



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

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

**AMIRA Ameer**

**KERBOUCHE Soufiane**

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

Option : **Hydraulique urbaine**

**INTITULE :**

### **ETUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES AGGLOMEATIONS EL KANNER ET M'ZAIR, WILAYA DE JIJEL**

Soutenu le **01 /07 /2017** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. BERREKSI, A.**
- Promoteur (s): **Mr. BELHOCINE, M.**
- Examineur (s) : **Mr. HAMMOUCHE, A.**

# Remerciements

*Au nom d'Allah, le tout-miséricordieux, le très-miséricordieux la louange est à Allah l'unique et la paix et le salut sur celui qui n'a point de message jusqu'au jour de la résurrection, On tient à exprimer notre vifs remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidé tout au long de notre travail.*

*Notre reconnaissance va plus particulièrement à :*

*Notre promoteur Mr. BELHOCINE.M pour son contribution à l'élaboration de ce mémoire.*

*Mr. BEDJOU, Mr. BERREKSI, Mr. HAMMOUCHE, Mr. IKNI, Mr. BENDAHMANE pour leurs conseils.*

*Mr. LABATCHA M le gérant du bureau d'étude où nous avons fait notre stage, pour ses appréciations et ses remarques.*

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

*Notre respect aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.*

*AMIRA Amer & KERBOUCHE Soufiane*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :*

*A ma mère et mon père pour leurs sacrifices et soutiens afin d'atteindre mon objectif ;*

*A mes frères;*

*A mes grands-parents;*

*A toute ma famille ;*

*A tous mes amis et mes collègues: Ils vont trouver ici le témoignage d'une fidélité et d'une amitié infinie ;*

*A toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*KERBOUCHE Soufiane*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :*

*A la mémoire de mon père que Dieu lui accorde sa miséricorde ;*

*A ma mère pour leurs sacrifices et soutiens afin d'atteindre mon objectif ;*

*A mes frères et ma sœur ;*

*A toute ma famille ;*

*A tous mes amis et mes collègues: Ils vont trouver ici le témoignage d'une fidélité et d'une amitié infinie ;*

*A toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*AMIRA Ameur*

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

## Chapitre I : Présentation du site et Estimation des besoins

I.1	Présentation du site.....	2
I.1.1	Reconnaissance du site .....	2
I.1.2	Situation Administrative .....	2
I.1.3	Caractéristique Climatique.....	2
I.1.4	SituationGéographique .....	2
I.1.5	Situation topographique .....	3
I.1.6	Situation hydraulique .....	4
I.2	Estimation des besoins en eau .....	4
I.2.1	Evaluation de la population future.....	4
I.2.2	Evaluation de la consommation moyenne journalière .....	5
I.2.2.1	Les besoins domestiques .....	6
I.2.2.2	Les besoins scolaires .....	6
I.2.2.3	Les besoins administratifs .....	7
I.2.2.4	Les besoins sanitaires .....	7
I.2.2.5	Les besoins socioculturels .....	7
I.2.2.6	Les besoins commerciaux.....	7
I.2.2.7	Les besoins d’arrosage.....	8
I.2.3	Récapitulation de la consommation moyenne totale.....	8
I.2.4	Variation des débits de consommation .....	9
I.2.4.1	Majoration de la consommation journalière ( $Q_{MOY J}$ ) .....	9
I.2.4.2	Variation de la consommation journalière.....	9
I.2.4.3	Variation de la consommation horaire.....	10
I.3	Conclusion.....	15

## Chapitre II : Les Réservoirs

II.1	Introduction .....	16
II.2	Rôle des réservoirs .....	16
II.3	Exigence technique à satisfaire dans la construction d’un réservoir.....	16
II.4	Classification des réservoirs .....	16
II.4.1	Selon le matériau de construction .....	16
II.4.2	Selon leur position par rapport au sol.....	17
II.4.3	Selon la forme géométrique .....	17

## Sommaire

II.4.4	Selon leur fonction .....	17
II.5	Emplacement des réservoirs .....	17
II.6	Les équipements des réservoirs .....	17
II.6.1	Conduite d'alimentation ou d'adduction .....	17
II.6.2	Conduite de distribution .....	18
II.6.3	Conduite de trop-plein.....	18
II.6.4	Conduite de vidange.....	18
II.6.5	Conduite BY-PASS.....	19
II.6.6	Matérialisation de la réserve d'incendie.....	19
II.7	Normes de sécurité .....	20
II.7.1	Mesures de sécurité dans la construction .....	20
II.7.2	Aménagement interne des réservoirs .....	20
II.7.3	Recommandation diverses [5].....	21
II.8	Détermination de la capacité du réservoir .....	21
II.9	Conclusion.....	25

## Chapitre III : L'adduction

III.1	Introduction .....	26
III.1.1	Adduction gravitaire .....	26
III.1.2	Adduction par refoulement .....	26
III.2	Quelques notions sur l'adduction.....	27
III.2.1	Choix du tracé .....	27
III.2.1.1	Conditions techniques.....	27
III.2.1.2	Conditions économiques.....	27
III.2.2	Profil d'une adduction.....	27
III.2.3	La ligne piézométrique.....	27
III.2.4	Choix des types des conduites.....	27
III.2.5	Assemblage et diamètre .....	28
III.2.5.1	Electro soudage .....	28
III.2.5.2	Soudage bout à bout.....	29
III.2.5.3	Raccords mécaniques.....	30
III.2.6	Organes et accessoires de l'adduction .....	30
III.2.6.1	Organes de sectionnement .....	30
III.2.6.2	Organes de protection .....	31

## *Sommaire*

III.2.6.3	Organes de régulation .....	32
III.2.6.4	Organes de branchement .....	33
III.2.7	Tracé et dimensionnement d'une adduction .....	33
III.2.8	L'air dans la tuyauterie .....	33
III.2.9	Choix du site de stockage .....	34
III.3	Etude Technico-économique .....	34
III.3.1	Calcul du diamètre économique .....	34
III.3.2	Calcul de la vitesse .....	35
III.3.3	Calcul des pertes de charge .....	35
III.3.3.1	Pertes de charge linéaires $H_L$ .....	35
III.3.3.2	Pertes de charge singulières $H_S$ .....	36
III.3.3.3	Pertes de charge totales $H_T$ .....	36
III.3.4	Détermination de la hauteur manométrique HMT .....	36
III.3.5	Puissance absorbée par la pompe .....	37
III.3.6	Energie consommée par la pompe .....	37
III.3.7	Frais d'exploitation .....	37
III.3.8	Frais d'amortissement .....	37
III.3.9	Bilan économique .....	38
III.4	Calcul de l'adduction .....	40
III.4.1	Conduite de refoulement entre le forage de DJIMAR et le réservoir R2*1000. 40	
III.4.1.1	Données de refoulement .....	40
III.4.1.2	Détermination de la hauteur manométrique totale .....	40
III.4.1.3	Etude économique .....	41
III.4.2	Conduite de refoulement entre le forage de MERTINI et le réservoir R2*100042	
III.4.2.1	Données de refoulement .....	42
III.4.2.2	Détermination de la hauteur manométrique totale .....	42
III.4.2.3	Etude économique .....	43
III.5	Conclusion .....	43

## Chapitre IV : Les Pompes

IV.1 Introduction .....	44
IV.2 Classifications des pompes.....	44
IV.2.1 Les pompes volumétriques .....	44
IV.2.1.1 Les pompes volumétriques rotatives.....	44
IV.2.1.2 Les pompes volumétriques alternatives .....	44
IV.2.2 Les Turbopompes.....	44
IV.2.2.1 Selon le type de la roue .....	45
IV.2.2.2 Selon le nombre d'éléments disposés en série.....	45
IV.2.2.3 Selon la position de l'axe de la pompe .....	45
IV.2.2.4 Selon la nature du fluide véhiculé.....	45
IV.2.2.5 Selon l'importance de la pression produite.....	45
IV.2.2.6 Selon la forme du corps de la pompe.....	46
IV.3 Choix du type de la pompe.....	46
IV.4 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge .....	46
IV.5 Les courbes caractéristiques .....	46
IV.5.1 Courbes caractéristiques des pompes.....	46
IV.5.2 Courbes caractéristiques de la conduite .....	47
IV.6 Couplage d'une pompe.....	48
IV.6.1 Couplage en parallèle.....	48
IV.6.2 Couplage en série .....	48
IV.7 Point de fonctionnement.....	49
IV.7.1 Recherche du point de fonctionnement.....	49
IV.7.2 Réalisation du point de fonctionnement désiré.....	49
IV.8 Exigences principales soumises à la station de pompage.....	53
IV.9 Équipements de la pompe centrifuge .....	53
IV.9.1 Constitution d'une pompe centrifuge.....	53
IV.9.2 Équipements en amont de la pompe .....	54
IV.9.3 Équipements en aval de la pompe.....	55
IV.10 Choix du nombre de pompes .....	55
IV.11 La cavitation .....	56
IV.11.1 Définition.....	56
IV.11.2 Aspiration en charge .....	57

## Sommaire

IV.11.3 Aspiration en dépression.....	57
IV.12 Choix des pompes du projet .....	58
IV.12.1 Tronçon du forage de DJIMAR vers le réservoir .....	58
IV.12.1.1 Caractéristique de la conduite.....	58
IV.12.1.2 Caractéristique de la pompe.....	58
IV.12.1.3 Réalisation du point désiré.....	59
IV.12.2 Tronçon du forage de MERTINI vers le réservoir .....	62
IV.12.2.1 Caractéristique de la conduite.....	62
IV.12.2.2 Caractéristique de la pompe.....	62
IV.12.2.3 Réalisation du point désiré.....	63
IV.13 Vérification de la cavitation .....	66
IV.13.1 Les forages.....	66
IV.14 Conclusion.....	66

## Chapitre V: Protection des Conduites

V.1 Introduction .....	67
V.2 Pose des conduites.....	67
V.2.1 Principe de pose des canalisations .....	67
V.2.2 Les actions reçus par les conduites.....	67
V.2.3 Différents types de pose de conduites .....	67
V.2.3.1 Pose en terrain ordinaire .....	67
V.2.3.2 Pose en mauvais terrains.....	68
V.2.3.3 Pose en galerie .....	68
V.2.3.4 Pose en pente .....	69
V.2.3.5 Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées .....	69
V.2.3.6 Pose à proximité d'une conduite d'assainissement .....	69
V.2.3.7 Passage de ponts .....	69
V.2.3.8 Traversée d'une rivière.....	70
V.2.4 Différentes étapes de mise en place des canalisations .....	70
V.2.5 Butées .....	70
V.3 Protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier .....	71
V.3.1 Définition .....	71
V.3.2 Les conséquences du phénomène.....	71

## Sommaire

V.3.2.1	Surpression .....	71
V.3.2.2	Dépression .....	71
V.3.2.3	Fatigue de la canalisation .....	71
V.3.3	Analyse physique du coup de bélier .....	72
V.3.4	Moyens de protection contre le coup de bélier.....	73
V.3.4.1	Volants d'inertie .....	73
V.3.4.2	Réservoir d'air.....	74
V.3.4.3	Cheminées d'équilibre.....	74
V.3.4.4	Soupapes de décharge.....	75
V.3.4.5	Aspiration auxiliaire .....	75
V.4	Etude du coup de bélier .....	76
V.4.1	Valeur du coup de bélier .....	76
V.4.2	Choix des moyens de protection contre le coup de bélier.....	77
V.4.3	Calcul du réservoir d'air.....	78
V.4.3.1	Principe de construction de l'épure de Bergeron.....	78
V.4.3.2	Principe de calcul du réservoir d'air.....	78
V.5	Conclusion.....	83

## Chapitre VI : Distribution

VI.1	Introduction .....	84
VI.2	Les différents types des réseaux d'AEP .....	84
VI.2.1	Classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération.....	84
VI.2.1.1	Réseau étagés .....	84
VI.2.1.2	Réseau unique .....	84
VI.2.2	Classification selon la disposition des tronçons dans les réseaux.....	84
VI.2.2.1	Le réseau ramifié.....	84
VI.2.2.2	Le réseau maillé .....	84
VI.2.2.3	Le réseau mixte .....	85
VI.3	Conception d'un réseau .....	85
VI.4	Le choix du tracé .....	85
VI.5	Principe de tracé d'un réseau maillé.....	85
VI.6	Equipement du réseau de distribution .....	86
VI.6.1	Nature de la canalisation .....	86
VI.6.2	Appareils et accessoires .....	86

