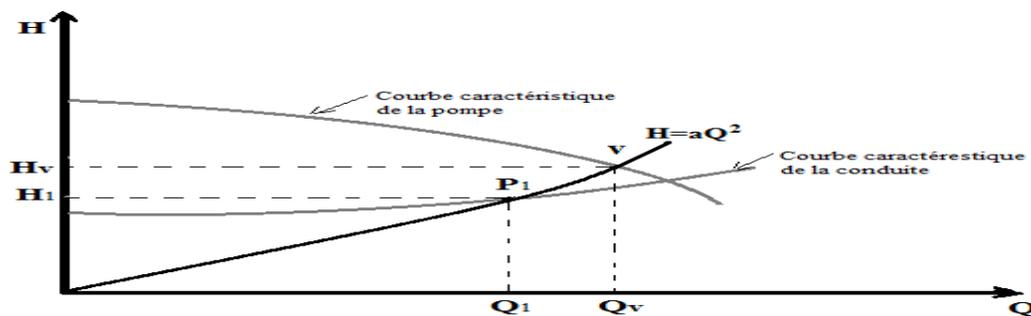


Figure V.4-Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation

La puissance absorbée par la pompe est:

$$P_{a3} = \frac{g \times H_v \times Q_v}{\eta} \quad (\text{V.15})$$

## 5.6 Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe qui se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide. La formation des poches d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe, provoque d'importantes perturbations, bruits dans l'écoulement et des vibrations, ce qui entraîne la modification des caractéristiques hydraulique (rendement, hauteur d'élévation,...) et provoque l'érosion des matériaux au niveau de la pompe. Pour que la pompe fonctionne normalement (sans perturbation), il faut que la pression absolue  $P_a$  à son entrée soit

supérieure à la tension de vapeur de l'eau d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise  $NPSH_r$  [3].

$$\text{Où :} \quad NPSH_r = \frac{P_0}{\rho g} - h_v \quad (\text{V.16})$$

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

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

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

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (\text{V.17})$$

Où :

- $NPSH_d$  : La charge nette à l'aspiration dépendant de l'installation.

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} - H_a - (J_a + h_v) \quad (\text{Aspiration en dépression}) \quad (\text{V.18})$$

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\rho g} + H_a - (J_a + h_v) \quad (\text{Aspiration en charge}) \quad (\text{V.19})$$

Où :

- $\frac{P_0}{\rho g}$ : en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m.c.e);
- $H_a$  : Hauteur d'aspiration en m;
- $J_a$  : Perte de charge à l'aspiration (m.c.e).

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

**Tableau V.1-Tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température.**

T(°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$H_v$	0.06	0.083	0.125	0.24	0.23	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

## 5.7 Choix des pompes du projet

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

### 5.7.1 Tronçon «F1-SR»

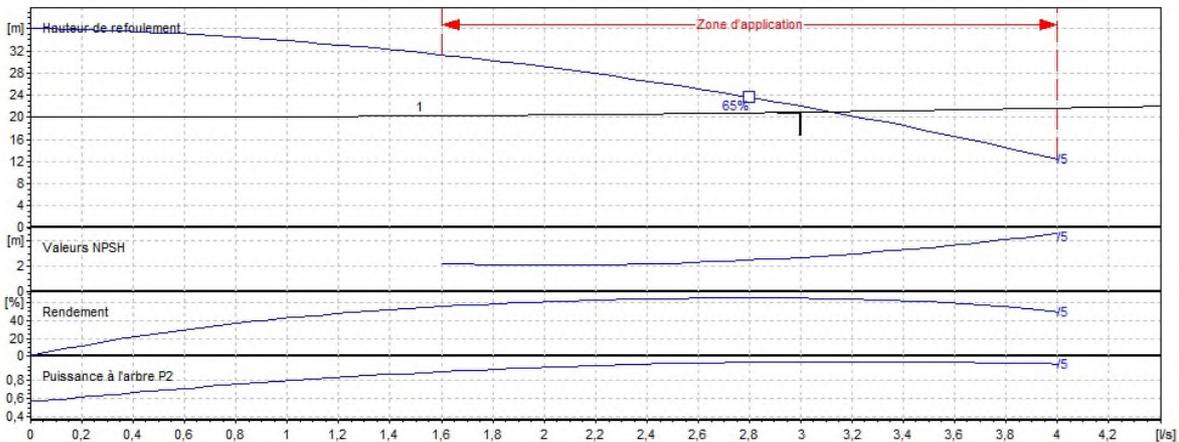
#### a. Caractéristique de la conduite

- $Q = 3 \text{ l/s}$  ;
- $H_g = 20 \text{ m}$ ;

- Hmt = 20.92 m.

**b. Caractéristique de la pompe**

Les courbes caractéristiques de la pompe de forage **F<sub>1</sub>** est représentée dans la figure (V.5) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l’annexe 7).



**Figure V.5-Courbe caractéristique de la pompe au niveau de forage F<sub>1</sub>**

On a opté pour le choix d’une pompe de type électropompe immergé [E4XGS /5+ MCH415M].

- point de fonctionnement : P = (Q = 3.12 /s ; Hmt =21m);
- point désiré : P<sub>1</sub>= (Q = 3 l/s ; Hmt<sub>1</sub> = 20.9 m).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, voir la courbe Figure (V.5).

❖ **Réalisation du point désiré**

**a. Réduction ou augmentation du temps de pompage**

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

$$T = (T_1 \times Q_1) / Q = 20 \times 0.003 / 0.00312 = 19.23 \text{ h}$$

- La puissance absorbée sera:

$$P_{a1} = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9,81 \times 0.00312 \times 21 / 0.641 = 1.0027 \text{ kw.}$$

- Calcul des frais d’exploitation :

$$F_{exp} = P_a \times t \times 365 \times e$$

Avec :

- **P<sub>a</sub>** : Puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;
- **t** : Temps de pompage(h) ;
- **e** : Prix d’un Kwh, e = **4,67** (DA) ;(fixé par la SONELGAZ).

D’où :

$$F_{exp} = 1.0027 \times 19.23 \times 365 \times 4.67$$

$F_{exp} = 32866.99 \text{ DA}$

**b. Régulation par étouffement (vannage)**

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement est égale à  $h = H_2 - H_1 = 22 - 20.9 = 1.1 \text{ m}$  ;

- La puissance absorbée par la pompe est :

$P_a = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9.81 \times 22 \times 0.003 / 0.647 = 1.0007 \text{ KW}$ ;

- Calcul des frais d'exploitation

$F_{exp} = P_a \times t \times 365 \times e$

$F_{exp} = 1.0007 \times 20 \times 365 \times 4.67$

$F_{exp} = 34114.86 \text{ DA}$

Notre choix se portera sur la Réduction du temps de pompage qui présente la variante la plus économique.

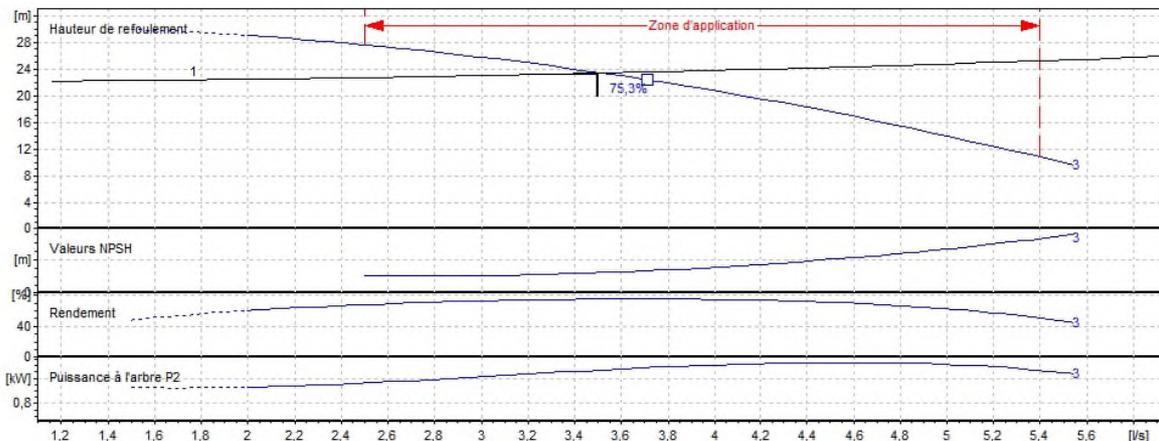
**5.7.2 Tronçon «F2-SR»**

**a. Caractéristique de la conduite**

- $Q = 3.5 \text{ l/s}$  ;
- $H_g = 22 \text{ m}$ ;
- $H_{mt} = 23.34 \text{ m}$ .

**b. Caractéristique de la pompe**

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage F2 est représentée dans la figure (V.6) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l'annexe 8).



**Figure V.6-Courbe caractéristique de la pompe au niveau de forage F2**

On a opté pour le choix d'une pompe de type électropompe immergé [E6X35-4/3+MCH415]

- point de fonctionnement :  $P = (Q = 3.5 \text{ l/s} ; H_{mt} = 23.34 \text{ m})$ ;
- point désiré :  $P_1 = (Q = 3.5 \text{ l/s} ; H_{mt_1} = 23.34 \text{ m})$ .

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré, voir la courbe Figure (V.6).

Finalement les résultats récapitulatifs des différentes pompes choisies pour les forages F1 et F2 sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.2-Les caractéristiques des différents pompe choisies.

Forage	Type de pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Rendement (%)	NPSH <sub>r</sub> (m)	Puissance (kw)
F <sub>1</sub>	E4XGS /5+ MCH415M	2900	64.1	2.85	1.1
F <sub>2</sub>	E6X35-4/3+MCH415	2900	75	2.4	1.06

### 5.7.3 Tronçon SR-R<sub>2</sub>\*300

#### a. Caractéristique de la conduite

- Q = 6.5 l/s ;
- H<sub>g</sub> = 56 m;
- H<sub>mt</sub>=59.231m.

#### b. Caractéristique de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe de la station de reprise sont représentées dans la figure (V.7) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l'annexe 11).

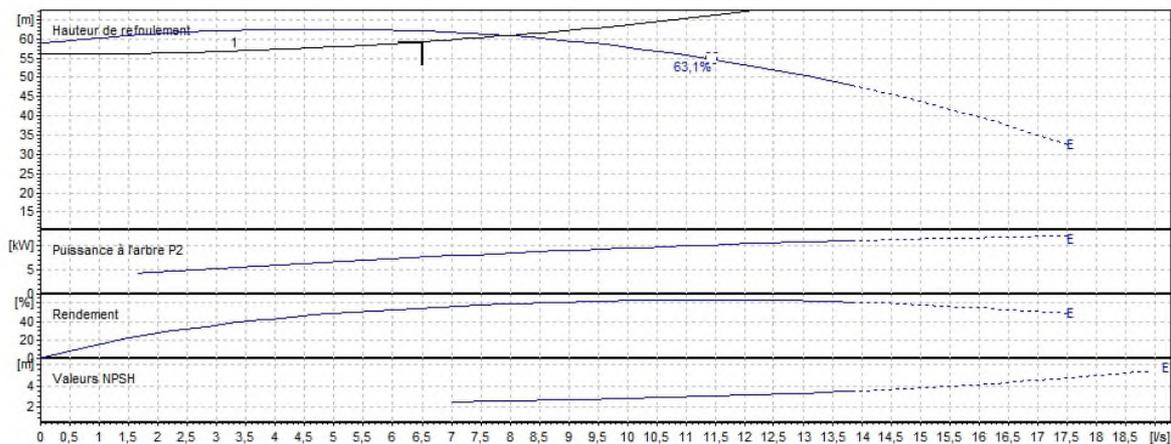


Figure V.7-Courbe caractéristique de la pompe au niveau de la station de reprise SR

On a opté pour le choix d'une pompe de type électropompe monocellulaires [MEC-AZ 3/50E]

- point de fonctionnement : P = (Q = 7.95 l/s ; H<sub>mt</sub> =60.8 m);
- point désiré : P<sub>1</sub>= (Q = 6.5 l/s ; H<sub>mt1</sub>= 59.2 m);

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, voir la courbe Figure (V-7).

#### ❖ Réalisation du point désiré

##### a. Réduction ou augmentation du temps de pompage

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

$$T = (T_1 \times Q_1) / Q = 20 \times 0.0065 / 0.00795 = 16.35 \text{ h}$$

- La puissance absorbée sera:

$$P_{a1} = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9,81 \times 0.00795 \times 60.8 / 0.587$$

$$= 8.078 \text{ kw.}$$

- Calcul des frais d'exploitation

$$F_{exp} = P_a \times t \times 365 \times e$$

Avec :

- **P<sub>a</sub>** : Puissance absorbée par la pompe en (Kw).
- **t** : Temps de pompage(h).
- **e** : Prix d'un Kwh, e = **4,67** (DA) ;(fixé par la SONELGAZ).

D'où :

$$F_{exp} = 8.078 \times 16.35 \times 365 \times 4,67$$

$$F_{exp} = \mathbf{225128.95 \text{ DA}}$$

### b. Régulation par étouffement (vannage)

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

$$h = H_2 - H_1 = 62.1 - 59.2 = 2.9 \text{ m ;}$$

- La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9.81 \times 62.1 \times 0.0065 / 0.544 = 7.28 \text{ KW;}$$

- Calcul des frais d'exploitation

$$F_{exp} = P_a \times t \times 365 \times e$$

$$F_{exp} = 7.28 \times 20 \times 365 \times 4.67$$

$$F_{exp} = \mathbf{248182.48 \text{ DA}}$$

### c. Variation de la vitesse de rotation :

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N * \frac{Q_1}{Q_2} \quad (\text{tr/min})$$

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

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

$$H = 1.401 * Q^2$$

L'équation de la courbe caractéristique de la pompe est :  $H_p = -0.039583Q^2 + 58.9$

On pose  $H_p = H$ , on trouve  $Q = 6.6 \text{ l/s}$ ,  $H = 57.2 \text{ m}$ ,  $P_2(6.6; 57.2)$

Alors :

$$N' = 2900 * \frac{Q_1}{Q_2} = 2856 \text{ (tr/min)}$$

- La puissance absorbée sera :

$$P = (g \times Q \times Hmt) / \eta = 9,81 \times 0.0065 \times 59.2 / 0,587$$

D'où : **p= 6.43 Kw**

- Calcul des frais d'exploitation :

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

Avec :

- **Pa** : Puissance absorbée par la pompe en (Kw).
- **t** : Temps de pompage (h).
- **e** : Prix d'un Kwh, e = **4,67** (DA) ;(fixé par la SONELGAZ).