## *Sommaire*

VI.6.2.1	Robinet-vanne .....	86
VI.6.2.2	Ventouses .....	86
VI.6.2.3	Robinets de décharge .....	86
VI.6.2.4	Bouches d'incendie .....	86
VI.6.2.5	Bouches de lavage.....	86
VI.6.2.6	Raccordements .....	86
VI.7	Calcul hydraulique du réseau de distribution .....	87
VI.7.1	Débit de pointe .....	87
VI.7.2	Débit spécifique.....	87
VI.7.3	Débit en route .....	87
VI.7.4	Débit de tronçon .....	87
VI.7.5	Les diamètres des conduites .....	88
VI.8	Modélisation et simulation du réseau .....	88
VI.8.1	Présentation du logiciel EPANET .....	88
VI.8.2	Utilisation du logiciel EPANET .....	88
VI.8.3	Modélisation du réseau.....	88
VI.9	Etude de la distribution sans tenir compte du débit d'incendie .....	89
VI.9.1	Distribution à partir du réservoir 1000 m <sup>3</sup> vers la zone de M'ZAIR .....	89
VI.9.1.1	Données de base.....	89
VI.9.1.2	Calcul des différents débits et des différents diamètres du réseau.....	89
VI.9.1.3	Etat des nœuds du réseau après simulation.....	90
VI.9.1.4	Etat des arcs du réseau après simulation.....	91
VI.9.2	Distribution à partir du réservoir 1000 m <sup>3</sup> vers la zone I (EL KENNAR).....	95
VI.9.2.1	Données de base.....	95
VI.9.2.2	Calcul des différents débits et des différents diamètres du réseau.....	95
VI.9.2.3	Etat des nœuds du réseau après simulation.....	99
VI.9.2.4	Etat des arcs du réseau après simulation.....	102
VI.10	Etude de la distribution en tenant compte du débit d'incendie .....	115
VI.10.1	Conditions de fonctionnement et d'emplacement d'un poteau d'incendie .....	115
VI.10.2	Choix d'emplacement des poteaux d'incendies .....	115
VI.10.3	Etat du réseau après la simulation sans débit d'incendie .....	116
VI.10.4	Etat du réseau après la simulation avec débit d'incendie.....	117
VI.11	Equipements du réseau de distribution.....	118

*Sommaire*

VI.12 Conclusion.....	119
Conclusion générale.....	120
Références bibliographiques.....	121

## Liste des symboles

A : amortissement annuel de la conduite.

a : la célérité de l'onde (m/s).

$B_L$  : Le bilan

b: La valeur maximale du coup de bélier (m).

Cr : Cote du radier du deux réservoirs  $2 \cdot 1000 \text{ m}^3$ .

Cf : Cote terrain naturel du forage.

Ctp : Cote de trop plein du deux réservoir  $2 \cdot 1000 \text{ m}^3$ .

c : Coefficient de perte de charge.

c' : Coefficient de perte de charge.

D : Diamètre de la conduite en mètre.

D ext : Diamètre extérieur de la conduite.

D int : Diamètre intérieur de la conduite.

DN: diamètre nominale.

D<sub>tub</sub> : Diamètre de la tubulure.

d : Diamètre de la tuyère (m).

d' : Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère (m).

E : Energie totale dépensée par la pompe (kwh).

e : Epaisseur de la conduite en (m).

F<sub>exp</sub> : frais d'exploitation (DA).

F<sub>amor</sub> : frais d'amortissement.

J : pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m);

J<sub>a</sub> : Perte de charge à l'aspiration (m.c.e).

J<sub>r</sub> : Pertes de charges de refoulement.

H : hauteur d'élévation en (m).

H<sub>a</sub> : Hauteur géométrique d'aspiration.

H<sub>d</sub> : La valeur maximale de la pression (dépression).

H<sub>inc</sub> : Hauteur de la réserve d'incendie.

H<sub>g</sub> : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau.

H<sub>L</sub>: Perte de charge linéaire (m).

H<sub>MT</sub> : Hauteur manométrique totale.

H<sub>r</sub> : Hauteur géométrique de refoulement.

*Liste des symboles*

$h_s$  : Perte de charge singulière (m).

$H_S$  : La valeur maximale de la pression.

$H_T$  : Perte de charge totale (m).

$H_0$  : La pression absolue dans la conduite.

$H_d$  : La valeur maximale de la pression (dépression).

$H_1$  : la hauteur manométrique totale au point désiré.

$H'$  : C'est la distance entre le point de travail désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe.

$h$  : perte de charge engendrée par le vannage en (m).

$h_v$  : Tension de vapeur en m pour une température de 20° C

$i$  : Nombre de groupes ( $i = 1, 2, 3, \dots, n$ ).

$I$  : Taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie).

$g$  : Accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ).

$K$  : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.

$K_f$  : Coefficient de fuite.

$K_{\max j}$  : Coefficient d'irrégularité maximal journalier qui dépend de l'importance de la ville.

$K_{\min j}$  : Coefficient d'irrégularité minimal journalier.

$K_{\max h}$  : Coefficient d'irrégularité maximal horaire.

$K_{\min h}$  : Coefficient d'irrégularité minimal horaire.

$K'$  : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.

$K_0$  : Rugosité de la conduite à l'état neuf.

$L$  : Longueur de la conduite.

$L_{i-j}$  : Longueur du tronçon  $[i-j]$  (m).

$m$  : Coefficient de rognage.

$m_1$  : Rapport égal au carré du Diamètre de la veine contractée sur le Diamètre de la tubulure.

$N$  : la Vitesse de rotation.

$ND$  : Niveau dynamique du plan de pompage.

$N_i$  : Nombre de consommateurs par catégorie.

$NPSH_d$  : représente la charge nette à l'aspiration.

$n$  : nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

$n'$  : durée d'exploitation de la conduite.

$P$  : pourcentage horaire.

*Liste des symboles*

Pr : Prix du kw h .

$P_{\max}$  : Résidu maximal dans le réservoir en (%).

Pa : Puissance absorbée par la pompe (Kw).

$P_n$  : Population future prise à l'horizon considéré.

$P_U$  : Prix unitaire de la conduite.

$P_i$  : Population de l'année de référence (hab).

$P_0/w$  : Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m).

P: Debit aval (l/s).

Q : Débit véhiculé par la conduite en (m<sup>3</sup>/s).

$Q_{\text{dom}}$  : Débit domestique (m<sup>3</sup>/j).

$Q_{\text{equip}}$  : Débit d'équipements (m<sup>3</sup>/j).

$Q_{\text{max j}}$  : Débit maximal journalier (m<sup>3</sup>/j).

$Q_{\text{min j}}$  : Débit minimal journalier (m<sup>3</sup>/j).

$Q_{\text{max.j}}$ : Débit maximal journalier en (m<sup>3</sup>/j).

$Q_{\text{moy.j}}$  : Consommation moyenne journalière (m<sup>3</sup>/j).

$Q_{\text{moy j maj}}$  : Débit moyen journalier majoré (m<sup>3</sup>/j).

$Q_p$  = débit de pointe (l/s).

$Q_r$  : Débit en route (l/s).

$Q_s$  : Débit spécifique (l/s).

$Q_T$  : Débit transité par le tronçon (l/s).

$Q_1$  : Débit au point désiré.

$q_i$  : Dotation moyenne journalière [l/hab.j].

$Q_s$  : Débit spécifique (l/s).

Re : Nombre de Reynolds.

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

$R \cdot 2 \cdot 1000 \text{ m}^3$ : Deux réservoirs  $2 \cdot 1000 \text{ m}^3$ .

r : Pourcentage de rognage.

S : Section de la conduite de refoulement (m<sup>2</sup>).

$S_r$  : Surface de fond du réservoir.

T : Temps d'aller et retour de l'onde (s).

$T_a$  : Taux d'accroissement annuel de la population.

*Liste des symboles*

$T_u$  : Durée d'utilisation de la conduite.

$t$  : Temps de fonctionnement des pompes.

$t_f$  : Temps de fermeture.

$U$  : Nouveau volume du réservoir d'air.

$U_T$  : Volume totale du réservoir d'air.

$U_0$  : Volume du réservoir d'air initial.

$V$  : Vitesse d'écoulement (m/s).

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

$V_m$  : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie..

$V_T$  : Volume total du réservoir.

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

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

$V_1$  = Vitesse dans la tuyère.

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau.

$Z$  : Pression dans le réservoir d'air.

$Z_0$  : Pression absolue.

$\alpha$  : Coefficient de vieillissement de la conduite.

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

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

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

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

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

$\delta_0$  : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.

$\eta$  : Rendement de la pompe en %.

$\rho$  : Masse volumique de l'eau =  $1000 \text{ kg/m}^3$ .

$\Delta H_1$  : P de charge à la montée de l'eau.

$\Delta H_2$  : Perte de charge à la descente de l'eau.

$\Delta U$  : Variation de le volume du réservoir d'air.

$\sum L_i$  = Somme des Longueurs des tronçons du réseau.

## *Liste des symboles*

## Liste des Tableaux

<b>Tableau (I-1):</b> Les caractéristiques des deux forages.....	4
<b>Tableau (I-2):</b> Estimation de la population à différents horizon.....	5
<b>Tableau (I-3):</b> Estimation de la population à différents horizons pour les deux zones d'études.....	5
<b>Tableau (I-4):</b> Evaluation des besoins domestiques.....	6
<b>Tableau (I-5):</b> Evaluation des besoins scolaires.....	6
<b>Tableau (I-6):</b> Evaluation des besoins administratifs.....	7
<b>Tableau (I-7):</b> Evaluation des besoins sanitaires.....	7
<b>Tableau (I-8):</b> Evaluation des besoins socioculturels.....	7
<b>Tableau (I-9):</b> Evaluation des besoins artisanaux et commerciaux.....	7
<b>Tableau (I-10):</b> Evaluation des besoins d'arrosage.....	8
<b>Tableau (I-11):</b> Récapitulation des besoins des équipements actuels.....	8
<b>Tableau (I-12):</b> Récapitulation des besoins à l'horizon 2040.....	8
<b>Tableau (I-13):</b> Majoration de la consommation journalière ( $Q_{moyj}$ ) à l'horizon 2040.....	9
<b>Tableau (I-14):</b> Variation de la consommation journalière à l'horizon 2040.....	10
<b>Tableau (I-15):</b> Valeurs du coefficient $\beta_{max}$ en fonction du nombre d'habitants.....	10
<b>Tableau (I-16):</b> Valeurs du coefficient $K_{max_h}$ pour les deux zones.....	11
<b>Tableau (I-17):</b> Valeurs du coefficient $\beta_{min}$ en fonction du nombre d'habitants.....	11
<b>Tableau (I-18):</b> Valeurs du coefficient $K_{minh}$ pour les deux zones.....	11
<b>Tableau(I.19) :</b> Consommation maximale et minimale horaires.....	12
<b>Tableau (I-20):</b> Répartition des débits horaires en pourcentage et du nombre d'habitants.....	13
<b>Tableau (I-21):</b> Variation du débit horaire pour les deux zones.....	14
<b>Tableau (II-1) :</b> Calcul de la capacité du réservoir de la zone I.....	22
<b>Tableau (II-2) :</b> Calcul de la capacité des réservoirs de la zone II.....	23
<b>Tableau (III-1) :</b> Détermination de la HMT entre le forage de DJIMAR et le réservoir 2*1000.....	40
<b>Tableau (III-2) :</b> Frais d'exploitation du forage de DJIMAR.....	41
<b>Tableau (III-3) :</b> Frais d'amortissement de la conduite.....	41