D'où :

$$F_{exp} = 6.43 \times 20 \times 365 \times 4,67$$

$$F_{exp} = 219205.13 \text{ DA}$$

Notre choix se portera sur la variation de la vitesse de rotation qui présente la variante la plus économique.

Finalement les résultats récapitulatifs de la pompe choisie pour la station de reprise existant sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.3- Les caractéristiques de la pompe choisie**

Stations	Type de pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Rendement (%)	NPSH <sub>r</sub> (m)	Puissance (kw)
SR	MEC-AZ 3/50E	2900	58.7	2.59	8.43

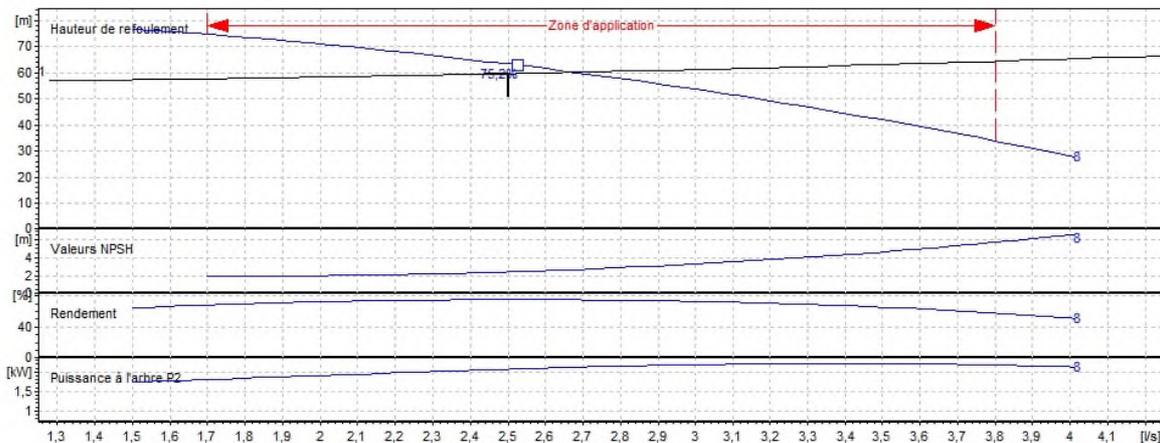
**5.7.4 Tronçon « F<sub>3</sub>-R<sub>P</sub>»**

**a. Caractéristique de la conduite**

- Q = 2.5 l/s ;
- Hg = 56 m;
- Hmt=59.61 m.

**b. Caractéristique de la pompe**

Les courbes caractéristiques de la pompe de forage F<sub>3</sub> est représentée dans la figure (V.8) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l'annexe 9).



**Figure V.8- Courbe caractéristique de la pompe au niveau de forage F<sub>3</sub>**

On a opté pour le choix d'une pompe de type électropompe immergé [E6X30-4/8+MCH43].

- point de fonctionnement :  $P = (Q = 2.67 \text{ l/s} ; H_{mt} = 60.2 \text{ m})$ ;
- point désiré :  $P_1 = (Q = 2.5 \text{ l/s} ; H_{mt_1} = 59.6 \text{ m})$ .

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, voir la courbe Figure (V.8).

#### ❖ Réalisation du point désiré:

##### a. Réduction ou augmentation du temps de pompage

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

$$T = (T_1 \times Q_1) / Q = 20 \times 0.0025 / 0.00267 = 18.72 \text{ h}$$

- La puissance absorbée sera:

$$P_{a1} = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9.81 \times 0.00267 \times 60.2 / 0.75 \\ = 2.10 \text{ kw.}$$

- Calcul des frais d'exploitation:

$$F_{exp} = P_a \times t \times 365 \times e$$

Avec :

- $P_a$  : Puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;
- $t$  : Temps de pompage(h) ;
- $e$  : Prix d'un Kwh,  $e = 4,67$  (DA) ;(fixé par la SONELGAZ).

D'où :

$$F_{exp} = 2.10 \times 18.72 \times 365 \times 4,67$$

$$F_{exp} = 67009.269 \text{ DA}$$

##### b. Régulation par étouffement (vannage)

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

$$h = H_2 - H_1 = 63.3 - 59.6 = 3.7 \text{ m} ;$$

- La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9.81 \times 2.5 \times 63.3 / 0.752 = 2.06 \text{ KW};$$

- Calcul des frais d'exploitation

$$F_{exp} = P_a \times t \times 365 \times e$$

$$F_{exp} = 2.06 \times 20 \times 365 \times 4.67$$

$$F_{exp} = 70227.46 \text{ DA}$$

Notre choix se portera sur la Réduction du temps de pompage qui présente la variante la plus économique.

#### 5.7.5 Tronçon « F4-RP »

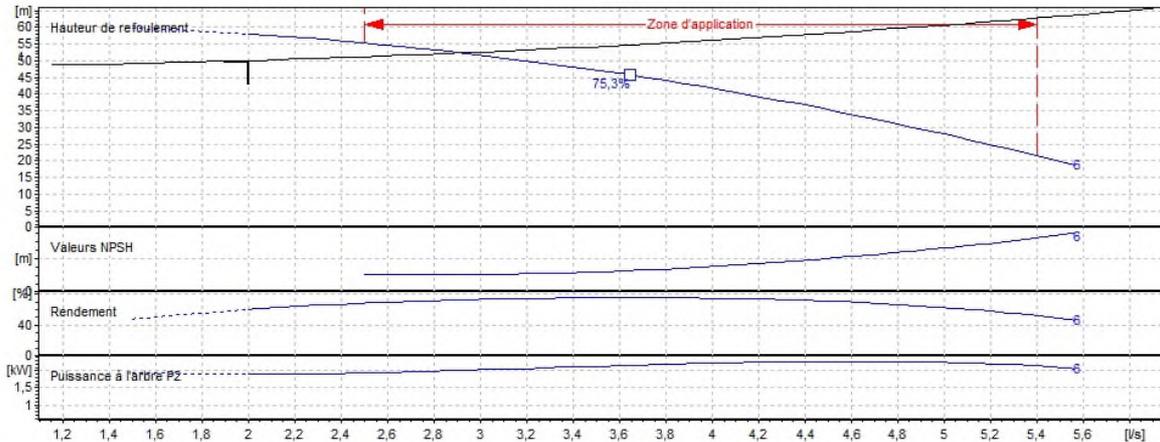
##### a. Caractéristique de la conduite

- $Q = 2 \text{ l/s} ;$

- Hg = 48 m;
- Hmt=50.02 m.

**b. Caractéristique de la pompe**

Les courbes caractéristiques de la pompe de forage F4 est représentée dans la figure (V.9) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l’annexe 10).



**Figure V.9-Courbe caractéristique de la pompe au niveau de forage F4**

On a opté pour le choix d’une pompe de type électropompe immergé [E6X35-4/6+ MCH43].

- point de fonctionnement : P = (Q = 2.92 l/s ; Hmt = 52.3 m);
- point désiré : P<sub>1</sub>= (Q =2 l/s ; Hmt<sub>1</sub>= 50 m).

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, voir la courbe Figure (V.9).

❖ **Réalisation du point désiré:**

**a. Réduction ou augmentation du temps de pompage**

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

$$T = (T_1 \times Q_1) / Q = 20 \times 0.002 / 0.00292 = 13.69 \text{ h}$$

- La puissance absorbée sera:

$$Pa = (g \times Q \times Hmt) / \eta = 9,81 \times 0.00292 \times 52.3 / 0.724 = 2.07 \text{ kw.}$$

- Calcul des frais d’exploitation:

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

Avec :

- Pa : Puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;
- t : Temps de pompage(h) ;
- e : Prix d’un Kwh, e = 4,67 (DA) ;(fixé par la SONELGAZ).

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 2.07 \times 13.69 \times 365 \times 4,67$$

$$F_{\text{exp}} = 48304.049 \text{ DA}$$

### b. Régulation par étouffement (vannage)

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

$$h = H_2 - H_1 = 58 - 50.02 = 7.98 \text{ m ;}$$

- La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9.81 \times 58 \times 0.002 / 0.597 = 1.90 \text{ KW;}$$

- Calcul des frais d'exploitation

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

$$F_{\text{exp}} = 1.90 \times 20 \times 365 \times 4.67$$

$$F_{\text{exp}} = 64772.9 \text{ DA}$$

Notre choix se portera sur la Réduction du temps de pompage qui présente la variante la plus économique.

Finalement les résultats récapitulatifs des différentes pompes choisies pour les forages F<sub>3</sub> et F<sub>4</sub> sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.4-** Les caractéristiques des différents pompe choisies

Forage	Type de pompe	Vitesse de rotation (tr/min)	Rendement (%)	NPSH <sub>r</sub> (m)	Puissance (kw)
F <sub>3</sub>	E6X30-4/8+MCH43	2900	75	2.65	2.2
F <sub>4</sub>	E6X35-4/6+ MCH43	2900	72.4	2.06	2.2

## 5.8 Vérification de la cavitation

### a. Les forages

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

### b. La station de reprise existant (SR)

- La cote du plan d'aspiration 604 m ;
- La cote de l'axe de la pompe 604 m ;
- Hauteur d'aspiration;  $H_a = (604 - 604) = 0 \text{ m.}$

La hauteur d'aspiration égale à zéro, donc la pompe est montée en charge.

❖ Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10.33 - 0,0012 \times 604$$

$$P_0 = 9.6052 \text{ mce}$$

$$NPSH_d = 9.6052 + 0 - (0 + 0.24)$$

$$NPSH_d = 9.3652 \text{ m}$$

On constate que  $NPSH_d > NPSH_r$ , donc la relation (V.17) est vérifiée, il n'y a pas un problème de cavitation.

### Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons utilisé le logiciel CAPRARI PUMP TUTOR, afin de choisir les quatre (04) pompes qui sont de type immergé pour les quatre forages et une (01) pompe de type monocellulaire pour la station de reprise SR.

Pour un fonctionnement optimal des pompes, on a opté pour un changement du temps de pompage, avec une vérification de la condition de cavitation.

# Chapitre VI

## Distribution

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

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs schémas, qui seront choisis selon l'importance de l'agglomération. Ces réseaux peuvent être mailles ou ramifiés. Mais le plus utilisé c'est le réseau maillé.

### 6.1 Classification des réseaux d'AEP

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit [3,9]: Les réseaux ramifiés, Les réseaux maillés, Les réseaux étagés, Les réseaux à alimentation distincte, Les réseaux mixtes.

#### a. Le réseau ramifié

Caractérisé par une alimentation à sens unique, il présente l'avantage d'être Economique mais manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture. Figure (VI.1).

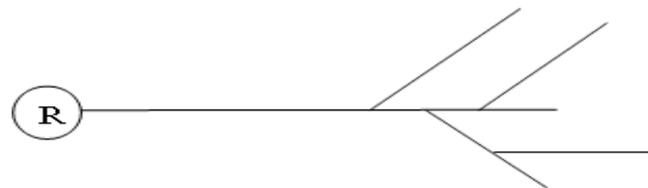


Figure VI.1-Réseau ramifié

#### b. Le réseau maillé

Permet une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet l'isolement du tronçon et la poursuite de l'alimentation en aval. Il est plus couteux, mais préférable au réseau ramifié, pour la commodité et la sécurité qu'il procure. Figure (VI.2).

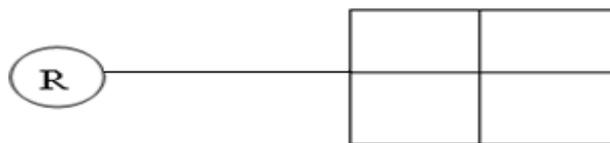


Figure VI.2-Réseau maillé

#### c. Le réseau étagé

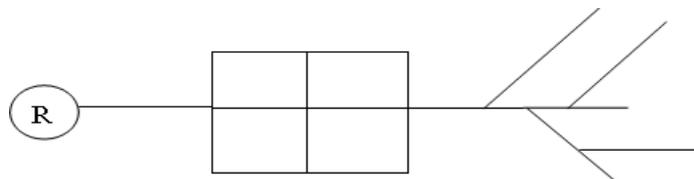
Il est constitué de réseaux indépendants, permet d'éviter les hautes pressions encas de reliefs accidentés et des dénivelés importantes.

#### d. Le réseau à alimentation distincte

Constitué généralement de deux réseaux, l'un pour la distribution de l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et l'autre pour la distribution de l'eau non potable réservé aux usagés industriels, lavage des rues et arrosages des plantations. Ce réseau ne se justifie que dans les installations extrêmement importantes.

#### e. Le réseau mixte

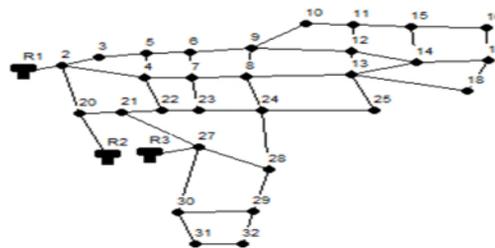
Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Figure (VI.3).



**Figure VI.3-Réseau mixte**

#### Remarque:

Compte tenu de la topographie de notre site et la répartition de l'agglomération sur la surface totale des 3 zones, la distribution projetée est de type maillé, représentée dans la figure (VI.4) ci-dessous :



**Figure VI.4-Réseau de distribution**

## 6.2 Choix du tracé

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

- Minimiser le nombre de passages difficiles (traversée de route, de ravine...);
- Eviter les pentes trop fortes;
- Eviter les zones rocheuses : Une tranchée devra être creusée;
- Préférer les zones accessibles : Le long des chemins existants par exemple;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

## 6.3 Choix du type de tuyau

On a choisi comme matériau des conduites du réseau de distribution le PEHD (PN 10) en raison des caractéristiques mécaniques et hydrauliques [10] qu'il présente :

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

## 6.4 Méthode de calcul

La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution maillé est celle de HARDY-CROSS effectuée par le logiciel de simulation EPANET version 2.0 (Build 2.00.10), il utilise l'algorithme HARDY- CROSS pour déterminer les corrections des débits dans les conduites, cette méthode repose sur deux lois [3]:

**6.4.1 Loi de KIRCHOFF (équation de continuité) :** En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui arrive est égale à la somme des débits qui y partent.

**6.4.2 Loi des mailles :** Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes de charge est nulle :

$$\sum \Delta H_{I-K} = \sum (R_{I-K} * Q_{I-K}^2) = 0 \quad (VI.1)$$

Où:

- $R_{I-K}$ : Résistance de la conduit, telle que :

$$R = \frac{8 * \lambda * L}{D^2 * \pi^2 * g} \quad (VI.2)$$

D'où :

- $\lambda$ : Coefficient de frottement ;
- $D$  : Diamètre du tronçon concerné (m) ;
- $Q_{I-K}$ : Débit du tronçon concerné (l/s).