<b>Tableau (III-4) : Bilan global des frais</b> .....	41
<b>Tableau (III-5) : Détermination de la HMT entre le forage de MERTINI et le réservoir 2*1000</b> .....	42
<b>Tableau (III-6) : Frais d'exploitation du forage de MERTINI</b> .....	43
<b>Tableau (III-7) : Frais d'amortissement de la conduite</b> .....	43
<b>Tableau (III-8) : Bilan global des frais</b> .....	43
<b>Tableau (IV-1) : Tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température</b> .....	58
<b>Tableau (IV-2) : Recherche des points homologues du point désiré de la pompe DJIMAR</b> ...	60
<b>Tableau (IV-3) : Bilan des frais d'exploitation</b> .....	62
<b>Tableau (IV-4) : Recherche des points homologues du point désiré de la pompe MERTINI</b> .....	64
<b>Tableau (IV-5) : Bilan des frais d'exploitation</b> .....	66
<b>Tableau (V-1) : Calcul des valeurs maximales du coup de bélier</b> .....	77
<b>Tableau (V-2) : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air</b> .....	81
<b>Tableau (VI-1) : Calcul des débits et diamètres de la zone de M'ZAIR</b> .....	89
<b>Tableau (VI-2) : Etat des nœuds du réseau de la zone de M'ZAIR après simulation</b> .....	90
<b>Tableau (VI-3) : Etat des arcs du réseau de la zone de M'ZAIR</b> .....	91
<b>Tableau (VI-4) : Etat des nœuds du réseau de la zone de M'ZAIR après deuxième simulation</b> .....	93
<b>Tableau (VI-5) : Etat des nœuds du réseau de la zone de M'ZAIR après la deuxième simulation</b> .....	94
<b>Tableau (VI-6) : Calcul des débits et diamètres de la zone d'EL KANNER</b> .....	95
<b>Tableau (VI-7) : Etat des nœuds du réseau de la zone d'EL KANNER après simulation</b> .....	99
<b>Tableau (VI-8) : Etat des arcs du réseau de la zone d'EL KANNER</b> .....	102
<b>Tableau (VI-9) : Etat des nœuds du réseau de la zone d'EL KANNER après la deuxième simulation</b> .....	108
<b>Tableau (VI-10) : Etat des arcs du réseau de la zone d'EL KANNER après la deuxième simulation</b> .....	111
<b>Tableau (VI-11) : Etat des arcs du réseau de la zone de M'ZAIR après la simulation sans débit d'incendie</b> .....	116

<b>Tableau (VI-12) : Etat des nœuds du réseau de la zone de M'ZAIR après la simulation sans débit d'incendie.....</b>	<b>116</b>
<b>Tableau (VI-13) : Etat des arcs du réseau de la zone d'EL KANNER la simulation sans débit d'incendie.....</b>	<b>116</b>
<b>Tableau (VI-14) : Etat des nœuds du réseau de la zone d'EL KANNER après la simulation sans débit d'incendie.....</b>	<b>116</b>
<b>Tableau (VI-15) : Les nouvelles caractéristiques des arcs du réseau de la zone de M'ZAIR après la simulation avec débit d'incendie.....</b>	<b>117</b>
<b>Tableau (VI-16) : Les nouvelles caractéristiques des nœuds du réseau de la zone de M'ZAIR après la simulation avec débit d'incendie.....</b>	<b>117</b>
<b>Tableau (VI-17) : Les nouvelles caractéristiques des arcs du réseau de la zone d'EL KANNER après la simulation avec débit d'incendie.....</b>	<b>117</b>
<b>Tableau (VI-18) : Les nouvelles caractéristiques des nœuds du réseau de la zone d'EL KANNER après la simulation avec débit d'incendie .....</b>	<b>117</b>

## Liste des figures

<i>Figure (I-1): Carte administrative de Wilaya de JIJEL.....</i>	<i>3</i>
<i>Figure (I-2): Carte représentative de la zone d'étude.....</i>	<i>3</i>
<i>Figure (II-1): Adduction avec chute libre.....</i>	<i>18</i>
<i>Figure (II-2): Adduction noyée.....</i>	<i>18</i>
<i>Figure (II-3): Conduite de la distribution.....</i>	<i>18</i>
<i>Figure (II-4): Conduite de trop-plein et vidange.....</i>	<i>19</i>
<i>Figure (II-5): Conduit BY-PASS.....</i>	<i>19</i>
<i>Figure (II-6): Système à deux prises. ....</i>	<i>20</i>
<i>Figure (II-7): Système à siphon.....</i>	<i>20</i>
<i>Figure (II-8): les types des chicanes.....</i>	<i>21</i>
<i>Figure (II-9):Schéma général de réservoir.....</i>	<i>24</i>
<i>Figure (III-1) : Schémas d'une adduction mixte.....</i>	<i>26</i>
<i>Figure (III-2) : Moyens de raccords électro soudables.....</i>	<i>29</i>
<i>Figure (III-3) : Les étapes du soudage bout à bout.....</i>	<i>29</i>
<i>Figure (III-4) : Les outils et la forme de soudure bout à bout.....</i>	<i>30</i>
<i>Figure (III-5) : Raccordement des tubes PEHD aux matériaux traditionnels.....</i>	<i>30</i>
<i>Figure (III-6) : Robinet vanne à opercule.....</i>	<i>31</i>
<i>Figure (III-7): Robinet vanne papillon.....</i>	<i>31</i>
<i>Figure (III-8): ventouse.....</i>	<i>32</i>
<i>Figure (III-9): Clapet anti retour.....</i>	<i>32</i>
<i>Figure (III-10) : L'emplacement préférable des ventouses.....</i>	<i>33</i>
<i>Figure (III-11) : Schéma global d'adduction.....</i>	<i>39</i>
<i>Figure (IV-1) : Les types des pompes selon la forme de la roue.....</i>	<i>45</i>
<i>Figure (IV-2) : Les courbes caractéristiques d'une pompe.....</i>	<i>47</i>

<i>Figure (IV-3) : Couplage des pompes en parallèle.....</i>	<i>48</i>
<i>Figure (IV-4) : Couplage des pompes en série.....</i>	<i>48</i>
<i>Figure (IV-5) : Point de fonctionnement d'une pompe.....</i>	<i>49</i>
<i>Figure (IV.6) : Point de fonctionnement d'une pompe par vannage.....</i>	<i>50</i>
<i>Figure (IV-7) : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.....</i>	<i>51</i>
<i>Figure (IV-8) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.....</i>	<i>52</i>
<i>Figure (IV-9) : Les trois types des roues.....</i>	<i>53</i>
<i>Figure (IV-10) : Image représentative d'une pompe centrifuge.....</i>	<i>54</i>
<i>Figure (IV.11): Équipements en amont et en aval de la pompe.....</i>	<i>55</i>
<i>Figure (IV-12) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge.....</i>	<i>57</i>
<i>Figure (IV-13) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression.....</i>	<i>57</i>
<i>Figure (IV-14) : Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage de DJIMAR.....</i>	<i>58</i>
<i>Figure (IV-15) : Recherche graphique du point homologue du point désiré de la pompe de DJIMAR.....</i>	<i>61</i>
<i>Figure (IV-16) : détermination du rognage de la roue pour la pompe de DJIMAR.....</i>	<i>62</i>
<i>Figure (IV-17) : Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage de MERTINI.....</i>	<i>65</i>
<i>Figure (V-1): Pose d'une canalisation dans un terrain ordinaire.....</i>	<i>68</i>
<i>Figure (V-2): Pose d'une canalisation en galerie.....</i>	<i>69</i>
<i>Figure (V-3): Pose d'une canalisation en traversée d'une route.....</i>	<i>69</i>
<i>Figure (V-4): Pose d'une canalisation en traversée d'une rivière.....</i>	<i>70</i>
<i>Figure (V-5) : Phases de propagation de l'onde du coup de bélier.....</i>	<i>73</i>
<i>Figure (V-6) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air.....</i>	<i>74</i>
<i>Figure (V-7): Cheminée d'équilibre.....</i>	<i>74</i>
<i>Figure (V-8): Soupape de décharge.....</i>	<i>75</i>
<i>Figure (V-9): Schéma d'un clapet by-pass.....</i>	<i>75</i>
<i>Figure (V-10):Schéma de principe d'une ventouse.....</i>	<i>76</i>
<i>Figure (V-11) : Principe de la construction de l'épure de Bergeron.....</i>	<i>78</i>

<i>Figure (V-12) : Epure de BERGERON.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure (V-13) : Variation de la pression absolue en fonction de temps.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure (V-14) : Variation des pressions en régime permanant et transitoire.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure (VI-1): Etat du réseau de la zone de M'ZAIR après simulation.....</i>	<i>92</i>
<i>Figure (VI-2): Etat du réseau de la zone d'EL KANNER après simulation.....</i>	<i>107</i>

## **Introduction générale**

L'eau est un élément essentiel à toute forme de vie, elle a toujours influencé la vie de l'homme et ses activités. Chaque développement d'une région dans tous les domaines dépend essentiellement du développement du secteur hydraulique, puisque celui-ci est lié à toutes les branches de l'économie.

L'Algérie est un pays dont les ressources en eau, sont limitées. Leur exploitation doit être, la plus rationnelle possible.

Pour satisfaire les demandes en eau potable, il faut suivre une meilleure gestion de ces ressources. Nous devons revoir les dimensionnements des réseaux afin qu'ils puissent fournir l'eau aux citoyens sans cesse.

Probablement, nous nous retrouvons, sur le terrain, face à des problèmes, tels que la coupure d'eau, les fuites et les pressions insuffisantes, qui ne reflètent nullement un bon fonctionnement des réseaux.

Dans ce cadre, le sujet de notre mémoire de fin d'études est l'alimentation en eau potable des villes EL KANNER et M' ZAIR W.JIJEL.

Les deux villes seront alimentées à partir de deux forages, l'un des deux est réalisé dans la région de DJIMAR, et l'autre dans la région de MERTINI.

On commencera notre étude par la description du site et l'estimation des besoins, suivant les données de l'APC d'EL KANNER, dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à long terme.

La deuxième partie concernera le dimensionnement des réservoirs de stockage en tenant compte des capacités des réservoirs existants.

La troisième partie, consistera essentiellement au dimensionnement des conduites d'adduction, en se basant sur les conditions d'ordre technique et économique.

La quatrième partie, portera sur le choix des pompes, dont le but est d'acheminer l'eau des forages vers les réservoirs de stockage,

Dans la cinquième partie, nous allons procéder un dimensionnement des différents diamètres des conduites du réseau de distribution, dont l'objectif est d'assurer un bon fonctionnement du réseau pour amener l'eau à toutes les catégories des consommateurs.

La sixième partie, sera consacré aux moyens utilisés dans la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier et la pose des conduites, et on finalisera par une conclusion générale.

# *Chapitre I*

## *Présentation du site et estimation des besoins*

## Introduction

Chaque agglomération est caractérisée par un nombre d'habitants et un régime de consommation, ce dernier permet de montrer la variation du débit de consommation en fonction du temps (annuelle, journalière ou horaire) qui varie selon le type des consommateurs, leurs exigences, leurs habitudes, développement sanitaire de l'agglomération, climat et la saison. Dans ce chapitre, on abordera une étude globale sur le développement démographique dans notre zone d'étude, ainsi que l'évaluation de la variation journalière et horaire du débit à consommer.

### I.1 Présentation du site

#### I.1.1 Reconnaissance du site

Le site objet de cette étude s'étale du Carrefour d'entrée en provenance de JIJEL sur la RN43 et prend fin à la limite administrative de la Commune de KENNAR avec la Commune de SIDI-ABDELAZIZ, cela signifie qu'on doit prendre en charge tout le tissu urbain et semi-urbain de la ville ainsi que les extensions existantes [1].

#### I.1.2 Situation administrative

Administrativement, la Commune d'EL-KENNAR NOUCHFI est rattachée à la Daïra de CHEKFA Wilaya de JIJEL.

#### I.1.3 Caractéristique climatique

La région est caractérisé par un climat de type méditerranée chaud et sec en été doux et humide en hiver, la pluviométrie moyenne annuelle est d'environ 1100 mm, la température moyenne varie entre 15° en hiver et 34° en été, les vents dominants sont ceux du nord est et du nord ouest [1].

#### I.1.4 Situation géographique

Géographiquement la ville d'EL-KANNAR est située au nord de la Wilaya de JIJEL sur la RN 43 JIJEL – CONSTANTINE, elle est limitée (Figure (**Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-1**)) [1] :

- **Au Nord** : par la mer méditerranée ;
- **Au Sud** : par la commune BORJ TAHAR ;
- **A l'Est** : par la commune de SIDI ABDELAZIZ ;
- **A l'Ouest** : par la commune de CHEKFA.

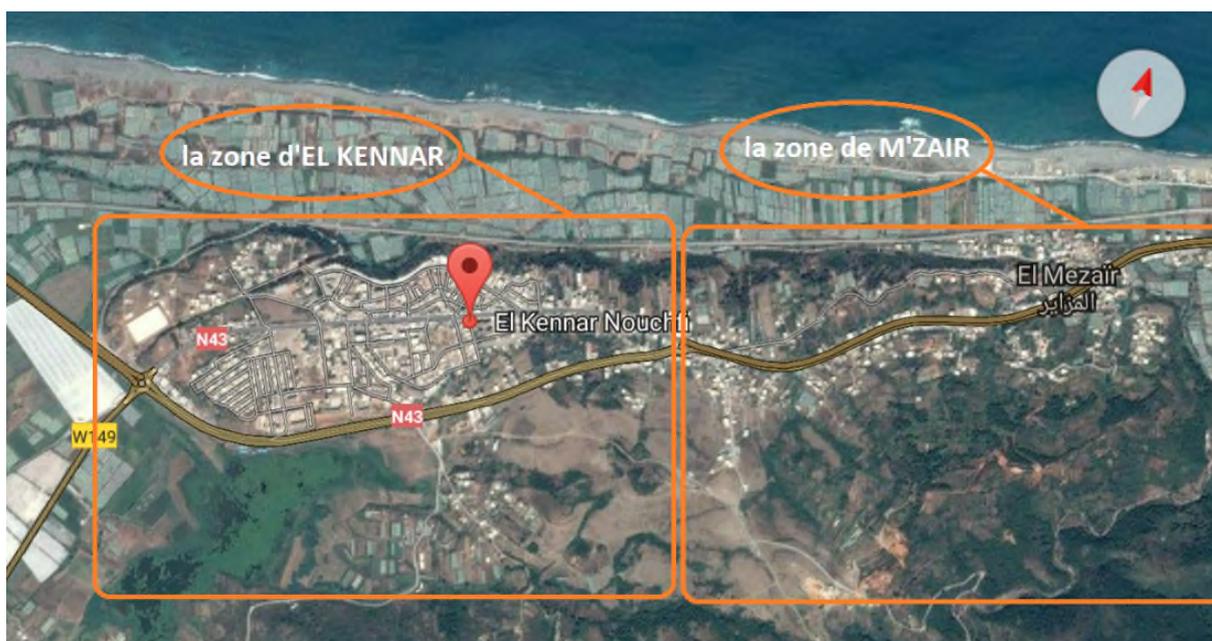


*Figure (I-1) : Carte administrative de Wilaya de JIJEL*

### I.1.5 Situation topographique

La commune d'EL KENNAR NOUCHFI dont l'altitude est 32 mètres, a les coordonnées géographiques suivantes [1] :

- Latitude : 36° 49' 27" Nord ;
- Longitude : 5° 57' 44" Est.



*Figure (I-2) : Carte représentative de la zone d'étude*

### I.1.6 Situation hydraulique

Actuellement la ville d'EL-KENNAR est alimentée par des eaux souterraines à partir de deux points d'eau [1]:

- Le premier point d'eau est un forage situé dans la localité de DJIMA ;
- Le second point est un puits appelé localement puits MERTINI.

D'après les informations collectées auprès du service d'entretien de la commune et confirmées par le service technique (subdivision de l'hydraulique CHEKFA), les caractéristiques hydrauliques des forages, et les caractéristiques techniques des Adductions sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

**Tableau (I-1): Les caractéristiques des deux forages**

Source	Longueur de refoulement (km)	Q (l/s)	Coordonnées géographiques	
F/DJIMAR	5,1	40	36° 48'04,94''N	5° 56'47,56''E
P/MERTINI	2,35	40	36° 49'41,66''N	5° 57'38,21''E

## I.2 Estimation des besoins en eau

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...etc).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...etc). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

### I.2.1 Evaluation de la population future

L'étude concernant l'estimation des besoins en eau reste liée au développement démographique et à l'élévation du niveau de vie. Donc l'estimation doit être faite en fonction de l'évaluation de la population à différents horizons.

D'après le recensement effectué par les services de l'APC en 2008, la population de la commune EL-KENNAR est de 10110 habitants.

Pour avoir cette estimation à l'horizon de 2040, nous pouvons utiliser la relation de la loi des accroissements finis donnée par :

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

Avec :

- $P_n$  : population future prise à l'horizon considéré ;
- $P_i$  : population de l'année de référence (hab) ;

- **T** : taux d'accroissement annuel de la population, (Ce taux est pris égal à 2% dans cette région [1] ) ;
- **n** : nombres d'années séparant l'année de référence de l'horizon considéré.

Dans notre cas :

$$P_n = 10110 (1+2/100)^{32}$$

$$P_n = 19053 \text{ hab.}$$

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

**Tableau (I-2): Estimation de la population à différents horizons**

Année	Evolution de la Population (hab)
2008	10110
2017	12083
2030	15630
2040	19053

La topographie de la région, la densité de la population, sa dispersion, et les ressources existantes, nous imposent de diviser la région en deux zones :

- Zone n°1: EL KENNAR NOUCHFI ;
- Zone n°2: M'ZAIR.

**Tableau (I-3): Estimation de la population à différents horizons pour les deux zones d'études**

Année	2008	2017	2030	2040
Evaluation de la population de la zone I (hab)	6752	8070	10439	12723
Evaluation de la population de la zone II (hab)	3358	4014	5192	6329

## I.2.2 Evaluation de la consommation moyenne journalière

Pour estimer la consommation moyenne journalière, il faut choisir la dotation de l'agglomération en fonction de sa population :

- Commune rurale :
  - Une agglomération de moins de 2000 hab, la dotation est de 125 l/j /hab .
- Commune dont la population est supérieure à 2000 hab:
  - Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab ;
  - Ville de 20000 à 100000 hab. : 200 à 300 l/j/hab ;
  - Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

La consommation moyenne journalière est donnée par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{N_i * q_i}{1000} \quad (I-2)$$

Avec :

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

### I.2.2.1 Les besoins domestiques

**Tableau (I-4):** Evaluation des besoins domestiques

Zone	Année	Population	Dotation (l/hab.j)	Q.Moy.J (m <sup>3</sup> /j)
I	2008	6752	200	1350,40
	2017	8070	200	1614,00
	2030	10439	200	2087,8
	2040	12723	200	2544,6
II	2008	3358	200	671,6
	2017	4014	200	802,8
	2030	5192	200	1038,4
	2040	6329	200	1265,8
Total	2008	10110	200	2022,00
	2017	12083	200	2416,60
	2030	15630	200	3126,00
	2040	19053	200	3810,60

### I.2.2.2 Les besoins scolaires

Les besoins scolaires seront calculés en prenant la dotation égale à 15 l/j/élève.

**Tableau (I-5):** Evaluation des besoins scolaires

Zone	Equipments	Elèves	Dotation (l/ élève/j)	Q.Moy.J (m <sup>3</sup> /j)
I	Ecole	1260	15	18,9
	CEM	1400	15	21
	Lycée	800	15	12
	bibliothèque	400	15	6
II	Ecole	420	15	6,3
Total				64,2

**I.2.2.3 Les besoins administratifs****Tableau (I-6): Evaluation des besoins administratifs**

Zone	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
I	Siège A.P.C	Employé	120	15	1,80
	P.T.T	Employé	04	15	0,06
	Sûreté nationale	Agent	80	25	2,00
	Gendarmerie	Agent	60	25	1,50
II	Garde communale	Agent	60	25	1,50
Total					6,86

**I.2.2.4 Les besoins sanitaires****Tableau (I-7): Evaluation des besoins sanitaires**

Zone	Equipement	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>Moy,J</sub> (m <sup>3</sup> /j)
I	Centre de santé	150	10	1,50
II	Centre de santé	50	10	0,5
Total				2,00

**I.2.2.5 Les besoins socioculturels****Tableau (I-8): Evaluation des besoins socioculturels**

Zone	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>Moy,J</sub> (m <sup>3</sup> /j)
I	Mosquée	Fidèle	600	20	12
	Bibliothèque	Lecteur	400	15	6
	Centre culturel	Adhérent	250	15	3,75
	Salle omnisport	m <sup>2</sup>	4250	5	21,25
	Stade	Vestiaire	01	10000	10
II	Mosquée	Fidèle	400	20	8
	Centre de vacance	Visiteur	250	15	3,75
	Salle omnisport	m <sup>2</sup>	1000	5	5
Total					69,75

**I.2.2.6 Les besoins commerciaux****Tableau (I-9): Evaluation des besoins artisanaux et commerciaux**

Zone	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>Moy.J</sub> (m <sup>3</sup> /j)
I	Restaurant	Repas	400	30	12
	Cafés	Client	300	10	3
	Boutique	m <sup>2</sup>	200	3	0,6
	Boulangerie	Unité	5	500	25
	Boucherie	Unité	6	50	0,3
	Douche /pub	Unité	2	14000	28
	Abattoir	Unité	1	5000	5
	Station service	Unité	2	6000	12
II	Restaurant	Repas	240	30	7,2
	Cafés	Client	200	10	2
	Boutique	m <sup>2</sup>	90	3	0,27
	Boulangerie	Unité	2	500	1
	Boucherie	Unité	2	50	0,1
	Douche /pub	Unité	2	14000	28
	Huilerie	Unité	1	5000	5
	Station service	Unité	2	6000	12
Total					141,47

**I.2.2.7 Les besoins d'arrosage****Tableau (I-10): Evaluation des besoins d'arrosage**

Zone	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>Moy.J</sub> (m <sup>3</sup> /j)
I	Jardin public	m <sup>2</sup>	1500	5	7,5
II	Jardin public	m <sup>2</sup>	1000	5	5
Total					12,50

**I.2.3 Récapitulation de la consommation moyenne totale****Tableau (I-11): Récapitulation des besoins des équipements actuels**

Catégorie des besoins	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)		
	Zone I	Zone II	Total
Administratifs	5,36	1,5	6,86
Scolaires	57,9	6,3	64,2
Sanitaires	1,50	0,50	2,00
Commerciaux	85,9	55,57	141,47
Culturels	53	16,75	69,75
Arrosage	7,5	5	12,5
Total	211,16	85,62	296,78

Après l'étude détaillée des besoins, nous avons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon 2040.

**Tableau (I-12): Récapitulation des besoins à l'horizon 2040**

Catégorie des besoins	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)		
	Zone I	Zone II	Total
Domestiques	2544,6	1265,8	3810,40
Equipements	397,89	161,37	559,26
Total	2942,49	1427,17	4369,66

## I.2.4 Variation des débits de consommation

### I.2.4.1 Majoration de la consommation journalière ( $Q_{moy,j}$ )

Dans le but de compenser les fuites au niveau de la conduite d'adduction, et du réseau de distribution, qui varient selon le type des conduites, vétusté, la nature du terrain et la qualité d'entretien, nous optons pour une majoration de 20% ; donc le débit moyen journalier devient :

$$Q_{moy,j\ maj} = Kf * Q_{moy,j} \quad (I.3)$$

Avec :

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

**Tableau (I-13): Majoration de la consommation journalière ( $Q_{moy,j}$ ) à l'horizon 2040**

Zone	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)	Kf	$Q_{moy,j\ maj}$
Zone I	2942,49	1,2	3530,988
Zone II	1427,17	1,2	1712,604
Total	4369,66	1,2	5243,592

### I.2.4.2 Variation de la consommation journalière

Pendant l'année, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération, qui est utile pour le fonctionnement du système, et leur dimensionnement.

Au cours de la journée, la consommation en eau varie en présentant des maximums et des minimums, tel que :

$$Q_{max j} = K_{max j} * Q_{moy j maj} \quad (I.4)$$

$$Q_{min j} = K_{min j} * Q_{moy j maj} \quad (I.5)$$

Avec :

- $Q_{max j}$  : débit maximal journalier en  $m^3/j$  ;
- $Q_{min j}$  : débit minimal journalier en  $m^3/j$  ;
- $K_{max j}$  : 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, un coefficient  $K_{max j} = 1.3$  ;
- $K_{min j}$  : coefficient d'irrégularité min qui varie entre 0.7 et 0.9, on prendra  $K_{min j} = 0.8$ .

**Tableau (I-14):** Variation de la consommation journalière à l'horizon 2040

Zones	$Q_{moy j, maj} (m^3/j)$	$K_{max j}$	$K_{min j}$	$Q_{max j} (m^3/j)$	$Q_{min j} (m^3/j)$
Zone I	3530,988	1,3	0,8	4590,2844	2824,7904
Zone II	1712,604	1,3	0,8	2226,3852	1370,0832
Total	5243,592	1,3	0,8	6816,6696	4194,8736

#### 1.2.4.3 Variation de la consommation horaire

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

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

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire durant la journée, il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{max h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (I.6)$$

Avec :

- $\alpha_{max}$  : Coefficient qui tient compte du confort, des équipements de l'agglomération et du régime du travail ; il dépend du niveau du développement local  $\alpha_{max} \in [1,2 - 1,5]$  pour notre cas on prend  $\alpha_{max} = 1,2$  ;
- $\beta_{max}$  : Coefficient lié à l'accroissement de la population, sa valeur est obtenue à partir du tableau suivant :

**Tableau (I-15):** Valeurs du coefficient  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
$\beta_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Le nombre d'habitants total de la zone d'étude est 19053 habitants, donc la valeur de  $\beta_{\max} = 1,2$ .