On doit alors vérifier, d'après la deuxième loi, que la somme des pertes de charge (compte tenu des signes dans les mailles) est nulle. Ordinairement, cette égalité n'est pas vérifiée du premier coup et il est nécessaire de modifier cette répartition d'une valeur  $\Delta q$  à ajouter ou à retrancher selon le signe, cette valeur est donnée par la formule (VI.3) ci-après :

$$\Delta q = \frac{\sum j}{2 \sum \frac{j_i}{Q_i}} \quad (VI.3)$$

Avec :

- $\sum j$ : Somme des pertes de charge dans une maille donnée (m).
- $J_i$  : Perte de charge du tronçon i (m).
- $Q_i$  : Débit réparti préalablement pour le tronçon i (l/s).

## 6.5 Calcul hydraulique du réseau de distribution

### 6.5.1 Débit de pointe

C'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution .Dans notre cas, le débit de pointe pour chaque localité seront représenté dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 1-Détermination du débit de pointe pour chaque zone**

débit de pointe	zone I	zone II	zone III
$Q_p$ (m <sup>3</sup> /h)	71.83	39.10	37.32
$Q_p$ (l/s)	19.95	10.86	10.36

### 6.5.2 Débit spécifique

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre linéaire de canalisation pendant une seconde. Il est donné par la formule suivante

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VI.4})$$

Avec:

- $Q_p$ : débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$ : somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

### 6.5.3 Débit en route

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long d'un tronçon. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_s \times L_{i-j} \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

- $Q_r$ : Débit en route (l/s);
- $Q_s$ : Débit spécifique (l/s);
- $L_{i-j}$ : Longueur du tronçon [i-j] (m).

### 6.5.4 Débits aux nœuds

Les débits aux nœuds sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour des moitiés des tronçons des conduites ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = Q_{ci} + 0.5 \times \sum Q \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- $Q_{ni}$ : Débit au nœud « i » en (l/s) ;
- $\sum Q_{ri}$ : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud i ;
- $Q_{ci}$ : Débit concentré au nœud « i » en (l/s).

### 6.5.5 Les diamètres des conduites

Le diamètre de chaque conduite est déterminé en fonction du débit correspondant. On utilisera un programme Excel en première approche, puis on procédera au fur et à mesure à des

ajustements à l'aide du logiciel EPANET 2.0, en respectant les conditions de vitesse (0,5 à 2 m/s).

## 6.6 Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

### 6.6.1 Utilisation du logiciel EPANET

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier avec un format texte Métafichier.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau;
- Décrire le fonctionnement du système;
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité;
- Visualiser les résultats d'une simulation.

### 6.6.2 Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs et de nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

- a. **Première étape:** Elle consiste à au report du tracé qu'on a réalisé avec AUTOCAD sur un fichier compatible avec EPANET.
- b. **Deuxième étape:** Il s'agit de choisir et de définir l'unité de calcul puis d'introduire quelques données de base.
- c. **Troisième étape:** Dans notre projet la modélisation consiste à un introduire les différentes données du réseau :
  - **Au niveau des nœuds:** L'altitude des nœuds par rapport à un plan de référence, La demande en eau (débit en route prélevé sur le réseau).
  - **Au niveau des arcs:** Les nœuds initial et final, le diamètre, la longueur et le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).
  - **Au niveau des réservoirs:** L'altitude du radier, Le diamètre, Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

## 6.7 Etude de la distribution sans tenir compte du débit d'incendie

### 6.7.1 Distribution à partir du réservoir (R<sub>1</sub>) de 500 m<sup>3</sup> vers la zone I

#### a. Données de base

- La cote du radier du réservoir est de 666.20 m;
- La longueur totale du réseau de distribution est de 3960,52 m ;

- Le débit de pointe est :  $Q_p = 71.83 \text{ m}^3/\text{h}$  ; soit  $19.95 \text{ l/s}$ ;
- Le débit spécifique :

$$Q_s = \frac{19.95}{3960.52} = 0.00503722 \text{ l/s/m}$$

### b. Calcul des différents débits du réseau

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant représentent les différents débits (débit de route et le débit aux nœuds) :

**Tableau VI.2-Détermination des débits en nœud de la zone 1**

Nœud	Altitude	Tronçon	L (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
R <sub>1</sub>	666,2	-	-	-	-	-
2	630,96	2-R <sub>1</sub>	29,69	0,00503722	0,14955498	0,42206844
		2-3	40,11	0,00503722	0,20204279	
		2-4	97,78	0,00503722	0,49253911	
3	626,45	3-2	40,11	0,00503722	0,20204279	0,30024334
		3-5	79,1	0,00503722	0,39844389	
4	633,35	4-2	97,78	0,00503722	0,49253911	0,60675801
		4-5	66,61	0,00503722	0,33552905	
		4-7	76,52	0,00503722	0,38544787	
5	622,2	5-3	79,1	0,00503722	0,39844389	0,34950732
		5-6	59,67	0,00503722	0,30057076	
6	610,15	6-5	59,67	0,00503722	0,30057076	0,51341838
		6-7	53,67	0,00503722	0,27034745	
		6-9	90,51	0,00503722	0,45591854	
7	616,97	7-4	76,52	0,00503722	0,38544787	0,50077496
		7-6	53,67	0,00503722	0,27034745	
		7-8	68,64	0,00503722	0,3457546	
8	607,74	8-7	68,64	0,00503722	0,3457546	0,65100997
		8-9	80,51	0,00503722	0,40554637	
		8-13	109,33	0,00503722	0,55071897	
9	606,05	9-6	90,51	0,00503722	0,45591854	0,86468873
		9-8	80,51	0,00503722	0,40554637	
		9-10	104,37	0,00503722	0,52573437	
		9-12	67,93	0,00503722	0,34217817	
10	605,9	10-9	104,37	0,00503722	0,52573437	0,58262974
		10-11	126,96	0,00503722	0,63952511	
11	595,95	11-10	126,96	0,00503722	0,63952511	0,63713243
		11-12	50,04	0,00503722	0,25206236	
		11-15	75,97	0,00503722	0,3826774	
		12-9	67,93	0,00503722	0,34217817	
		12-11	50,04	0,00503722	0,25206236	

12	605,34	12-13	70,33	0,00503722	0,3542675	0,68569121
		12-14	83,95	0,00503722	0,4228744	
13	578,52	13-8	109,33	0,00503722	0,55071897	0,93160816
		13-12	70,33	0,00503722	0,3542675	
		13-14	60,84	0,00503722	0,3064643	
		13-18	129,39	0,00503722	0,65176555	
14	598,73	14-12	83,95	0,00503722	0,4228744	0,86587247
		14-13	60,84	0,00503722	0,3064643	
		14-15	76,91	0,00503722	0,38741239	
		14-17	122,09	0,00503722	0,61499386	
15	578,34	15-11	75,97	0,00503722	0,3826774	0,62854398
		15-14	76,91	0,00503722	0,38741239	
		15-16	96,68	0,00503722	0,48699817	
16	560,22	16-15	96,68	0,00503722	0,48699817	0,36751538
		16-17	49,24	0,00503722	0,24803258	
17	541,49	17-14	122,09	0,00503722	0,61499386	0,58658396
		17-16	49,24	0,00503722	0,24803258	
		17-18	61,57	0,00503722	0,31014147	
18	565	18-13	129,39	0,00503722	0,65176555	0,48095351
		18-17	61,57	0,00503722	0,31014147	

### 6.7.2 Distribution à partir du réservoir (R<sub>2</sub>) de 300 m<sup>3</sup> vers la zone II

#### a. Données de base

- La cote du radier du réservoir est de 660 m;
- La longueur totale du réseau de distribution est de 1127.07 m ;
- Le débit de pointe est :  $Q_p = 39.10 \text{ m}^3/\text{h}$  ; soit 10.86 l/s;
- Le débit spécifique :

$$Q_s = \frac{10.86}{1127.07} = 0,00966132 \text{ l/s/m}$$

#### b. Calcul des différents débits du réseau

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant représentent les différents débits (débit de route et le débit aux nœuds) :

**Tableau VI.3-Détermination des débits en nœud de la zone II**

Nœud	Altitude	Tronçon	L (m)	Q <sub>s</sub> (l/s)	Q <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
R <sub>2</sub>	660	-	-	-	-	-
20	635,51	20-R <sub>2</sub>	127,24	0,00966132	1,22930636	1,21747124
		20-2	35,34	0,00966132	0,34143105	
		20-21	89,45	0,00966132	0,86420508	

21	610,02	21-20	89,45	0,00966132	0,86420508	0,62566708
		21-22	40,07	0,00966132	0,38712909	
22	607,19	22-4	57,6	0,00966132	0,55649203	0,64822627
		22-21	40,07	0,00966132	0,38712909	
		22-23	36,52	0,00966132	0,35283141	
23	608,85	23-7	48,66	0,00966132	0,47011983	0,81725106
		23-22	36,52	0,00966132	0,35283141	
		23-24	84	0,00966132	0,81155088	
24	585,26	24-8	43,13	0,00966132	0,41669273	1,23297766
		24-23	84	0,00966132	0,81155088	
		24-25	128,11	0,00966132	1,23771171	
25	558,26	25-13	55,8	0,00966132	0,53910166	0,88840668
		25-24	128,11	0,00966132	1,23771171	

### 6.7.3 Distribution à partir du réservoir (R<sub>3</sub>) de 300 m<sup>3</sup> vers la zone III

#### a. Données de base

- La cote du radier du réservoir est de 660 m;
- La longueur totale du réseau de distribution est de 1264.85 m ;
- Le débit de pointe est :  $Q_p = 37.32 \text{ m}^3/\text{h}$  ; soit 10.36 l/s;
- Le débit spécifique :

$$Q_s = \frac{10.36}{1264.85} = 0.00819069 \text{ l/s/m}$$

#### b. Calcul des différents débits du réseau

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant représentent les différents débits (débit de route et le débit aux nœuds) :

**Tableau VI.4-Détermination des débits en nœud de la zone III**

Nœud	Altitude	Tronçon	L (m)	Q <sub>s</sub> (l/s)	Q <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
R <sub>3</sub>	660	-	-	-	-	-
27	623,14	27-R <sub>3</sub>	17,2	0,00819069	0,14087995	0,98959972
		27-21	52,82	0,00819069	0,43263249	
		27-28	112,9	0,00819069	0,92472941	
		27-30	58,72	0,00819069	0,48095758	
28	584,02	28-24	38,47	0,00819069	0,31509602	0,75628778
		28-27	112,9	0,00819069	0,92472941	
		28-29	33,3	0,00819069	0,27275013	
29	606,81	29-28	33,3	0,00819069	0,27275013	1,00135336
		29-30	158,2	0,00819069	1,29576788	
		29-32	53,01	0,00819069	0,43418872	
		30-27	58,72	0,00819069	0,48095758	

30	643,34	30-29	158,2	0,00819069	1,29576788	1,19252417
		30-31	74,27	0,00819069	0,60832288	
31	606,25	31-30	74,27	0,00819069	0,60832288	0,66365103
		31-32	87,78	0,00819069	0,71897917	
32	595,5	32-29	53,01	0,00819069	0,43418872	0,57658394
		32-31	87,78	0,00819069	0,71897917	

Après avoir calculé les débits nodaux on porte les résultats sur EPANET ; en simulant, on aura les débits aux tronçons, ainsi on déterminera les diamètres économiques.

On portera une seconde fois les diamètres déterminés sur EPANET puis on effectuera une autre simulation afin de vérifier les vitesses et pressions appropriées.

#### 6.7.4 Dimensionnement du réseau

- **Détermination des diamètres économiques**

Le dimensionnement se fait par la détermination du débit maximum qui peut passer à travers le tronçon ainsi que les diamètres économiques dans les deux cas de fonctionnement.

En essayant de ramener les vitesses dans la fourchette (0.5 - 1.5 m/s), on calculera le diamètre économique des différents tronçons en appliquant la formule de VIBERT ci- dessous [14] :

$$D_{ec} = E^{1 / (\alpha+m)} C_j^{\beta / (\alpha+m)} Q_i^{(\beta+1)/(\alpha+m)} \quad (VI.7)$$

Avec:

- **Q** : débit (m<sup>3</sup>/s);
- **C<sub>j</sub>** : coefficient exprimant le rapport du débit du tronçon sur le débit à la tête du réseau ;
- **E** : facteur économique:

$$E = 10.M.\Gamma.\gamma \quad (VI.8)$$

Avec :

- **Γ** : prix du kWh d'énergie en DA;
- **γ** : coefficient de l'irrégularité de la consommation et du régime de travail de la station le pompage:

$$\gamma = \frac{1}{K_0.K_I.K_H} \quad (VI.9)$$

- **k<sub>0</sub>** : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau = 1,03 à 1,04 ;
- **k<sub>j</sub>** : Coefficient de variation journalière de la consommation = 1,1 à 1,3 ;
- **k<sub>h</sub>** : Coefficient de variation horaire de la consommation.
- **M**: Facteur tenant compte du matériau de la canalisation (voir l'annexe 12);
- **β** : Exposant tenant compte du régime d'écoulement (voir l'annexe 13);
- **m** : Exposant tenant compte du type du matériau (voir l'annexe 14).

Nous avons pris dans notre cas :  $\alpha = 1,95$  ;  $m = 4,774$ .