**Tableau (I-16): Valeurs du coefficient  $K_{\max h}$  pour les deux zones**

Zone	Nombre d'habitant	$\alpha$ max	$\beta$ max	$K_{\max h}$
Zone I	12723	1,2	1,27	1,524
Zone II	6329	1,2	1,39	1,668
Total	19053	1,2	1,2	1,44

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

#### I.2.4.3.b Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{\min h}$ )

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

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (\text{I.7})$$

Avec :

- $\alpha_{\min}$  : Coefficient qui tient compte du confort, des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend  $\alpha_{\min} = 0,5$ .
- $\beta_{\min}$  : Dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivant :

**Tableau (I-17): Valeurs du coefficient  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitants**

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

Le nombre d'habitants total de la zone d'étude est 19053 habitants, donc la valeur de  $\beta_{\min} = 0,5$ .

**Tableau (I-18): Valeurs du coefficient  $K_{\min h}$  pour les deux zones**

Zone	Nombre d'habitant	$\alpha_{\min}$	$\beta_{\min}$	$K_{\min h}$
Zone I	12723	0.5	0.43	0.215
Zone II	6329	0.5	0.26	0.13
Total	19053	0.5	0.5	0.25

#### I.2.4.3.c Débit moyen horaire

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

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\text{max},j} / 24 \quad (\text{I.8})$$

Avec :

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

**I.2.4.3.d Débit maximum horaire**

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

$$Q_{\max h} = Q_{\text{moy } h} * K_{\max h} \quad (\text{I.9})$$

Avec :

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

**I.2.4.3.e Débit minimal horaire**

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

$$Q_{\min h} = Q_{\text{moy } h} * K_{\min h} \quad (\text{I.10})$$

Avec :

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

**Tableau (I-19) : Consommation maximale et minimale horaires**

Zone	Nombre d'habs	$K_{\max h}$	$K_{\min h}$	$Q_{\max j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$Q_{\text{moy } h}$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	$Q_{\max h}$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	$Q_{\min h}$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )
Zone I	12723	1,524	0,215	4590,2844	191,26	291,48	41,12
Zone II	6329	1,668	0,13	2226,3852	92,77	154,73	12,06
Total	19053	1,44	0,25	6816,6696	284,03	409	71

**I.2.4.3.f Evaluation de la consommation horaire**

Le débit horaire d'une agglomération est lié directement à l'importance et le nombre de ses habitants. On trouve dans le tableau suivant la répartition horaire du débit maximal journalier dans les heures de la journée, en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau (I-20): Répartition des débits horaires en pourcentage et du nombre d'habitants**

Heures	Nombre d'habitants (hab)				Agglomération rurale
	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1

**Tableau (I-20): Répartition des débits horaires en pourcentage et du nombre d'habitants (suite et fin)**

3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,25	3
5-6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	4,20	3,5
9-10	5,5	6,25	4,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	3,75	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1
	100	100	100	100	100

**Remarque :**

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Le débit horaire est obtenu par la formule suivante :

$$Q_h = P * Q_{max,j} / 100 \quad (I.11)$$

Avec :

- $Q_{max,j}$  : débit maximal journalier ( $m^3/J$ );
- $P$  : pourcentage horaire.

**Tableau (I-21):** Variation du débit horaire pour les deux zones

(h)	Zone I		Zone II	
	$Q_{\max,j} = 4590,28 \text{ (m}^3/\text{J)}$		$Q_{\max,j} = 2226,39 \text{ (m}^3/\text{J)}$	
	%	(m <sup>3</sup> /h)	%	(m <sup>3</sup> /h)
0-1	1,5	68,8542	1	22,2639
1-2	1,5	68,8542	1	22,2639
2-3	1,5	68,8542	1	22,2639
3-4	1,5	68,8542	1	22,2639
4-5	2,5	114,757	2	44,5278
5-6	3,5	160,6598	3	66,7917
6-7	4,5	206,5626	5	111,3195
7-8	5,5	252,4654	6,5	144,71535
8-9	<b>6,25</b>	<b>286,8925</b>	6,5	144,71535
9-10	<b>6,25</b>	<b>286,8925</b>	5,5	122,45145
10-11	<b>6,25</b>	<b>286,8925</b>	4,5	100,18755
11-12	<b>6,25</b>	<b>286,8925</b>	5,5	122,45145
12-13	5	229,514	<b>7</b>	<b>155,8473</b>
13-14	5	229,514	<b>7</b>	<b>155,8473</b>
14-15	5,5	252,4654	5,5	122,45145
15-16	6	275,4168	4,5	100,18755
16-17	6	275,4168	5	111,3195
17-18	5,5	252,4654	6,5	144,71535
18-19	5	229,514	6,5	144,71535
19-20	4,5	206,5626	5	111,3195
20-21	4	183,6112	4,5	100,18755
21-22	3	137,7084	3	66,7917
22-23	2	91,8056	2	44,5278
23-24	1,5	68,8542	1	22,2639
total	<b>100</b>	4590,28	<b>100</b>	2226,39

Donc le débit de pointe horaire est situé entre 08h00 et 12h00 du matin pour la zone I et entre 12h00 et 14h00 pour la zone II:

$$Q_{pI} \text{ (m}^3/\text{h)} = 286,89 \text{ m}^3/\text{h} = 79,68 \text{ l/s};$$

$$Q_{pII} \text{ (m}^3/\text{h)} = 155,85 \text{ m}^3/\text{h} = 43,29 \text{ l/s}.$$

### I.3 Conclusion

Dans ce chapitre on a abordé une analyse sur le développement démographique des zones d'étude avec population totale de 19053 habitants, 12723 habitants pour la zone I et 6329 habitants pour la zone II à l'horizon 2040. L'étude de variation de la consommation indique les débits maximaux journaliers ( $Q_{\max,j,I}=4590,28 \text{ m}^3/\text{j}$  ;  $Q_{\max,j,II}=2226,39 \text{ m}^3/\text{j}$ ) et les valeurs de débit de pointe ( $Q_{p,I}=79,68 \text{ l/s}$  ;  $Q_{p,II}=43,29 \text{ l/s}$ ) seront la base de dimensionnement du réseau. Les sources existantes, qui ont un débit de 80 l/s assurent le débit de consommation qui est de 78,896 l/s, sans aucun risque de déficit d'eau en 2040.

# *Chapitre II*

## *Réservoirs*

## II.1 Introduction

Le réservoir est un ouvrage de liaison entre le régime de production et le régime de consommation, on le retrouve très fréquemment entre les ouvrages de captage et d'adduction d'eau. Son 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.

Donc, le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire et le vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement du réseau.

## II.2 Rôle des réservoirs

La conception des réservoirs doit impérativement tenir compte les facteurs suivants [2]:

- Régularité dans la fonction de pompage ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Régularité de la pression ;
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée ;
- Maintenir l'eau à une température constante, et la préserver des contaminations ;
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.

## II.3 Exigence technique à satisfaire dans la construction d'un réservoir

Un réservoir doit satisfaire à différents impératifs [3]:

- La résistance : le réservoir doit assurer l'équilibre de tous les efforts qu'il subit sur toutes ses parties ;
- L'étanchéité : c'est le facteur essentiel que doit parfaire le réservoir, surtout pour la surface intérieure, afin d'éviter les fuites d'eau et les fissurations du réservoir ;
- La durabilité : les réservoirs doivent être couverts et construits en matériaux durables, à l'abri des contaminations, des eaux d'infiltration, des poussières ; il faut aussi conserver ses propriétés initiales après le contact avec l'eau.

## II.4 Classification des réservoirs

### II.4.1 Selon le matériau de construction

D'après la nature des matériaux, nous pouvons distinguer les réservoirs [2]:

- Métalliques ;
- En maçonnerie ;
- En béton (armé, ordinaire ou précontraint) ;
- En Stratifié Verre Résine.

### II.4.2 Selon leur position par rapport au sol

Nous pouvons distinguer les réservoirs [2]:

- Enterré ;
- Semi-enterré ;
- Sur sol ;
- Sur tour (château d'eau).

### II.4.3 Selon la forme géométrique

- Circulaires ;
- Rectangulaires ;
- De forme quelconque (sphérique, conique,...etc).

### II.4.4 Selon leur fonction

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- Réservoir d'équilibre tampon (mise en charge où brise charge) ;
- Réservoir ou bache de reprise ;
- Réservoir de traitement.

## II.5 Emplacement des réservoirs

On rencontre souvent des difficultés à l'emplacement du réservoir, pour cela on est amené à prendre en considération les facteurs suivants [2]:

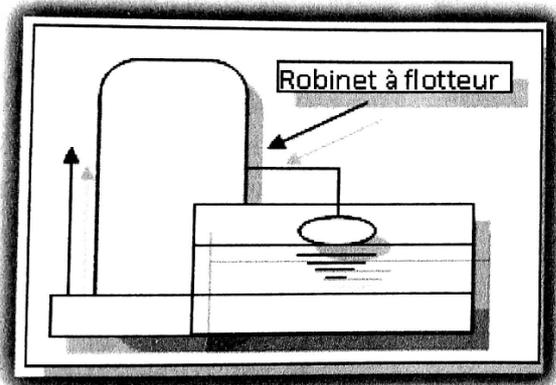
- Le point le plus bas à alimenter ;
- L'altitude du réservoir doit se situer à un niveau supérieur à celui du réseau ;
- évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point le plus haut à desservir ;
- un château d'eau au centre de l'agglomération permet de réduire les pertes de charge et les diamètres.

## II.6 Les équipements des réservoirs

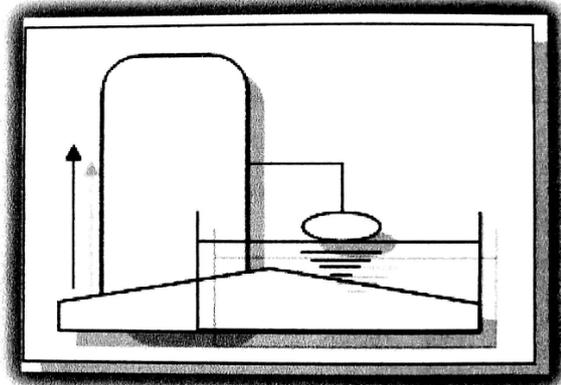
Le réservoir doit être équipé convenablement par les équipements suivants [2]:

### II.6.1 Conduite d'alimentation ou d'adduction

Au niveau de toutes les cuves des réservoirs, l'adduction s'effectue par sur versement, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, cette conduite occupe le remplissage de réservoir, (Figures (II-1) et (II-2)).