Ce qui nous donne  $D_{éc} = Q^{0,412} E^{0,15} C^{0,263}$

En sachant que le prix de l'énergie aux heures de pointe de la sonalgaz est de : 4,67 DA/kWh on aura :

$$E = 2,99$$

$$D_{éc} = 1,178 Q^{0,412} C^{0,263}$$

Pour la zone I : Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (VI.5) Ci-après:

**Tableau VI.5-Détermination des diamètres avantageux de la zone I**

ID Arc	L(m)	Q (l/s)	Cj	Déc (mm)	DN (mm)
Tuyau 1	29,69	8,68	0,43508772	0,133894	160
Tuyau 2	40,11	3,36	0,16842105	0,07055687	75
Tuyau 3	79,1	3,06	0,15338346	0,0662403	75
Tuyau 4	59,67	2,76	0,13834586	0,0617837	63
Tuyau 5	90,51	2,48	0,12431078	0,05747979	63
Tuyau 6	104,37	1,23	0,06165414	0,03580521	40
Tuyau 7	126,96	0,65	0,03258145	0,02327967	25
Tuyau 8	75,97	0,63	0,03157895	0,02279372	25
Tuyau 9	96,68	0,33	0,01654135	0,02502345	32
Tuyau 10	49,24	0,04	0,00200501	0,00354528	16
Tuyau 11	61,57	0,22	0,01102757	0,01120458	16
Tuyau 12	122,09	0,40	0,02005013	0,01677455	20
Tuyau 13	76,91	0,33	0,01654135	0,01473185	16
Tuyau 14	83,95	0,70	0,03508772	0,0244738	25
Tuyau 15	60,84	0,90	0,04511278	0,0289984	32
Tuyau 16	50,04	0,62	0,03107769	0,02510436	32
Tuyau 17	70,33	0,23	0,01152882	0,01154587	16
Tuyau 18	129,39	0,71	0,03558897	0,02470926	25
Tuyau 19	67,93	1,77	0,0887218	0,04577647	50
Tuyau 20	80,51	1,39	0,06967419	0,03888617	40
Tuyau 21	53,67	0,23	0,01152882	0,01154587	16
Tuyau 22	66,61	0,05	0,00250627	0,00412159	16
Tuyau 23	97,78	3,52	0,1764411	0,07280758	75
Tuyau 24	76,52	2,4	0,12030075	0,06109716	63
Tuyau 25	68,64	2,36	0,11829574	0,06040794	63
Tuyau 26	109,33	1,85	0,09273183	0,051253	63

Pour la zone II : Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (VI.6) Ci-après:

**Tableau VI.6-Détermination des diamètres avantageux de la zone II**

ID Arc	L(m)	Q (l/s)	Cj	Déc (mm)	DN (mm)
Tuyau 24	76,52	2,4	0,12030075	0,06109716	63
Tuyau 25	68,64	2,36	0,11829574	0,06040794	63
Tuyau 26	109,33	1,85	0,09273183	0,051253	63
Tuyau 27	55,8	0,92	0,08471455	0,03453654	40
Tuyau 28	43,13	1,52	0,13996317	0,04846927	50
Tuyau 29	48,66	0,69	0,06353591	0,02844102	32
Tuyau 30	57,6	0,47	0,04327808	0,02194765	25
Tuyau 31	35,34	1,37	0,12615101	0,02501232	32
Tuyau 32	127,24	2,47	0,22744015	0,06726552	75
Tuyau 33	128,11	1,81	0,16666667	0,05453246	63
Tuyau 34	84	1,86	0,17127072	0,0558912	63
Tuyau 35	36,52	3,37	0,31031308	0,08347807	90
Tuyau 36	40,07	3,55	0,32688766	0,08646221	90
Tuyau 37	89,45	2,62	0,25289575	0,07086945	75

Pour la zone III : Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (VI.7) Ci-après:

**Tableau VI.7-Détermination des diamètres avantageux de la zone III**

ID Arc	L(m)	Q (l/s)	Cj	Déc (mm)	DN (mm)
Tuyau 34	84	1,86	0,17127072	0,0558912	63
Tuyau 35	36,52	3,37	0,31031308	0,08347807	90
Tuyau 36	40,07	3,55	0,32688766	0,08646221	90
Tuyau 38	17,2	9,44	0,91119691	0,16834948	200
Tuyau 39	52,82	1,56	0,15057915	0,04994187	50
Tuyau 40	38,47	2,7	0,26061776	0,07232296	75
Tuyau 41	33,3	0,36	0,03474903	0,01856136	20
Tuyau 42	53,01	0,21	0,02027027	0,01290042	16
Tuyau 43	87,78	0,79	0,07625483	0,03155033	32
Tuyau 44	74,27	1,45	0,13996139	0,04753671	50
Tuyau 45	158,2	1,16	0,11196911	0,04088978	50
Tuyau 46	58,72	3,8	0,36679537	0,09108767	110
Tuyau 47	112,9	3,1	0,2992278	0,07939165	90

### 6.7.5 Résultats de la simulation de réseau

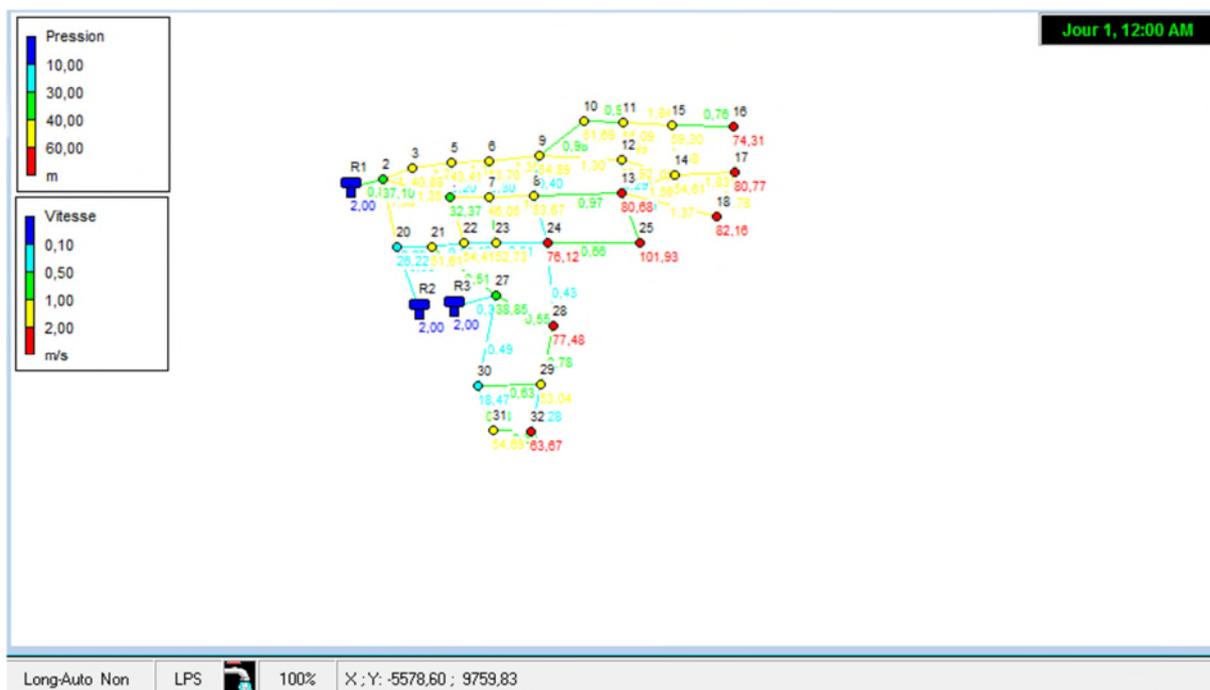


Figure VI.5-Réseau de distribution après simulation

#### 6.7.5.1 Etat des nœuds et des arcs du réseau de la zone I après simulation

##### a. Etat des nœuds du réseau de la zone I

Tableau VI.8-Etat des nœuds du réseau de la zone 1

ID Nœud	Altitude	Demande (l/s)	charge (m)	Pression (m)
R <sub>1</sub>	666,2	-11,47	668,2	2
Nœud 2	630,96	0,42	668,06	37,1
Nœud 3	626,45	0,3	667,33	40,88
Nœud 4	633,35	0,61	665,72	32,37
Nœud 5	622,2	0,35	665,61	43,41
Nœud 6	610,15	0,51	663,85	53,7
Nœud 7	616,97	0,5	663,02	46,05
Nœud 8	607,74	0,65	661,41	53,67
Nœud 9	606,05	0,86	660,94	54,89
Nœud 10	605,9	0,58	657,59	51,69
Nœud 11	595,95	0,64	651,04	55,09
Nœud 12	605,34	0,69	658,26	52,92
Nœud 13	578,52	0,93	659,2	80,68
Nœud 14	598,73	0,87	653,34	54,61
Nœud 15	578,34	0,63	637,64	59,3
Nœud 16	560,22	0,37	634,53	74,31
Nœud 17	541,49	0,59	622,26	80,77
Nœud 18	565	0,48	647,16	82,16

## b. Etat des arcs du réseau de la zone I

Tableau VI.9-Etat des arcs du réseau de la zone I

ID Arc	L (m)	D <sub>int</sub> (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P. charge (m/km)
Tuyau 1	29,69	133,89	0,01	11,47	0,81	4,57
Tuyau 2	40,11	70,55	0,01	4,45	1,14	18,23
Tuyau 3	79,1	66,24	0,01	4,15	1,2	21,81
Tuyau 4	59,67	61,78	0,01	4,06	1,35	29,44
Tuyau 5	90,51	57,48	0,01	3,51	1,35	32,17
Tuyau 6	104,37	35,8	0,01	0,98	0,98	32,07
Tuyau 7	126,96	23,28	0,01	0,4	0,95	51,64
Tuyau 8	75,97	22,79	0,01	0,75	1,84	176,27
Tuyau 9	96,68	25,02	0,01	0,37	0,76	32,21
Tuyau 10	49,24	3,54	0,01	0,01	0,76	249,23
Tuyau 11	61,57	11,2	0,01	0,18	1,78	404,4
Tuyau 12	122,09	16,77	0,01	0,4	1,83	254,62
Tuyau 13	76,91	14,73	0,01	0,25	1,48	204,14
Tuyau 14	83,95	24,47	0,01	0,49	1,05	58,55
Tuyau 15	60,84	28,99	0,01	1,03	1,56	96,2
Tuyau 16	40,04	25,1	0,01	0,99	1,99	180,42
Tuyau 17	70,33	11,3	0,01	0,03	0,29	13,33
Tuyau 18	129,39	24,71	0,01	0,66	1,37	93,05
Tuyau 19	67,93	45,77	0,01	2,14	1,3	39,45
Tuyau 20	80,51	38,88	0,01	0,47	0,4	5,86
Tuyau 21	53,67	11,54	0,01	0,03	0,3	15,47
Tuyau 22	66,61	41,21	0,01	0,26	0,2	1,61
Tuyau 23	97,78	72,8	0,01	5,63	1,35	24,03
Tuyau 24	76,52	61,09	0,01	4,35	1,48	35,21
Tuyau 25	68,64	60,4	0,01	3,37	1,18	23,45
Tuyau 26	109,33	51,25	0,01	2	0,97	20,26

## 6.7.5.2 Etat des nœuds et des arcs du réseau de la zone II après simulation

## a. Etat des nœuds du réseau de la zone II

Tableau VI.10-Etat des nœuds du réseau de la zone II

ID Nœud	Altitude	Demande (l/s)	charge (m)	Pression (m)
R <sub>2</sub>	660	-1,17	662	2
Nœud 2	630,96	0,42	668,06	37,1
Nœud 4	633,35	0,61	665,72	32,37
Nœud 7	616,97	0,5	663,02	46,05
Nœud 8	607,74	0,65	661,41	53,67
Nœud 13	578,52	0,93	659,2	80,68

Nœud 20	635,51	1,22	661,73	26,22
Nœud 21	610,02	0,63	661,63	51,61
Nœud 22	607,19	0,65	661,6	54,41
Nœud 23	608,85	0,82	661,58	52,73
Nœud 24	585,26	1,23	661,38	76,12
Nœud 25	558,26	0,89	660,19	101,93

**b. Etat des arcs du réseau de la zone II**

**Tableau VI.11-Etat des arcs du réseau de la zone II**

ID Arc	L (m)	D <sub>int</sub> (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P.charge (m/km)
Tuyau 24	76,52	61,09	0,01	4,35	1,48	35,21
Tuyau 25	68,64	60,4	0,01	3,37	1,18	23,45
Tuyau 26	109,33	51,25	0,01	2	0,97	20,26
Tuyau 27	55,8	34,53	0,01	0,64	0,69	17,83
Tuyau 28	43,13	48,46	0,01	0,25	0,13	0,67
Tuyau 29	48,66	28,44	0,01	0,51	0,8	29,61
Tuyau 30	57,6	21,94	0,01	0,41	1,09	71,38
Tuyau 31	35,34	25,01	0,01	0,97	1,98	179,19
Tuyau 32	127,24	67,26	0,01	1,17	0,33	2,11
Tuyau 33	128,11	54,53	0,01	1,53	0,66	9,29
Tuyau 34	84	55,89	0,01	0,75	0,31	2,35
Tuyau 35	36,52	83,47	0,01	1,06	0,19	0,64
Tuyau 36	40,07	86,46	0,01	1,3	0,22	0,77
Tuyau 37	89,45	70,87	0,01	0,93	0,23	1,09

**6.7.5.3 Etat des nœuds et des arcs du réseau de la zone III après simulation**

**a. Etat des nœuds du réseau de la zone III**

**Tableau VI.12-Etat des nœuds du réseau de la zone III**

ID Nœud	Altitude	Demande (l/s)	charge (m)	Pression (m)
R <sub>3</sub>	660	-7,95	662	2
Nœud 21	610,02	0,63	661,63	51,61
Nœud 22	607,19	0,65	661,6	54,41
Nœud 23	608,85	0,82	661,58	52,73
Nœud 24	585,26	1,23	661,38	76,12
Nœud 25	558,26	0,89	660,19	101,93
Nœud 27	623,14	0,99	661,99	38,85
Nœud 28	584,02	0,76	661,5	77,48
Nœud 29	606,81	1	659,85	53,04
Nœud 30	643,34	1,19	661,81	18,47
Nœud 31	606,25	0,66	660,94	54,69
Nœud 32	595,5	0,58	659,17	63,67

### b. Etat des arcs du réseau de la zone III après simulation

**Tableau VI.13-***Etat des arcs du réseau de la zone III*

ID Arc	L (m)	D <sub>int</sub> (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P. charge (m/km)
Tuyau 34	84	55,89	0,01	0,75	0,31	2,35
Tuyau 35	36,52	83,47	0,01	1,06	0,19	0,64
Tuyau 36	40,07	86,46	0,01	1,3	0,22	0,77
Tuyau 38	17,2	168,35	0,01	7,95	0,36	0,78
Tuyau 39	52,82	49,94	0,01	1	0,51	6,67
Tuyau 40	38,47	72,32	0,01	1,76	0,43	3,09
Tuyau 41	33,3	18,56	0,01	0,21	0,78	49,46
Tuyau 42	53,01	12,9	0,01	0,04	0,28	12,83
Tuyau 43	87,78	31,55	0,01	0,54	0,69	20,15
Tuyau 44	74,27	47,53	0,01	1,2	0,68	11,7
Tuyau 45	158,2	40,88	0,01	0,83	0,63	12,37
Tuyau 46	58,72	91,08	0,01	3,22	0,49	2,98
Tuyau 47	112,9	79,39	0,01	2,73	0,55	4,3

Après l'analyse des résultats de la simulation, on a observé que :

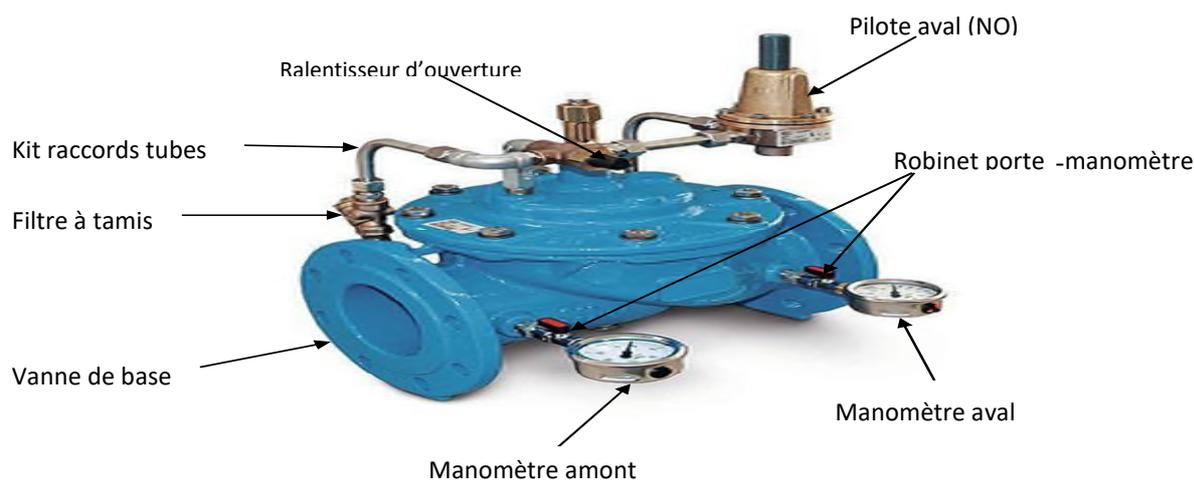
- Les vitesses de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées à l'exception des quelques tronçons ayant des vitesses inférieures de 0,5 m/s. La seule manière qu'on peut suivre pour augmenter la vitesse est de diminuer les diamètres.
- Pressions aux nœuds dépassent la limite de 60 m pour les nœuds qui sont mentionnées en rouge dans la figure (VI.5), ce qui peut provoquer de nombreux problèmes au niveau des installations et des conduites.