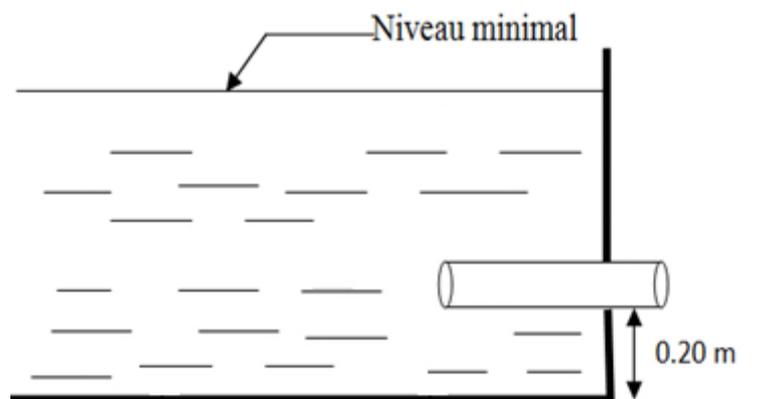
*Figure (II-1): Adduction avec chute libre*



*Figure (II-2): Adduction noyée*

### II.6.2 Conduite de distribution

Cette conduite véhicule le débit de distribution vers les agglomérations, son départ s'effectue à environ 20 cm au-dessus du radier pour éviter l'introduction des boues ou des sables qui peuvent se décanter dans la cuve, (Figure (II-3)) :



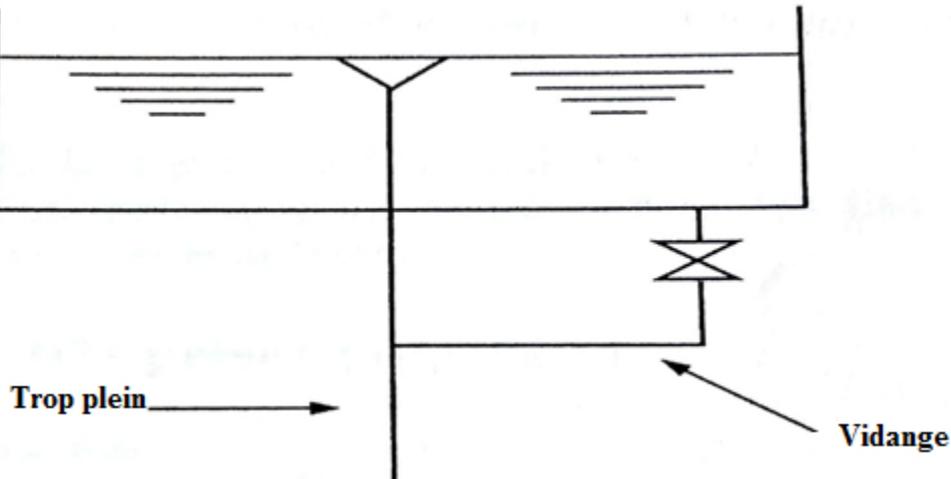
*Figure (II-3): Conduite de distribution*

### II.6.3 Conduite de trop-plein

Elle 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, elle joue le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

### II.6.4 Conduite de vidange

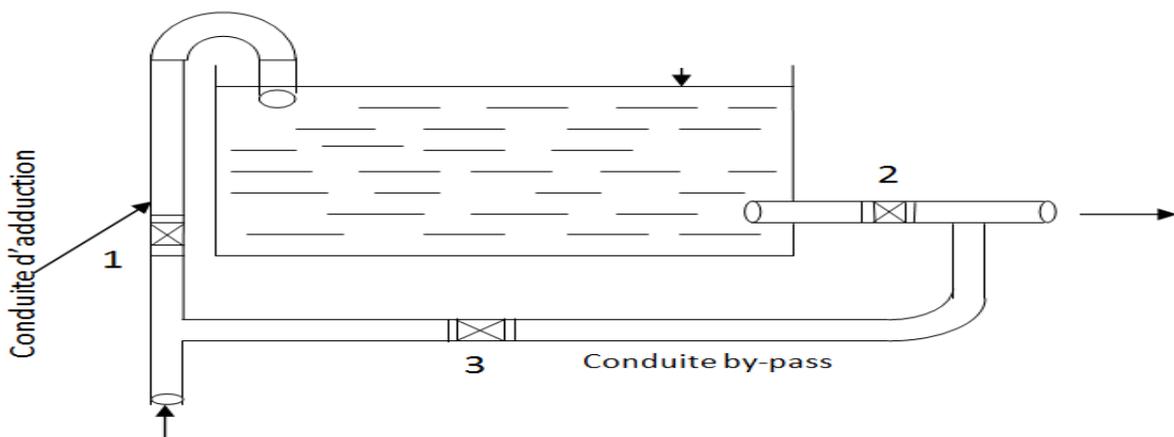
Cette conduite permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou réparation, elle se trouve au point le plus bas du réservoir, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne, (Figure (II-4)).



*Figure (II-4): Conduite de trop-plein et vidange*

### II.6.5 Conduite BY-PASS

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution, elle a le rôle d'assurer la continuité de la distribution en cas de travaux de maintenance ou de vidange de la cuve, (Figure (II-5)):



*Figure (II-5): Conduit BY-PASS*

### II.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale pour préserver un certain volume au niveau du réservoir. Pour conserver sûrement une réserve permettant la lutte contre l'incendie, on a deux systèmes :

- Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable (en temps normal: 1 est fermée, la 2 est ouverte, en cas d'incendie il suffit d'ouvrir la 1) ;
- Système à siphon et évent qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie, l'évent du siphon interdit l'utilisation d'eau au dessous du niveau N-N tant

que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie), en cas normal : 3 et 1 sont ouvertes, la 2 est fermée ; en cas d'incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2, (Figures (II-6) et (II-7)):

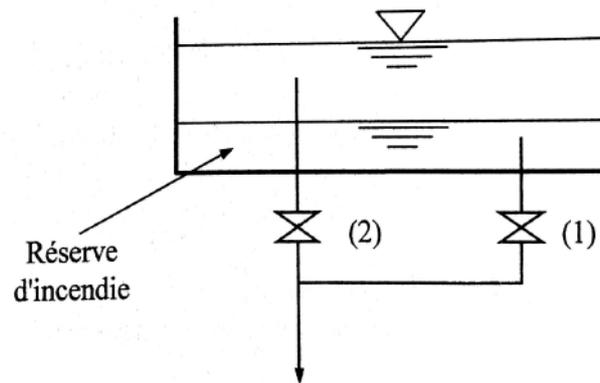


Figure (II-6): Système à deux prises

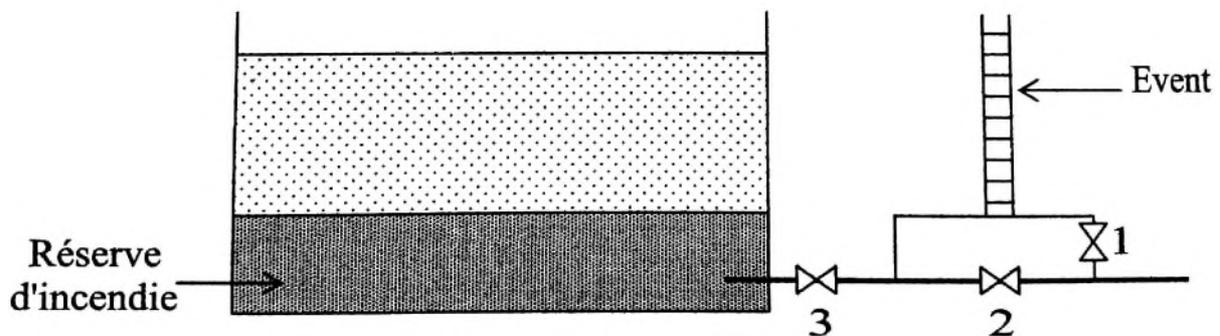


Figure (II-7): Système à siphon

## II.7 Normes de sécurité

### II.7.1 Mesures de sécurité dans la construction

Le réservoir est un ouvrage qui présente un certain nombre de risques pour le personnel d'exploitation. Pour cela, des précautions doivent être prises en compte, à savoir [4]:

- La conception des moyens d'accès et de circulation conformes aux normes ;
- Un dispositif d'aération pour éviter le risque d'asphyxie ;
- Les installations électriques doivent être bien protégées et isolées.

### II.7.2 Aménagement interne des réservoirs

Tout doit être fait pour éviter les zones mortes afin que le renouvellement de l'eau soit le plus homogène possible pour tout le volume. Pour les éviter, il faut [4]:

- Eloigner les points d'arrivée et de départ ;
- Casser les angles horizontaux et verticaux par des goussets ;
- Créer des chicanes (Figure (II-8)).

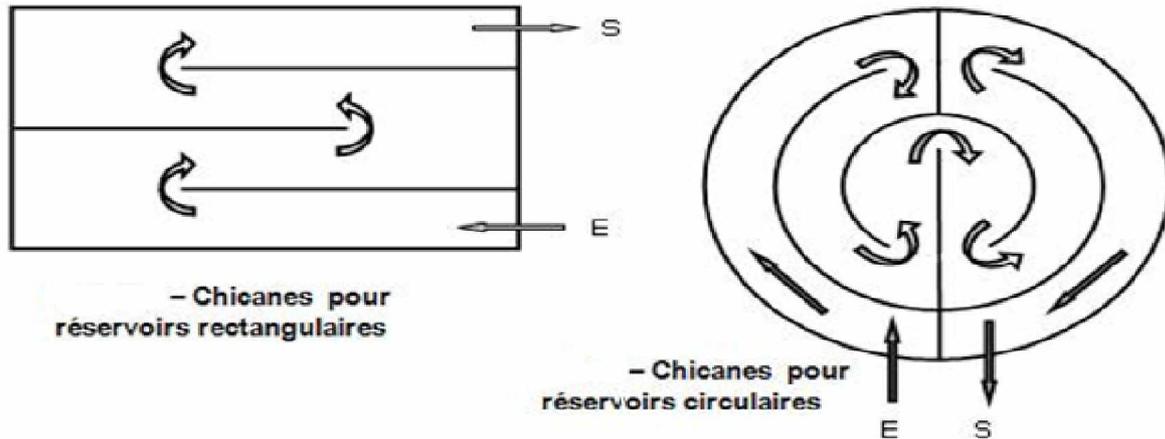


Figure (II-8): Types des chicanes

### II.7.3 Recommandation diverses

On cite les recommandations suivantes [5] :

- Limiter l'entrée de la lumière naturelle pour éviter les risques de formation des algues ;
- Éviter l'élévation de la température de l'eau par une bonne isolation thermique ;
- Aménager des évacuations pour les eaux pluviales ;
- La réfection du revêtement de la surface intérieure en contact avec l'eau potable ;
- Le renouvellement de la tuyauterie et de la robinetterie ;
- La séparation de la réserve d'eau et de la chambre à vannes.

### II.8 Détermination de la capacité du réservoir

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

Pour déterminer la capacité des réservoirs de notre projet, on va recourir à 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, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie.

La capacité maximale du réservoir se détermine par la formule suivante:

$$V_T = V_{inc} + V_u = V_{inc} + \frac{P\% * Q_{max.j}}{100} \quad (II.1)$$

Avec:

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

- $Q_{\max,j}$ : Débit maximal journalier en ( $m^3/j$ ).

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\min}| \quad (II.2)$$

- $P_{\max}$  : Résidu maximal dans le réservoir en (%).

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un autre réservoir ou non, les résultats sont représentés dans le tableau (II-1) :

**Tableau (II-1) : Calcul de la capacité du réservoir de la zone I**

Heures	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	$m^3/h$	%	$m^3/h$	%	%	%
0-1	4,16	190,95565	1,5	68,8542	2,66	-	2,66
1-2	4,16	190,95565	1,5	68,8542	2,66	-	5,32
2-3	4,16	190,95565	1,5	68,8542	2,66	-	7,98
3-4	4,16	190,95565	1,5	68,8542	2,66	-	10,64
4-5	4,16	190,95565	2,5	114,757	1,66	-	12,3
5-6	4,16	190,95565	3,5	160,6598	0,66	-	<b>12,96</b>
6-7	4,16	190,95565	4,5	206,5626	-	-0,34	12,62
7-8	4,16	190,95565	5,5	252,4654	-	-1,34	11,28
8-9	4,17	191,41468	6,25	286,8925	-	-2,08	9,2
9-10	4,17	191,41468	6,25	286,8925	-	-2,08	7,12
10-11	4,17	191,41468	6,25	286,8925	-	-2,08	5,04
11-12	4,17	191,41468	6,25	286,8925	-	-2,08	2,96
12-13	4,17	191,41468	5	229,514	-	-0,83	2,13
13-14	4,17	191,41468	5	229,514	-	-0,83	1,3
14-15	4,17	191,41468	5,5	252,4654	-	-1,33	-0,03
15-16	4,17	191,41468	6	275,4168	-	-1,83	-1,86
16-17	4,17	191,41468	6	275,4168	-	-1,83	-3,69
17-18	4,17	191,41468	5,5	252,4654	-	-1,33	-5,02
18-19	4,17	191,41468	5	229,514	-	-0,83	-5,85
19-20	4,17	191,41468	4,5	206,5626	-	-0,33	<b>-6,18</b>
20-21	4,17	191,41468	4	183,6112	0,17	-	-6,01
21-22	4,17	191,41468	3	137,7084	1,17	-	-4,84
22-23	4,17	191,41468	2	91,8056	2,17	-	-2,67
23-24	4,17	191,41468	1,5	68,8542	2,67	-	0
Total	100	<b>4590,28</b>	<b>100</b>	<b>4590,28</b>	-	-	-

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

$$P_{\max} = |12,96| + |-6,18| = 19,14\%$$

On a:  $Q_{\max,j} = 4590,28 m^3/j$ ;

Alors :  $V_u = 19,14/100 * 4590,28 = 878,58 \text{ m}^3$ .