Pour protéger notre réseau contre les surpressions, nous avons opté pour l'utilisation de la réduction de pression aval, qui sera représenté dans la figure (VI.6) : aux niveaux des tronçons suivants :

Pour la zone I : tronçon R<sub>1</sub>-2 ;

Pour la zone II : tronçon R<sub>2</sub>-20 ;

Pour la zone III : tronçon R<sub>3</sub>-27.



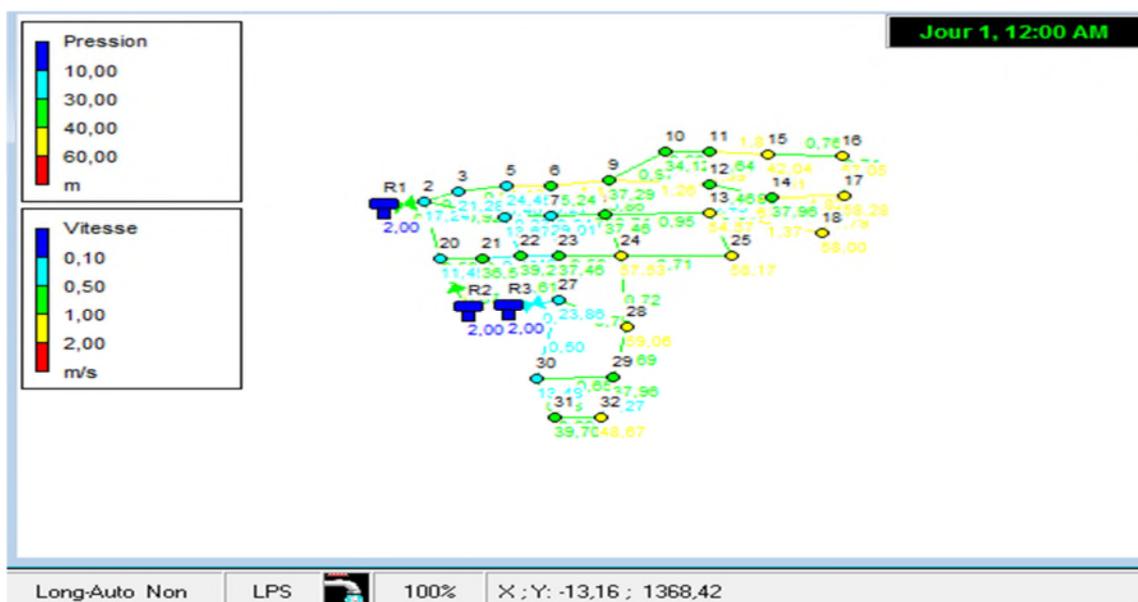
**Figure VI.6-** *Vanne de régulation de pression aval*

Le principe de fonctionnement d'un régulateur de pression est le suivant :

- Si la pression aval dépasse la consigne, le pilote se ferme et fait fermer la vanne de base.
- Si la pression amont diminue et se rapproche de la pression de réglage, l'hydrostabe s'ouvre complètement et n'introduit qu'une perte de charge minimale dans le réseau.

Les diamètres des appareils de régulation doit être déterminé en fonction des conditions de débit et de pression aux bornes de l'appareil.

Les résultats de la simulation avec le régulateur de pression sont représentés dans la Figure (VI.7) suivante :



**Figure VI.7-** *Résultat de la simulation avec régulateur de pression*

## 6.8 Equipement du réseau de distribution

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les

suyvants [3]:

### 6.8.1 Robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent d'isoler les différents tronçons du réseau lors d'une réparation éventuelle sur l'un d'entre eux. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille ».

Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

### 6.8.2 Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum de 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévis. Ces poteaux peuvent comporter plusieurs prises secondaires pour permettre le branchement d'une ou de deux lances de premier secours.

Certaines bouches d'incendie sont équipées aussi pour servir à l'arrosage et lavage des rues.

### 6.8.3 Pièces spéciales raccordement

- a. **Les tés:** On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour leur emplacement.
- b. **Les coudes :** Ils sont utilisés en cas de changement de direction.
- c. **Les cônes :** Ce sont des convergents et divergents, ils permettent le raccordement des conduites de différents diamètres.
- d. **Bouchons d'extrémités :** Ce sont des dispositifs placés aux extrémités des conduites de distribution servant comme obturateur final des tronçons.

## Conclusion

Les différents diamètres ainsi déterminés des tronçons nous ont permis de vérifier les paramètres vitesse et pression, au niveau de ces tronçons et des nœuds, pour un bon fonctionnement du système d'alimentation. Cependant, il se trouve que dans certains cas ces paramètres ne sont pas respectés, mais ils restent acceptables.

# Chapitre VII

## Protection et pose des conduites

Toute canalisation posée en terre nécessite une protection contre les différentes contraintes éventuelles, tels que l'agressivité des sols et la flexion longitudinale. En plus de ces contraintes, les conduites d'adduction sont soumises au phénomène du coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux. Il est donc de toute première importance d'étudier les moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés, notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

## 7.1 Le phénomène du coup de bélier

### 7.1.1 Vue sur le phénomène

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire résultant d'un changement du régime d'écoulement existant dans une conduite, c'est-à-dire lorsqu'on provoque une variation importante est souvent rapide du débit à extrémité aval de celle-ci, chaque tranche d'eau subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde) qui peut provoquer des ruptures de conduites et des détériorations importantes des organes traversés. Ce phénomène est engendré principalement par [11]:

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

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

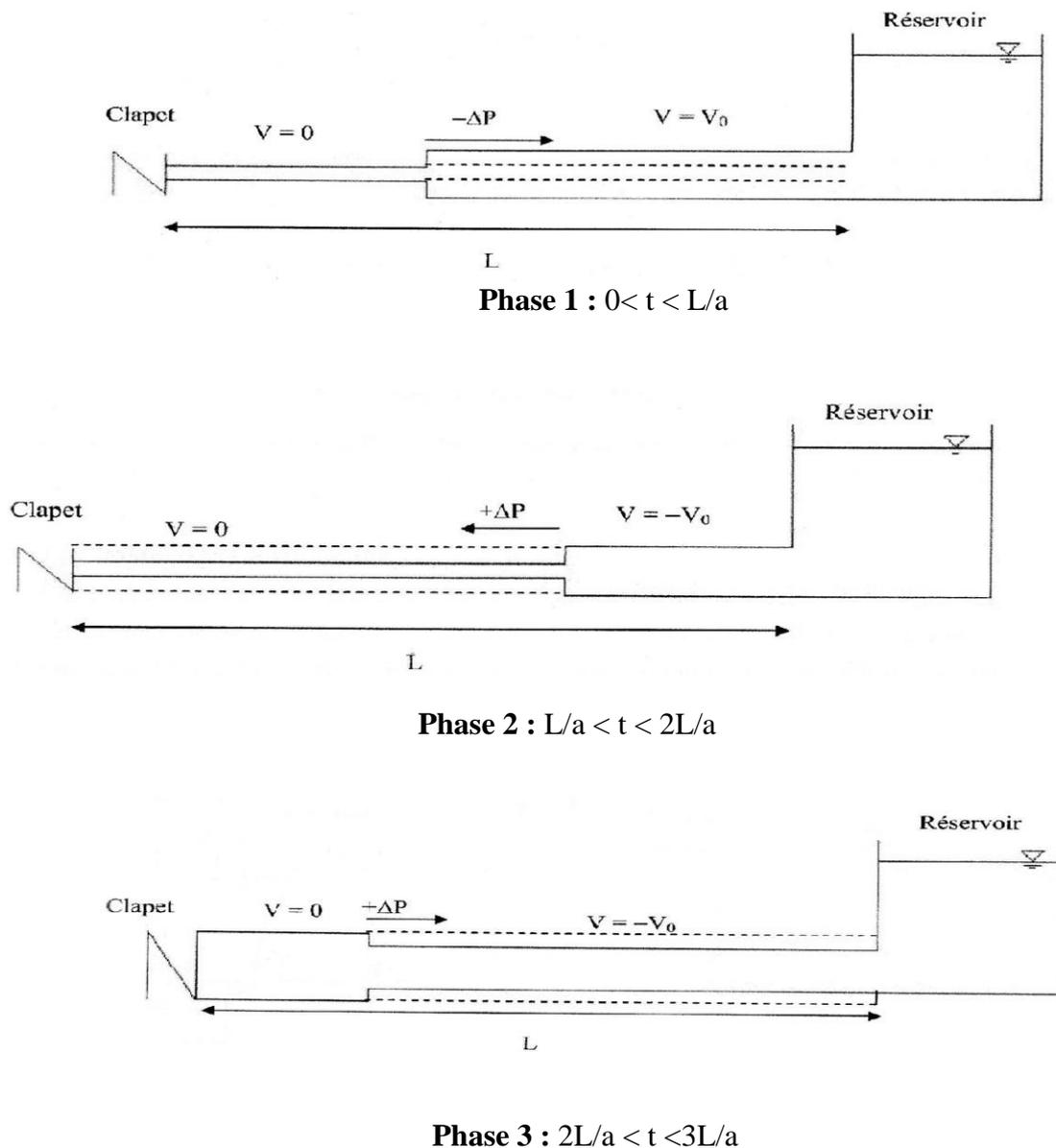
### 7.1.2 Analyse physique du coup de bélier

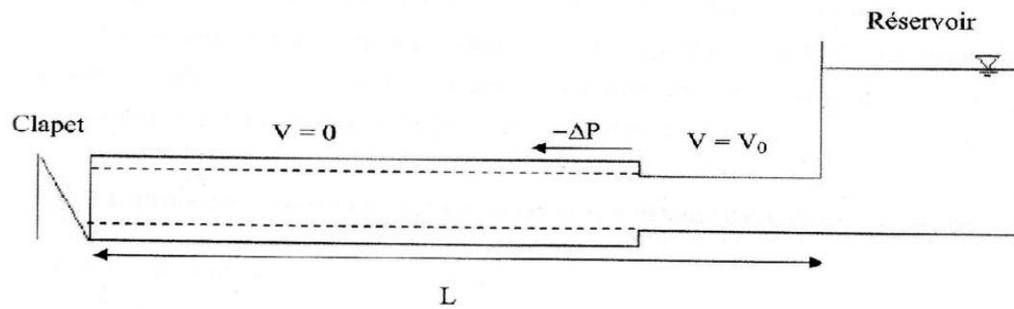
Nous sommes en présence d'un phénomène de propagation d'ondes, caractérisé par une vitesse de propagation et comportant quatre phases de durée ( $L/a$ ) (Figure (VII.1)). L'analyse physique dans le cas de l'arrêt d'une pompe sur une conduite de refoulement est comme [5] suit :

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

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

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





**Phase 4 :  $3L/a < t < 4L/a$**

**Figure VII.1-Phases de propagation de l'onde du coup de bélier**

### 7.1.3 Moyens de protection contre le coup de bélier

Il est impossible de supprimer définitivement les effets du coup de bélier. Mais il ya des dispositifs de protection engagés ont un rôle de limiter les variations de la pression (surpression ou dépression) dans la conduite, Les appareils les plus adaptés sont [12] les suivants:

#### a. Volant d'inertie

Le volant d'inertie permet de ralentir plus progressivement l'arrêt des pompes en cas de panne de courant électrique (ou du moteur).

#### b. Réservoir d'air

C'est un réservoir métallique disposé à la station de pompage et raccordé à la conduite de refoulement, immédiatement à l'aval du clapet (Figure (VII.2)).

Sa capacité contient de l'eau et de l'air, et en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction, le clapet se ferme, puisque la pompe ne fournit plus de pression. Une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. A ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir.

Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

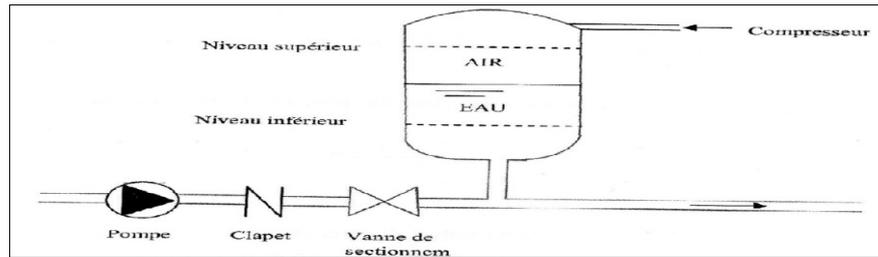


Figure VII.2-Principe de la disposition d'un réservoir d'air

### c. Cheminées d'équilibre

Les cheminées d'équilibre sont des réservoirs à l'air libre, sous forme d'un tube piézométrique vertical, elles peuvent jouer le même rôle que les réservoirs d'air, afin de diminuer leurs dimensions, elles sont souvent utilisées au niveau des points hauts, elles sont très rarement utilisées à la station.

Elles présentent certains avantages à savoir :

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

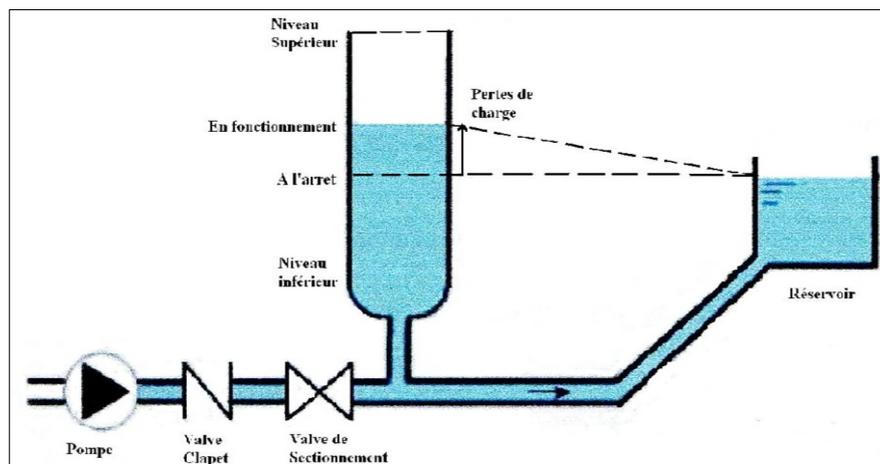


Figure VII.3-Cheminée d'équilibre

### d. Soupapes de décharge

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

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

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

### 7.1.4 Etude du coup de bélier

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

#### a. Valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante [3] :

$$\mathbf{a} = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{K \times D_{\text{int}}}{e}}} \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

- **K** : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ( $K = 83$  pour le PEHD) ;
- **D** : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
- **e** : Epaisseur de la conduite en (m).

#### 1<sup>er</sup> cas : fermeture brusque

Dans le cas où la fermeture est brusque le temps de fermeture est :

$$\mathbf{t_f} \leq 2L / \mathbf{a} \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

- **L** : Longueur de la conduite (m) ;
- **a** : la célérité de l'onde (m/s). La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de (JOUKOSKI):

$$\mathbf{B} = \mathbf{a} \times \mathbf{V_0} / \mathbf{g} \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

- **B** : La valeur maximale du coup de bélier (m) ;
- **a** : la célérité de l'onde (m/s) ;
- **V<sub>0</sub>** : La vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s) ;
- **g** : accélération de la pesanteur ( $\text{m/s}^2$ ).

La valeur maximale de la pression (surpression) ( $H_s$ ) sera :

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

La valeur maximale de la pression (dépression) ( $H_d$ ) sera :

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

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

Dont:

- $H_0$  : La pression absolue dans la conduite (m)

### 2<sup>ème</sup> cas : fermeture lente

Dans le cas, la fermeture est lente, le temps de fermeture est :

$$t_f > 2L / a \quad (\text{VII.7})$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de **MICHAUD** :

$$B = 2 \times L \times V_0 / g \times t_f \quad (\text{VII.8})$$

Les valeurs des suppressions et des dépressions pour le cas le plus défavorable

(Fermeture brusque) sont regroupées dans le tableau (VII.1)

**Tableau VII.1-Calcul des valeurs maximales du coup de bélier**

Tronçons	Type d'adduction	D <sub>int</sub> (mm)	E (mm)	V <sub>0</sub> (m/s)	H <sub>0</sub> (m)	a (m/s)	B (m)	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>d</sub> (m)
F <sub>1</sub> -SR	Refolement	79.2	5.4	0.6092	30	278.279	17.28	47.28	12.72
F <sub>2</sub> -SR		79.2	5.4	0.71080	32	278.279	20.16	52.16	11.84
SR-R <sub>2,3</sub>		110.2	7.4	0.6818	66	276.247	19.20	85.2	46.8
F <sub>3</sub> -RP		63.8	5.6	0.7824	66	314.023	25.04	91.04	40.96
F <sub>4</sub> -RP		63.8	5.6	0.6251	58	314.023	20.01	78.01	37.99
RP-R <sub>1</sub>	Gravitaire	63.8	5.6	1.40	93.8	314.023	44.81	138.6	48.99

#### ✚ Commentaires :

D'après le tableau récapitulatif des résultats on remarque que les valeurs maximales de surpression sont inférieures à la pression nominale de service de la conduite (100 m) sauf la valeur maximale de surpression du tronçon (**RP-R<sub>1</sub>**) qui est égale 138.6 donc notre réseau est nécessite une protection contre le coup de bélier dans ce tronçon. Mais nous n'avons pas obtenu des valeurs négatives pour H<sub>d</sub> il s'ensuit qu'il ya absence de dépression.

### b. Moyens de protection contre le coup de bélier

- **Le tronçon RP-R<sub>1</sub> (partie gravitaire)**

Pour ce tronçon, le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VII.9})$$

- $t_r$  : temps de retour de l'onde de déformation ;
- $L$  : longueur de la conduite (m).

$$t_r = \frac{2 \times 2000}{314.023} \Rightarrow t_r = 12.73 \text{ s}$$

Donc, pour protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à 12.73 s.

## 7.2 Pose des canalisations

### 7.2.1 Principe de pose des canalisations

Le principe de pose de la canalisation est pratiquement le même pour toutes les conduites. [12], Par contre, le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation. En principe pour L'épaisseur du remblai au dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. En général, elle est de 1m. Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîner soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m. Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose de tout élément dure d'environ 10 m, de 30 cm des câbles électriques et de 60 cm des canalisations de gaz.

### 7.2.2 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé [12]. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celle qui en subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente (Figure (VI-4)).

Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en tranchée en calant la canalisation soit avec des butés de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée. Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des jointe doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement Cette épreuve doit durée 30 min environ, la variation de niveau ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

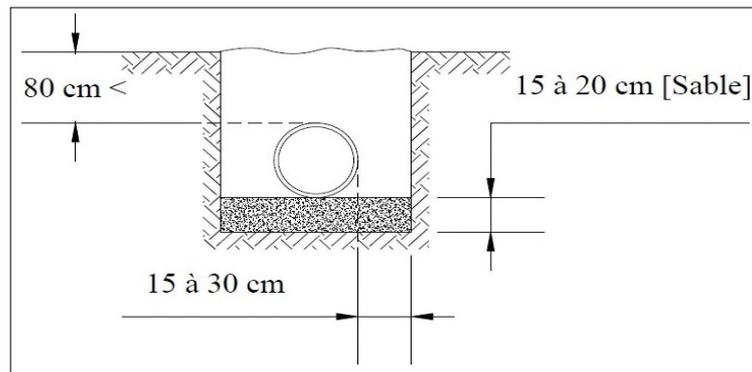


Figure VII.4-*pose d'une canalisation dans un terrain ordinaire*

### 7.2.3 Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

#### a. Cas d'un terrain peu consistant:

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

#### b. Cas d'un terrain mouillé:

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros diamètre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

### 7.2.4 Pose de canalisation en galerie

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route.

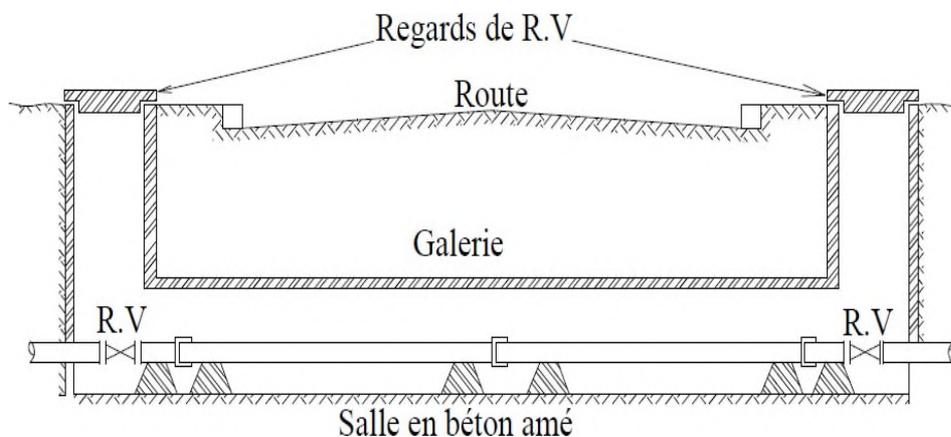
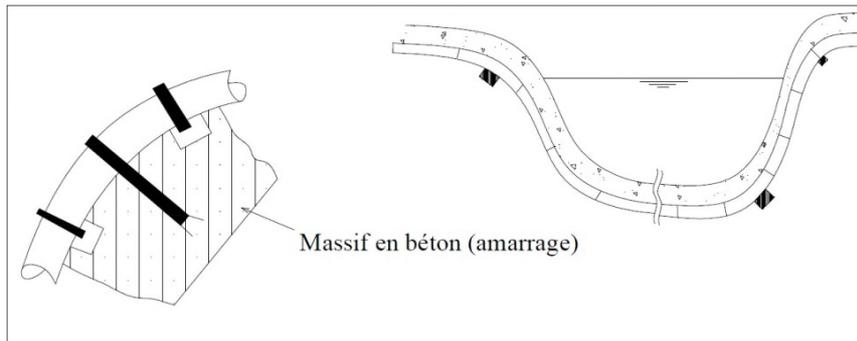


Figure VII.5-*pose d'une canalisation en galerie*

### 7.2.5 Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction [12]. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).



**Figure VII.6-**Canalisation traversée d'une rivière

### Conclusion

D'après l'étude effectuée dans ce chapitre, et dans le but de protéger notre canalisation contre le coup de bélier, nous avons placé des vannes à fermeture lente. Dans la partie gravitaire de tronçon  $R_P-R_1$ , Notre adduction à un diamètre variable, la largeur de la tranchée ne sera pas constante le long du tracé, mais variable selon le changement de diamètre. Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

# Conclusion générale

## CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour la réalisation d'un projet d'AEP, ceci dans le but de satisfaire les besoins des trois zones de la commune d'Ouled Sidi Brahim. Pour cela, nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'AEP de la zone d'étude.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2058, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 7514 habitants.

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés afin d'assurer la continuité de stockage.

Pour le dimensionnement de la conduite nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec une vitesse acceptable. En ce qui concerne les matériaux des conduites, nous avons opté pour le PEHD, pour les avantages qu'ils présentent, en le comparant aux autres matériaux.

Le choix de la pompe adéquates au refoulement pour les forages, la station de reprise et les réservoirs on été réaliser à l'aide d'un logiciel, à titre purement indicatif tout en assurant qu'il n'ya pas un risque de cavitation.

On a utilisé le logiciel EPANET, pour déterminer les diamètres des conduite de distribution sans tenir compte le débit d'incendie, on a trouvé quelques nœud qui sont toucher par la surpression pour cela nous avons proposé d'installé un régulateur de pression.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite. On a constaté que les tronçons ne présentent aucun risque sauf le tronçon (R<sub>P</sub>-R<sub>1</sub>) donc on a opté pour une vanne à fermeture lente et on a terminé par pose des conduites.

# Bibliographie

---

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] Recueillies auprès des services : APC et DRE de la commune d'Ouled Sidi Brahim, W.Bourdj.Bou.Arréridj.
- [2] **MEBARKI, Y et YAHLAOUI, N.**, Etude du transfert d'eau entre le réservoir 100 m<sup>3</sup> de Dhraa El Adjroud et le réservoir de Medjana et du comportement hydraulique du réseau de distribution de la zone nord de la ville de Bourdj.Bou.Arréridj (B .B. A), Mémoire de Fin d'Etude, Master, Université A. Mira de Béjaia, juillet 2011.
- [3] **DUPONT, A.**, Hydraulique urbaine, Tome 2: ouvrage de transport -élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles paris 216, 1979.
- [4] **BONIN, J.**, Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine, Editions Eyrolles Paris 1982.
- [5] **HUGUES, G.**, Adduction et distribution d'eau, Technique de l'ingénieur, Doc C5 195.
- [6] **BENHLILOU, M.**, Alimentation en eau potable de la commune d'Ouled Slama, Option A.E.P-ENSH, Algérie, Promotion 2000/2001.
- [7] **BOUMERIDJA. M, DJEDAOUN. F**, Etude d'alimentation en eau potable des villages Ighzer Oubhlouth, Ait Boujalla et Ait khetal, commune de Beni Mauche, Wilaya de Bejaia, Promotion 2010.
- [8] **BELALOUI.G, BOURASSE.A.**, Etude de AEP de la ville d'AKBOU (w.de Bejaia) lot : Forages et piquage sur conduite barrage vers un réservoir de 3000 m<sup>3</sup>, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 122 pages, Promotion 2012.
- [9] **GOMELLA, C. et GUERREE, H.** La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance, Edition Eyrolles, paris ,1977.
- [10] Catalogue STPM CHIALI : matériels hydraulique tubes et accessoires.
- [11] **MAOUGAL, F.**, Etude de transfert Sétif-Hodna système Ouest : Ighil EmdaMahouane. Mémoire de fin d'études, Ingénieur, Ecole national polytechnique, Algérie, promotion 2010.
- [12] **AMI, D. et SADOU, B.** Etude de l'adduction en eau potable de la commune d'Adekar et les deux villages Tifra et Tizi-tifra a partir des deux forages projetés sur la rive d'Oued soummam, Mémoire de fin d'études, D.E.U.A., Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 72 page, promotion 2007/2008.
- [13] **BOUZIANE, F.**, Alimentation en eau potable des centres ruraux de Sidi Amar, Merad et Meunacer (w.Tipaza), Mémoire de fin d'études, Ingénieur d'état, école nationale supérieure de l'hydraulique de Blida, 07 juillet 2008.
- [14] **BENMBAREK, Mourad.** : «Etude d'Alimentation en Eau Potable de la ville BOUGEZOULE, wilaya de Media», Mémoire de fin d'étude, ENSH de Blida, 2011.

## Logiciels utilisés

AUTOCAD 2016 : pour tracer le réseau d'AEP ;  
EPANET version 2.0: pour simulation du réseau d'AEP ;  
PUMP TUTOR (CAPRARI) : pour le choix des pompes.