On sait que :  $V_T = V_{inc} + V_u$ ;

Donc :  $V_T = 120 + 878,58 = 998,58 \text{ m}^3$ ;

Selon notre calcul nous avons trouvé un volume de stockage de  $998,58 \text{ m}^3$ , le réservoir existant a la même capacité ( $1000 \text{ m}^3$ ). Donc nous allons garder ce réservoir existant.

$H = [3 \text{ à } 6] \text{ m}$ , on prend  $H=5 \text{ m}$  ;

$$R = \sqrt{\frac{V}{\pi * H}} = \sqrt{\frac{1000}{3,14 * 5}} = 7,98 = 8 \text{ m}.$$

Donc :  $D = 16 \text{ m}$ .

**Tableau (II-2) : Calcul de la capacité des réservoirs de la zone II**

Heures	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	%	%	%
0-1	4,16	92,617824	1	22,2639	3,16	-	3,16
1-2	4,16	92,617824	1	22,2639	3,16	-	6,32
2-3	4,16	92,617824	1	22,2639	3,16	-	9,48
3-4	4,16	92,617824	1	22,2639	3,16	-	12,64
4-5	4,16	92,617824	2	44,5278	2,16	-	14,8
5-6	4,16	92,617824	3	66,7917	1,16	-	<b>15,96</b>
6-7	4,16	92,617824	5	111,3195	-	-0,84	15,12
7-8	4,16	92,617824	6,5	144,71535	-	-2,34	12,78
8-9	4,17	92,840463	6,5	144,71535	-	-2,33	10,45
9-10	4,17	92,840463	5,5	122,45145	-	-1,33	9,12
10-11	4,17	92,840463	4,5	100,18755	-	-0,33	8,79
11-12	4,17	92,840463	5,5	122,45145	-	-1,33	7,46
12-13	4,17	92,840463	7	155,8473	-	-2,83	4,63
13-14	4,17	92,840463	7	155,8473	-	-2,83	1,8
14-15	4,17	92,840463	5,5	122,45145	-	-1,33	0,47
15-16	4,17	92,840463	4,5	100,18755	-	-0,33	0,14
16-17	4,17	92,840463	5	111,3195	-	-0,83	-0,69
17-18	4,17	92,840463	6,5	144,71535	-	-2,33	-3,02
18-19	4,17	92,840463	6,5	144,71535	-	-2,33	-5,35
19-20	4,17	92,840463	5	111,3195	-	-0,83	-6,18
20-21	4,17	92,840463	4,5	100,18755	-	-0,33	<b>-6,51</b>
21-22	4,17	92,840463	3	66,7917	1,17	-	-5,34
22-23	4,17	92,840463	2	44,5278	2,17	-	-3,17
23-24	4,17	92,840463	1	22,2639	3,17	-	0
Total	100	<b>2226,39</b>	<b>100</b>	<b>2226,39</b>	-	-	-

D'après le Tableau (II-2) la valeur de (P%) :

$$P_{\max} = |15,96| + |-6,51| = 22,47\% ;$$

On a :  $Q_{\max,j} = 2226,39 \text{ m}^3/\text{j}$  ;

Alors :  $V_u = 22,47/100 * 2226,39 = 500,27 \text{ m}^3$ .

On sait que :

$$V_T = V_{\text{inc}} + V_u ;$$

Donc :  $V_T = 120 + 500,27 = 620,27 \text{ m}^3$  ;

Nous avons trouvé un volume de stockage de  $620,27 \text{ m}^3$ .

Comme nous avons un réservoir existant de  $1000 \text{ m}^3$ , nous allons utiliser ce dernier.

$H = [3 \text{ à } 6] \text{ m}$ , on prend  $H = 5 \text{ m}$  ;

Donc :  $D = 16 \text{ m}$  ;

La hauteur de réserves d'incendie :

$$H_{\text{inc}} = V_{\text{inc}} / S_r \tag{II.2}$$

$$H_{\text{inc}} = 120 / 200,96 = 0,6 \text{ m}$$

Avec:

- $H_{\text{inc}}$  : Hauteur de la réserve d'incendie ;
- $V_{\text{inc}}$  : Volume de la réserve d'incendie ;
- $S_r$  : Surface de fond du réservoir.

Le schéma suivant représente les différentes composantes du réservoir (Figure (II-9)):

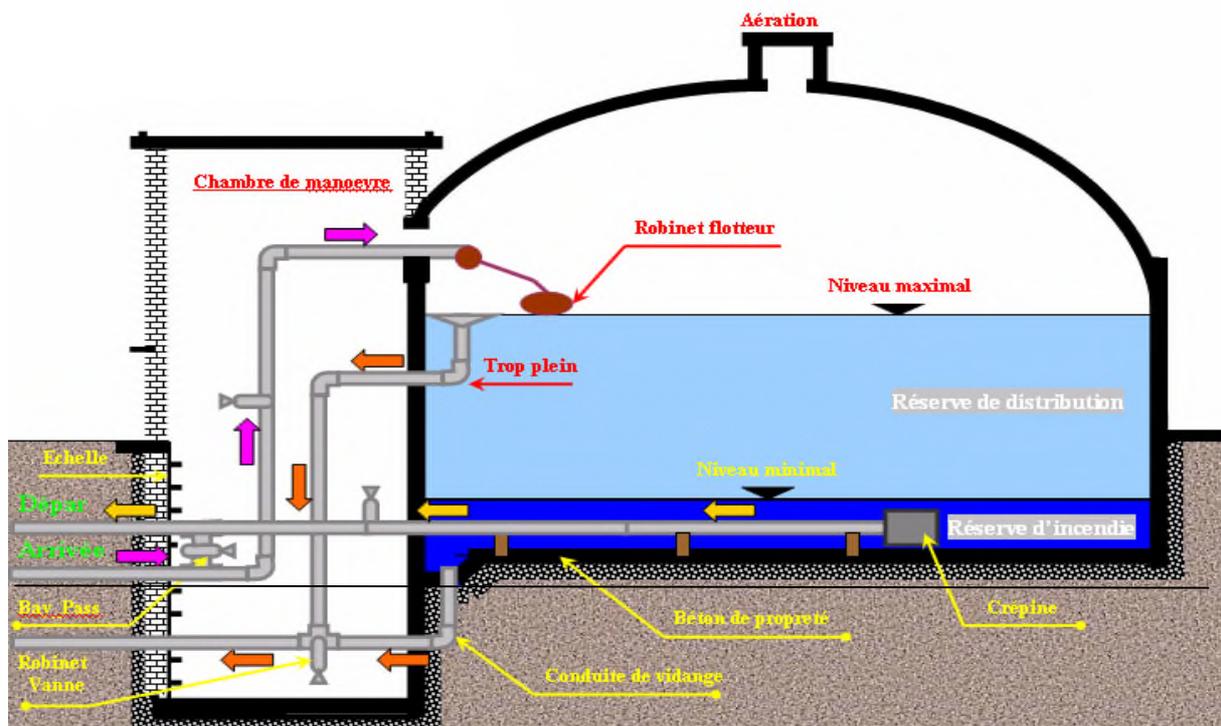


Figure (II-9) : Schéma général du réservoir

## **II.9 Conclusion**

Les réservoirs jouent un rôle important dans les infrastructures d'alimentation et de distribution de l'eau destinée à la consommation humaine et aux autres besoins des collectivités et des industries. Il faut donc les concevoir et les réaliser pour qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable.

C'est pour cela que dans notre étude, nous ne projetterons aucun réservoir, parce que les réservoirs existants sont en bon état et de capacité suffisante.

# *Chapitre III*

## *Adduction*

### III.1 Introduction

L'adduction est le transport des eaux à partir du point de captage vers les réservoirs de stockage ou de distribution, et celle-ci peut être effectuée soit par refoulement, soit par gravité suivant la nature du relief.

#### III.1.1 Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir d'accumulation, ce mode d'adduction ne fait intervenir que le travail de la pesanteur [6].

#### III.1.2 Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement [6].

#### III.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, donc c'est l'adduction mixte (Figure (III-1)) [7].

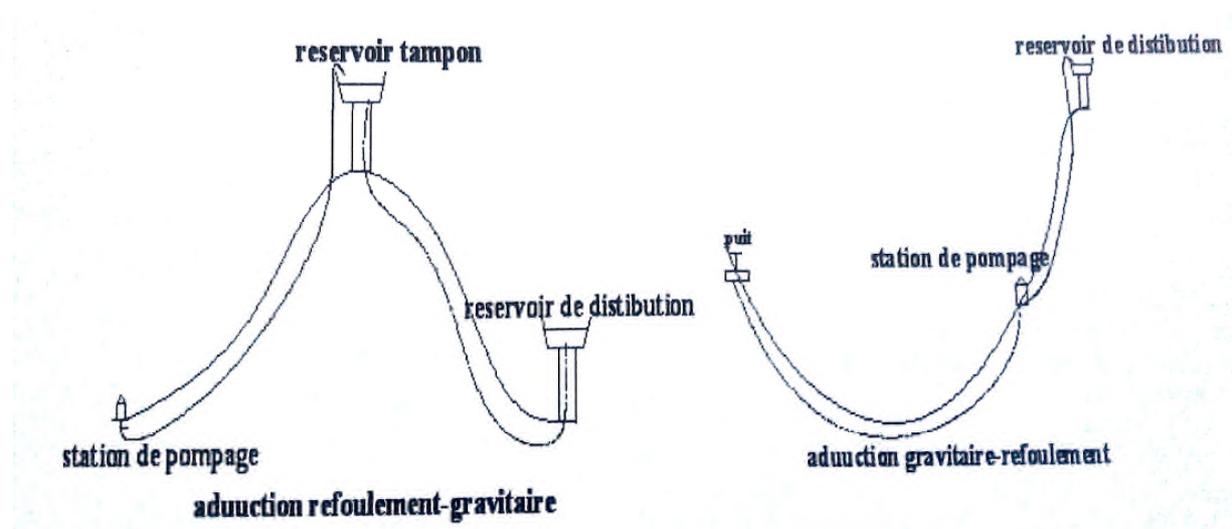


Figure (III-1) : Schémas d'une adduction mixte

## III.2 Quelques notions sur l'adduction

### III.2.1 Choix du tracé

Le tracé d'adduction est choisi selon certains facteurs d'ordre technique et économique [8] :

#### III.2.1.1 Conditions techniques

- Avoir un profil en long aussi régulier que possible, avec rampe orientée vers le réservoir d'accumulation ;
- Eviter les contres pentes qui peuvent donner lieu en exploitation, au point haut, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer ;
- Eviter autant que possible la traversée des obstacles,

#### III.2.1.2 Conditions économiques

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

En plus, il s'effectue aussi en respectant le mieux possible les conditions suivantes:

- Choisir le tracé le plus court et aussi direct que possible ;
- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et le transport du matériel ;
- Chercher à éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies, ferrées, oueds,...etc), ceci dans le but de faciliter l'accès pour l'entretien, les réparations et faciliter la détection des fuites ainsi que les vannes défectueuses.

### III.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 [2].

### III.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 [2].

### III.2.4 Choix des types des conduites

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de leur faisabilité technique et économique [9].

Sur le plan technique, cette faisabilité dépend de plusieurs exigences comme :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

Sur le plan économique, cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et de transport ;
- De la durée de vie ;
- De leur disponibilité sur le marché local.

Parmi les conduites les plus utilisées, on cite:

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

### **III.2.5 Assemblage et diamètre**

L'assemblage pour le PEHD se fait par trois techniques [10] :

#### ***III.2.5.1 Electro soudage***

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube, des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage permettant le raccordement de cette résistance à une source d'énergie (Figure (III-2)).

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, la tension est appliquée aux bornes du raccord.

La dissipation, par effet joule, de la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler.

Un mélange intime entre les PEHD du tube et du raccord assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube.