## Sitiologie :

- [www.meteo.dz](http://www.meteo.dz)
- [www.ANRH.dz](http://www.ANRH.dz)

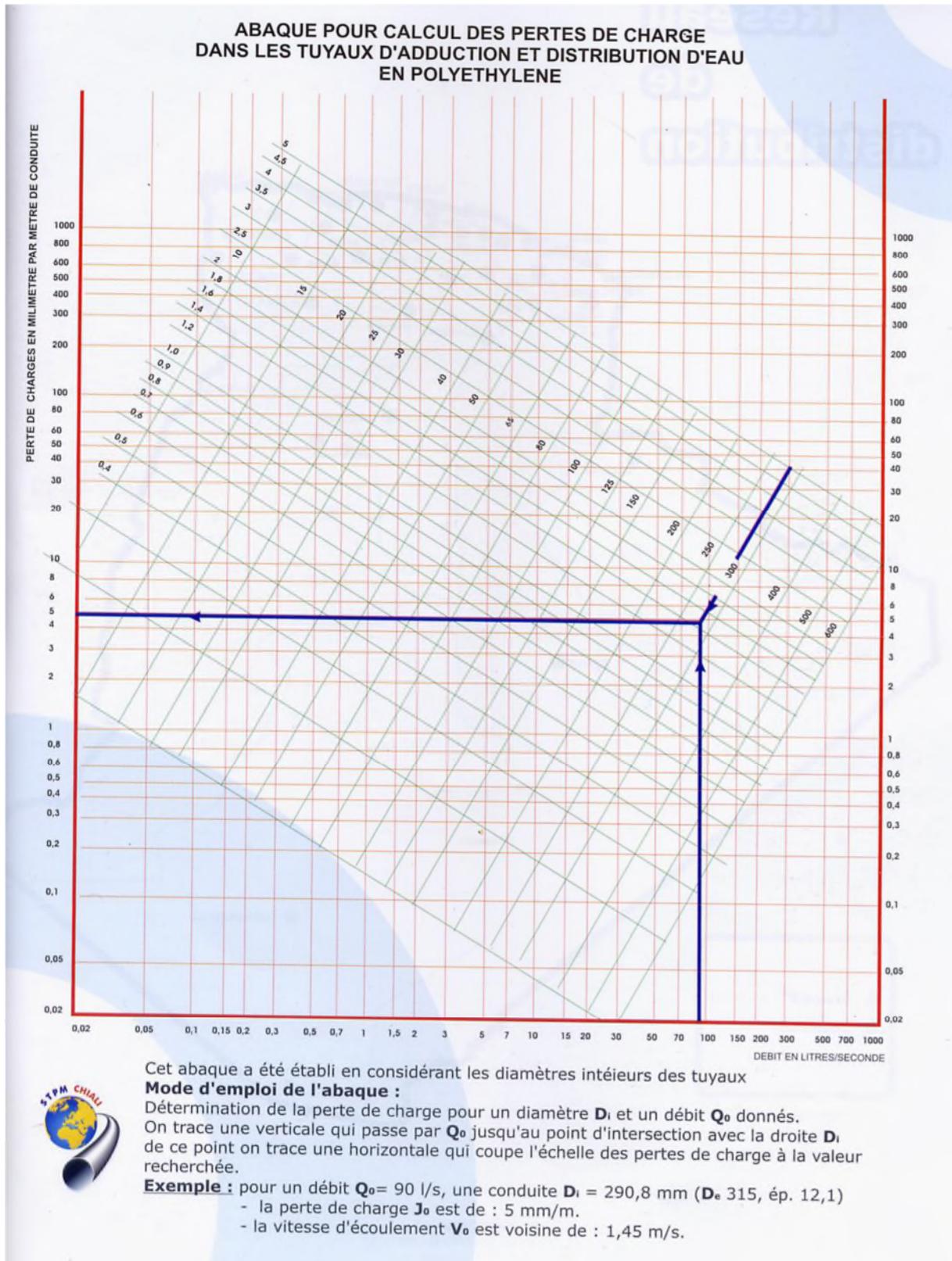
*Annexe (I) : La variation des débits horaires d'une journée en fonction du nombre d'habitant*

Heures	Nombre d'habitants				Agg.de type rural
	<10000	10000 à50000	50001 à100000	>100000	
<b>00-1</b>	1	1.5	3	3.35	0.75
<b>1-2</b>	1	1.5	3.2	3.25	0.75
<b>2-3</b>	1	1.5	2.5	3.3	1
<b>3-4</b>	1	1.5	2.6	3.2	1
<b>4-5</b>	2	2.5	3.5	3.25	3
<b>5-6</b>	3	3.5	4.1	3.4	5.5
<b>6-7</b>	5	4.5	4.5	3.85	5.5
<b>7-8</b>	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
<b>8-9</b>	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
<b>9-10</b>	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
<b>10-11</b>	4.5	6.25	4.8	4.85	6
<b>11-12</b>	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
<b>12-13</b>	7	5	4.4	4.6	8.5
<b>13-14</b>	7	5	4.1	4.55	6
<b>14-15</b>	5.5	5.5	4.2	4.75	5
<b>15-16</b>	4.5	6	4.4	4.7	5
<b>16-17</b>	5	6	4.3	4.65	3.5
<b>17-18</b>	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
<b>18-19</b>	6.5	5	4.5	4.4	6
<b>19-20</b>	5.0	4.5	4.5	4.3	6
<b>20-21</b>	4.5	4	4.5	4.3	6
<b>21-22</b>	3	3	4.8	4.2	3
<b>22-23</b>	2	2	4.6	3.75	2
<b>23-00</b>	1	1.5	3.3	3.7	1
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>

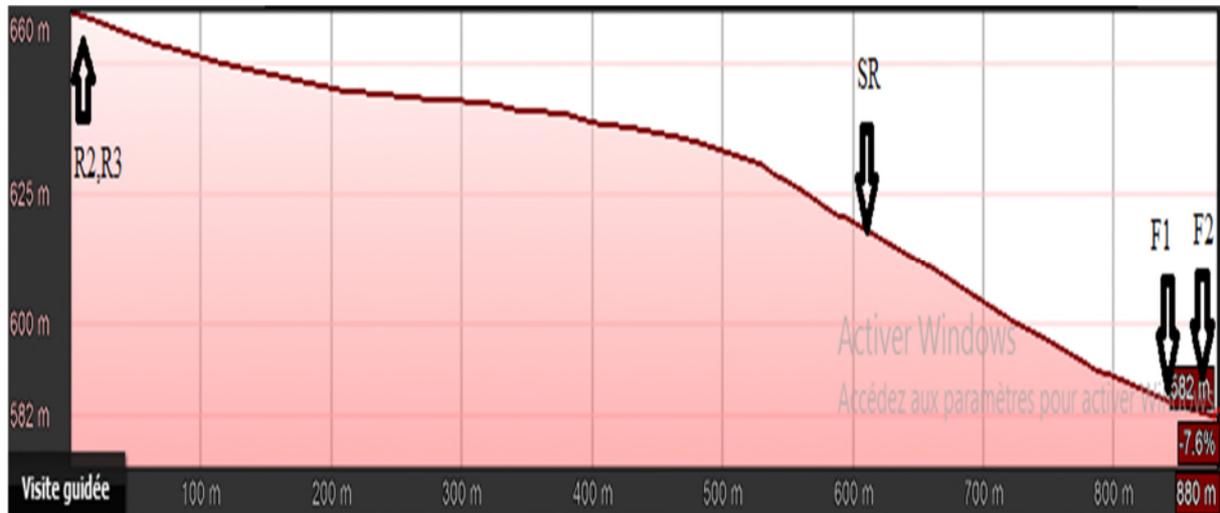
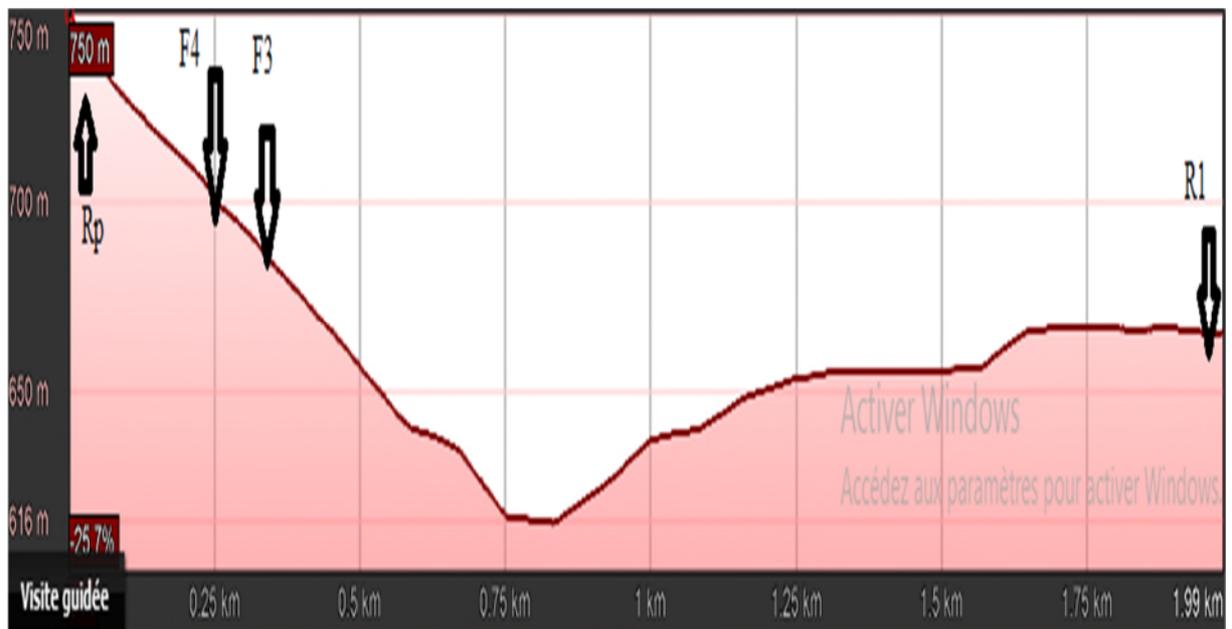
**Annexe (2) : Tube PEHD eau potable PN10. (Groupe CHIALI)**

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix TTC
		Ext en MM	En MM	Produit	Service	Le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2.0	PE80	10 Bars	30.78
11 003 0251	Tube PEHD	25	2.0	PE80	10 Bars	39.60
11 003 0321	Tube PEHD	32	2.4	PE80	10 Bars	61.54
11 003 0401	Tube PEHD	40	3.0	PE80	10 Bars	96.33
11 003 0501	Tube PEHD	50	3.7	PE80	10 Bars	147.17
11 003 0631	Tube PEHD	63	4.7	PE80	10 Bars	232.79
11 003 0751	Tube PEHD	75	5.6	PE80	10 Bars	329.13
11 007 0901	Tube PEHD	90	5.4	PE100	10 Bars	392.50
11 007 1101	Tube PEHD	110	6.6	PE100	10 Bars	579.62
11 007 1251	Tube PEHD	125	7.4	PE100	10 Bars	738.42
11 007 1601	Tube PEHD	160	9.5	PE100	10 Bars	1 209.53
11 007 2001	Tube PEHD	200	11.9	PE100	10 Bars	1 892.38
11 007 2501	Tube PEHD	250	14.8	PE100	10 Bars	2 937.81
11 007 3151	Tube PEHD	315	18.7	PE100	10 Bars	4 684.62
11 007 4001	Tube PEHD	400	23.7	PE100	10 Bars	7 516.57
11 007 5001	Tube PEHD	500	29.7	PE100	10 Bars	11 724.79
11 007 6301	Tube PEHD	360	37.4	PE100	10 Bars	17 729.58

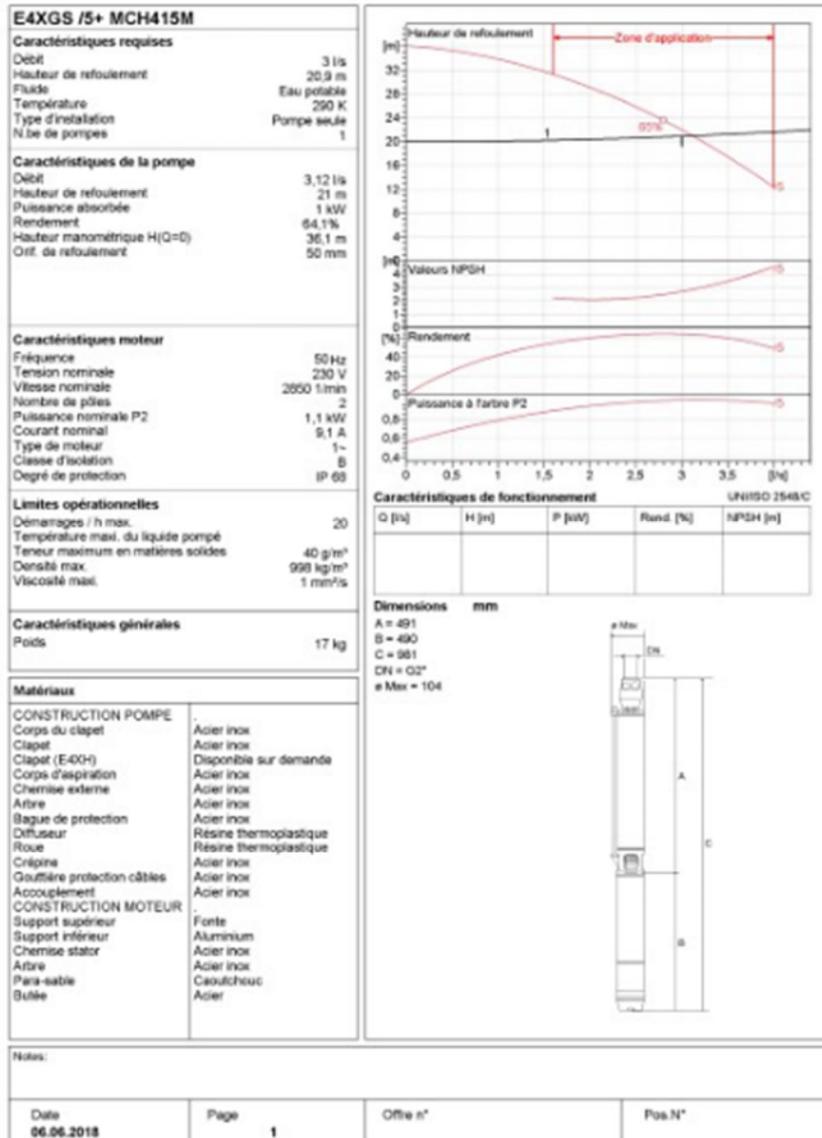
## Annexe (3) : Abaque des pertes de charge pour les conduites en PEHD



**Annexe (4) : Schéma générale des adductions**

**Annexe (5) : Profile des adductions par refoulement****Annexe (6) : Profile des adductions par refoulement gravitaire**

Annexe (7) : Caractéristiques de la pompe du Forage F1



## Annexe (8) : Caractéristiques de la pompe du Forage F2

Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

## E6X35-4/3 + MCH415

## Caractéristiques requises

Débit	3,5 l/s
Hauteur de refoulement	23,3 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

## Caractéristiques de la pompe

Débit	3,5 l/s
Hauteur de refoulement	23,3 m
Puissance absorbée	1,06 kW
Rendement	75%
Hauteur manométrique H(Q=0)	30,1 m
Orif. de refoulement	65 mm

## Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2850 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	1,1 kW
Courant nominal	3 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	B
Degré de protection	IP 68

## Limites opérationnelles

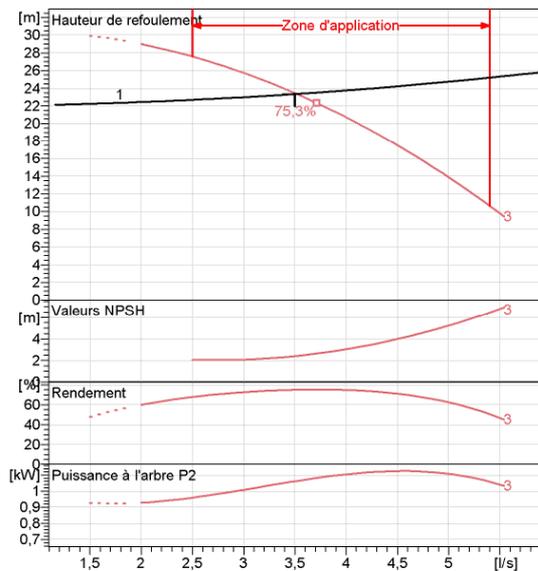
Démarrages / h max.	20
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s

## Caractéristiques générales

Poids	18,5 kg
-------	---------

## Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fusion d'acier inox
Corps d'aspiration	Fusion d'acier inox
Chemise externe	Acier inox
Arbre	Acier inox
Chemise d'arbre	Acier inox
Diffuseur	Résine thermoplastique
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur (6")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Para-sable	Caoutchouc
Butée (5")	Type Michell
Butée (4")	Acier



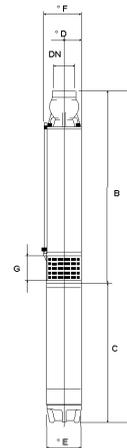
## Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

## Dimensions mm

A = 853
B = 403
C = 450
D = 127
DN = G2½"
E = 96
F = 135
G = 100



Notes:

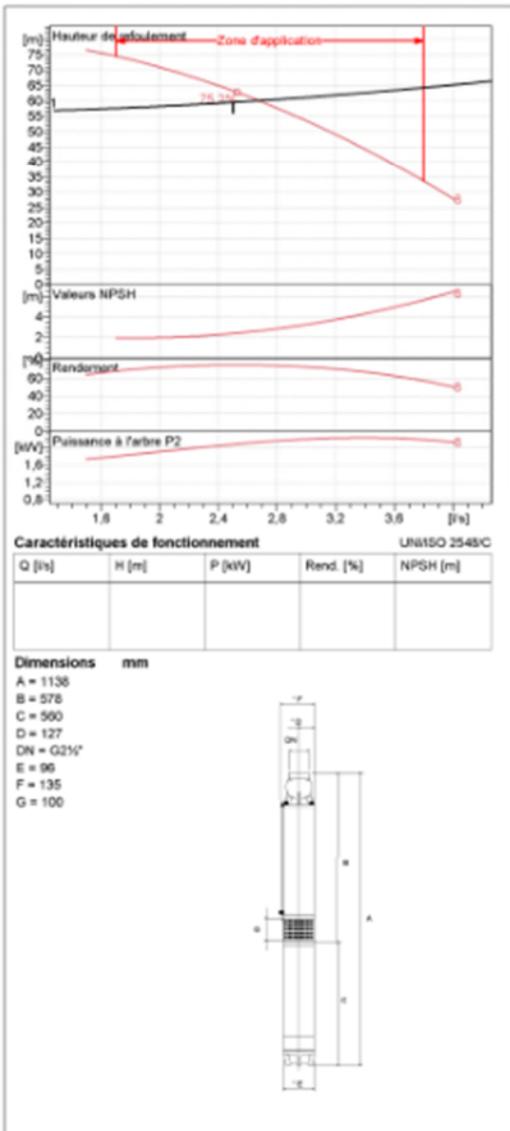
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
------	------	----------	--------

Annexe (9) : Caractéristiques de la pompe du Forage F3



E6X30-4/8 + MCH43	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	2,5 l/s
Hauteur de refoulement	59,6 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N° de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	2,67 l/s
Hauteur de refoulement	60,2 m
Puissance absorbée	2,11 kW
Rendement	76%
Hauteur manométrique H(Q=0)	81,2 m
Orif. de refoulement	65 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2850 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	2,2 kW
Courant nominal	5,4 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	B
Degré de protection	IP 68
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	996 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	26,5 kg

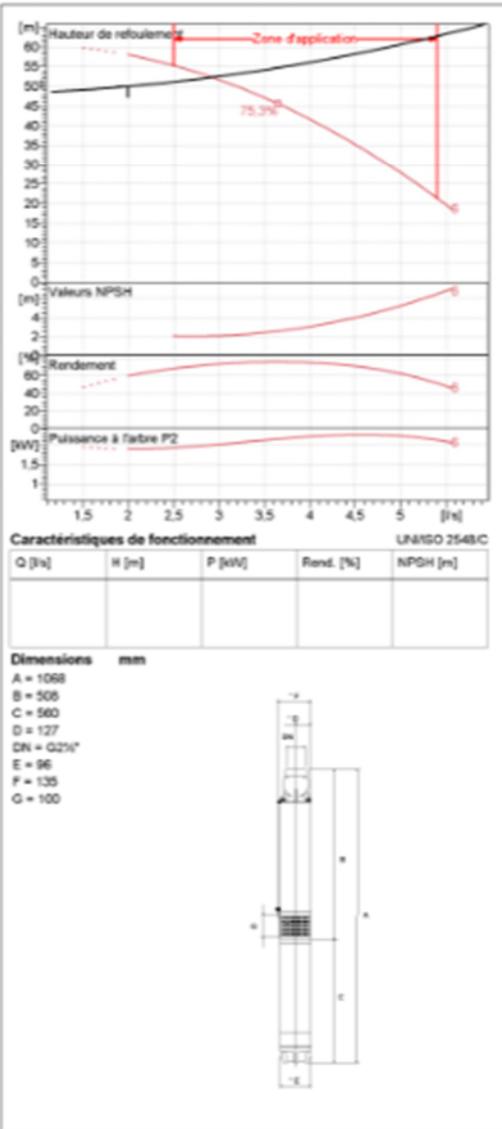
Matériaux	
<b>CONSTRUCTION POMPE</b>	
Corps du clapet	Fusion d'acier inox
Corps d'aspiration	Fusion d'acier inox
Chemise externe	Acier inox
Arbre	Acier inox
Chemise d'arbre	Acier inox
Diffuseur	Résine thermoplastique
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
<b>CONSTRUCTION MOTEUR</b>	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur (6")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Para-sable	Caoutchouc
Butée (6")	Type Michell
Butée (4")	Acier



Annexe (10) : Caractéristiques de la pompe du Forage F4



<b>E6X35-4/6 + MCH43</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	2 l/s
Hauteur de refoulement	50 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N. be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	2,92 l/s
Hauteur de refoulement	52,3 m
Puissance absorbée	2 kW
Rendement	72,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	59,5 m
Orif. de refoulement	65 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2850 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	2,2 kW
Courant nominal	5,4 A
Type de moteur	3-
Classe d'isolation	B
Degré de protection	IP 68
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	15
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	25 kg
<b>Matériaux</b>	
<b>CONSTRUCTION POMPE</b>	
Corps du clapet	Fusion d'acier inox
Corps d'aspiration	Fusion d'acier inox
Chemise externe	Acier inox
Arbre	Acier inox
Chemise d'arbre	Acier inox
Diffuseur	Résine thermoplastique
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
<b>CONSTRUCTION MOTEUR</b>	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur (5")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Para-sable	Caoutchouc
Butée (5")	Type Michell
Butée (4")	Acier

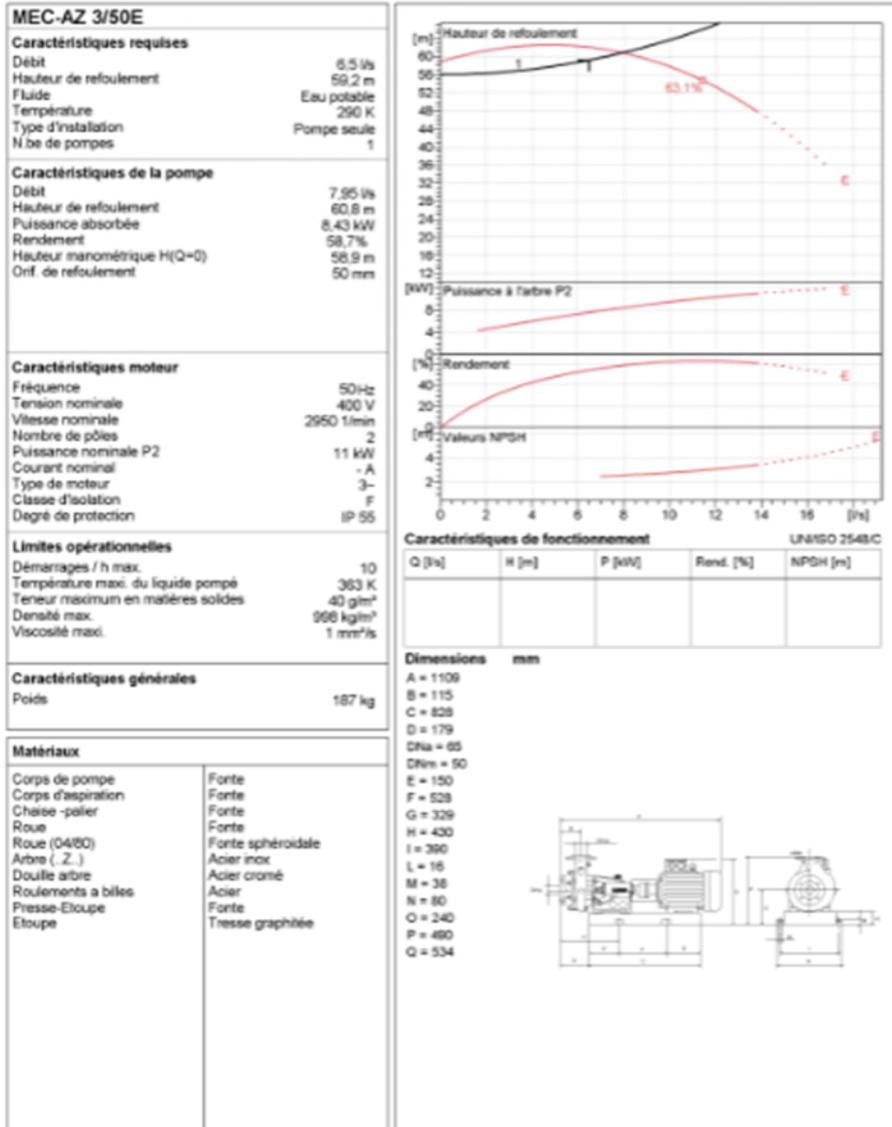


Annexe (II) : Caractéristiques de la Station de reprise SR



Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001



**Annexe (12) : Valeurs de M**

Tuyau	M
Acier	0,92
Fonte	0,43
Amiante ciment	0,24
plastique	0,13

**Annexe (13) : Valeurs de K et  $\beta$** 

Tuyau	K	$\beta$
Acier	0,00179 à 0,001735	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	1,85
Plastique	0,001052	1,77

**Annexe (14) : Valeurs de K et m**

Tuyau	K	m
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3
Amiante ciment	0,00118	4,89
Plastique	0,001052	4,774

## ملخص

عرفت بلدية أولاد سيدي براهيم (ولاية بوج بوعريريج) في الآونة الأخيرة نموا سكانيا هاما مما تسبب في نقص ملحوظ لمياه الصالحة للشرب مما دفعنا إلى تصميم شبكة مياه الشرب. تزود مباشرة من الآبار تالة وسيف و المخاتة من اجل تحقيق أهداف المشروع جمعنا أقصى حد من المعلومات بهدف تقييم الاحتياجات المائية على المدى البعيد ولكي يتوافق العرض و الاحتياج. علاوة على ذلك. أنجزنا دراسة فنية اقتصادية من اجل تحديد أبعاد سلسلة الإمداد. بعدها تقدمنا لتحديد نوع المضخة التي تلي متطلبات المشروع. و قمنا بتحديد أبعاد شبكة التوزيع مع احترام الضغوط و السرعة المناسبة. في النهاية قمنا بالتحقق من خطر حدوث ظاهرة المطرقة المائية

**كلمات المفتاح** مياه الشرب. أنابيب النقل. مضخة. الآبار. المطرقة المائية. توزيع.

## Résumé

La commune d'Ouled Sidi Brahim (W.Bourdj Bou Arréridj) a connu ces dernières années un accroissement démographique important, ce qui a provoqué un manque accru en eau potable. Ce qui nous a amené à dimensionner un réseau d'AEP, qui sera alimenté à partir des forages Talla Oussif et El Mkhata.

Afin d'aboutir aux objectifs du projet nous avons commencé par recueillir un maximum d'information, qui portent un intérêt majeur pour établir un bilan des besoins à satisfaire à long terme. Par ailleurs, on a établi une étude technico-économique dans le but de dimensionner des ouvrages de la chaîne d'adduction. Une fois les diamètres économiques sont adoptés, on a procédé au choix du type des pompes répondant aux exigences du projet, et on a dimensionné notre réseau de distribution en respectant les pressions et les vitesses appropriées. A la fin, on a fait une vérification du risque d'apparition du phénomène de coup de bélier.

**Mots clés** : AEP ; Adduction ; Pompe ; forages ; Coup de bélier ; Distribution.

## Abstract

The municipality of Ouled Sidi Brahim (W.Bourdj Bou Arréridj) knew these last years an important demographic growth, what caused a chief lack in drinking water. the network led us to dimension a network of potable water supply, which will be fed starting from a drilling of Talla Ouassif et El Mkhata. In order to lead the objectives of the project we started by collecting a maximum of information, which carry a major interest for estimating water needs to satisfy in the long term. To harmonize better the supply and demand in water. Moreover, a technical-economic study was established with the intention of sizing the chain of adduction. Once the economic diameters are adopted we proceeded to select the type of pump that meets the requirements of the project, and our distribution network has been dimensioned respecting the pressures and appropriate speeds. In the end, we check of the risk of occurrence of the phenomenon of water hammer.

**Keywords:** potable water supply, Adduction, Pumps, Drilling, water hammer, distribution.