*Figure (III-2) : Moyens de raccords électro soudables*

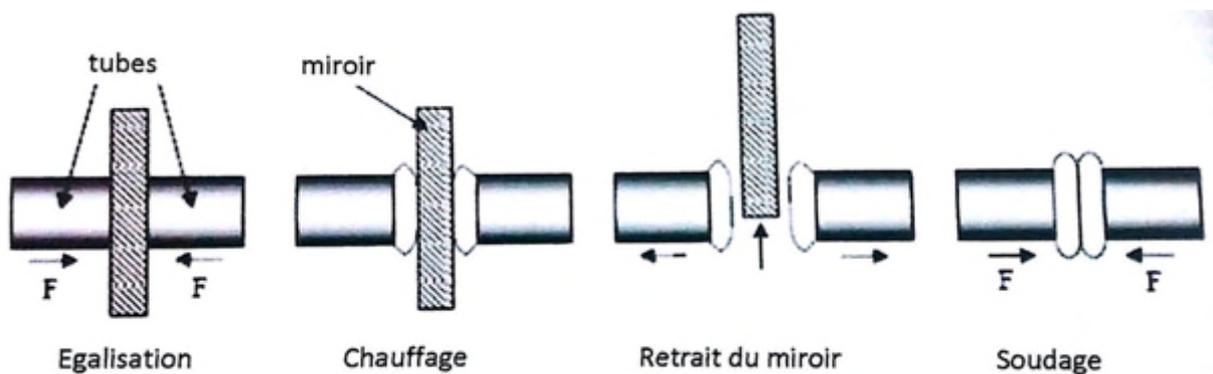
### **III.2.5.2 Soudage bout à bout**

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler, les tubes et raccords en PE d'épaisseurs identiques et d'indices de fluidité compatibles entre eux (entre 0,2 et 1,3 g/10 min).

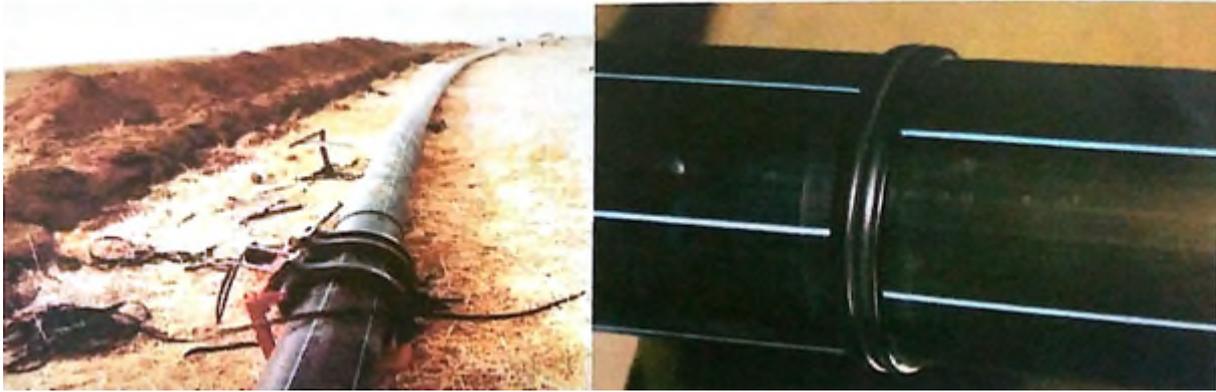
Ce procédé consiste à porter à la température de soudage, par un outil chauffant (miroir), les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression l'une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement.

Une bonne soudure bout à bout, exécutée correctement, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique, le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90 mm.

Les figures (III-3) et (III-4) nous donnent l'explication des étapes de soudage bout à bout :



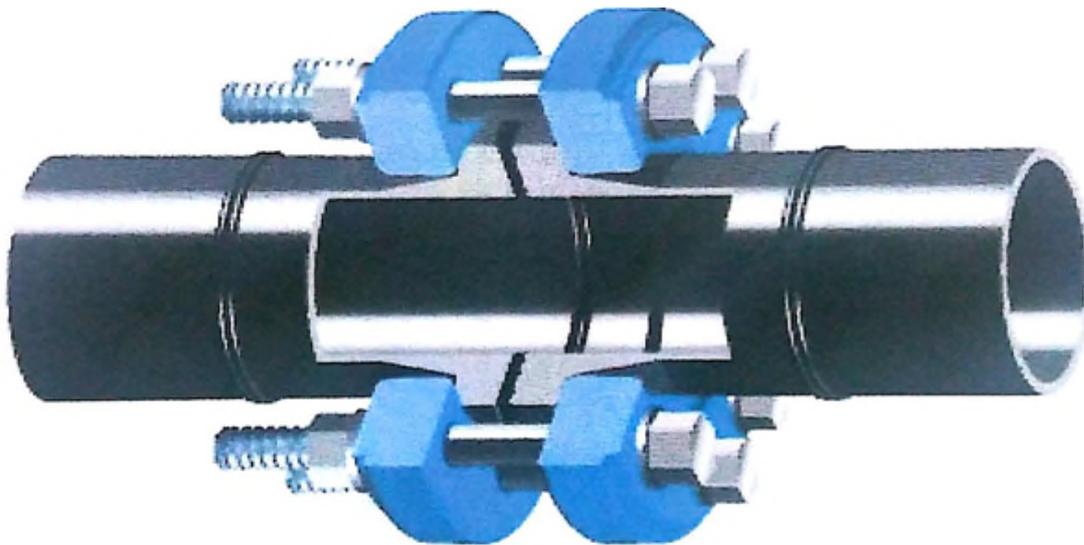
*Figure (III-3) : Les étapes du soudage bout à bout*



**Figure (III-4) :** Les outils et la forme de soudure bout à bout

### **III.2.5.3 Raccords mécaniques**

Ces raccords sont soit en matière plastique soit métallique, ils sont couramment utilisés jusqu'au DN 63 et existent dans des diamètres supérieurs. Leur domaine d'emploi est essentiellement celui du branchement (eau potable). Après coupe, ébavurage et chan-freinage du tube, le montage se fait tout simplement par emboîtement et serrage du raccord (Figure (III-5)).



**Figure (III-5) :** Raccordement des tubes PEHD aux matériaux traditionnels

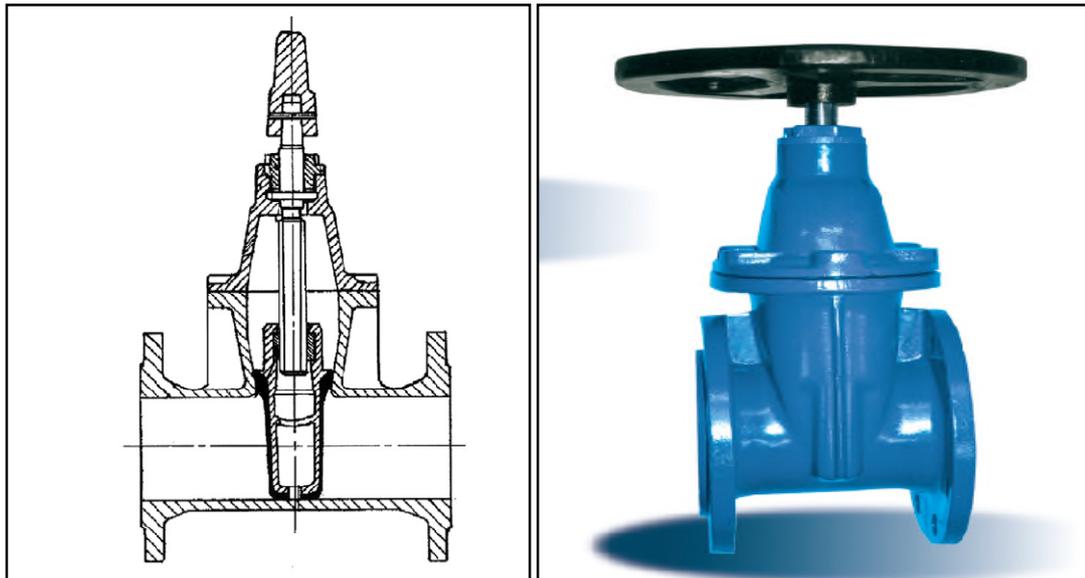
## **III.2.6 Organes et accessoires de l'adduction**

### **III.2.6.1 Organes de sectionnement**

Ils permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas des travaux de réparation, ainsi que le réglage du débit ; nous citons [11]:

#### **III.2.6.1.a Robinet vanne**

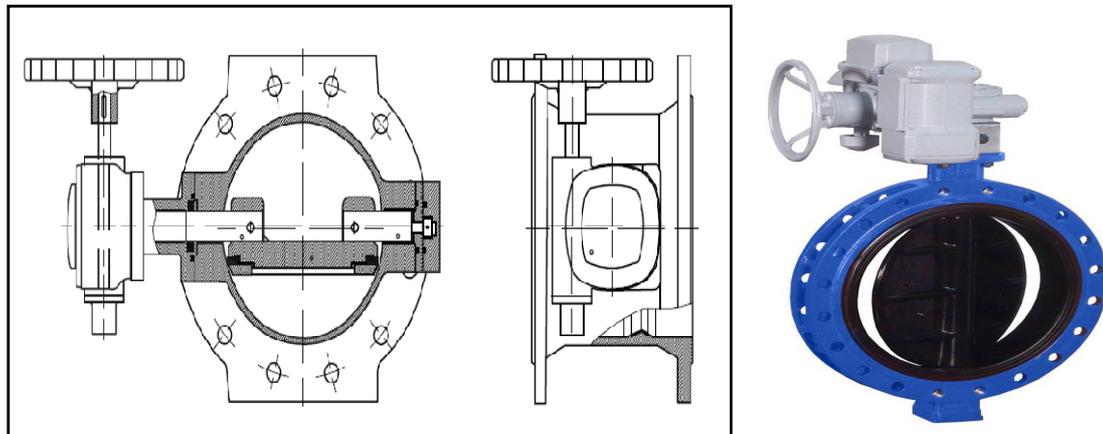
C'est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne, (Figure (III-6)) :



**Figure (III-6) : Robinet vanne à opercule**

### **III.2.6.1.b Robinet vanne papillon**

C'est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon, (Figure (III-7)):



**Figure (III-7): Robinet vanne papillon**

### **III.2.6.2 Organes de protection**

Ils permettent la protection des conduites de divers phénomènes qui se produisent au niveau des canalisations [11].

#### **III.2.6.2.a Ventouse**

Elle sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Les ventouses sont placées aux points hauts des canalisations, (Figure (III-8)):

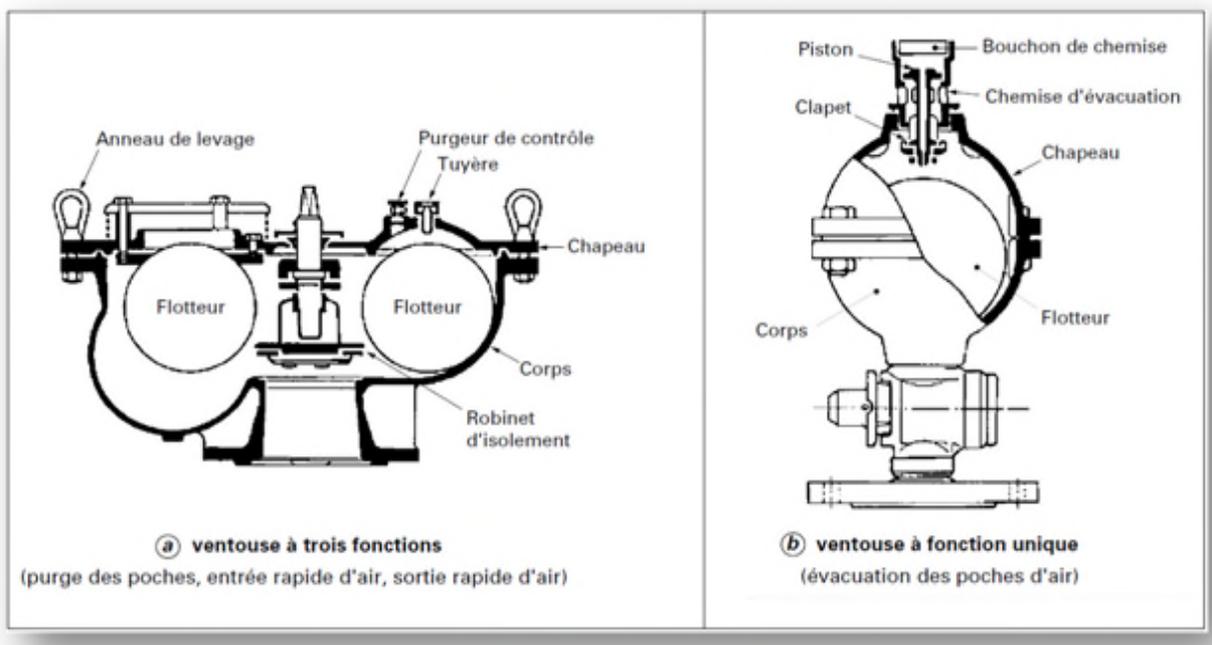


Figure (III-8): Ventouses

**III.2.6.2.b Clapet**

Il est destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé, (Figure (III-9)):

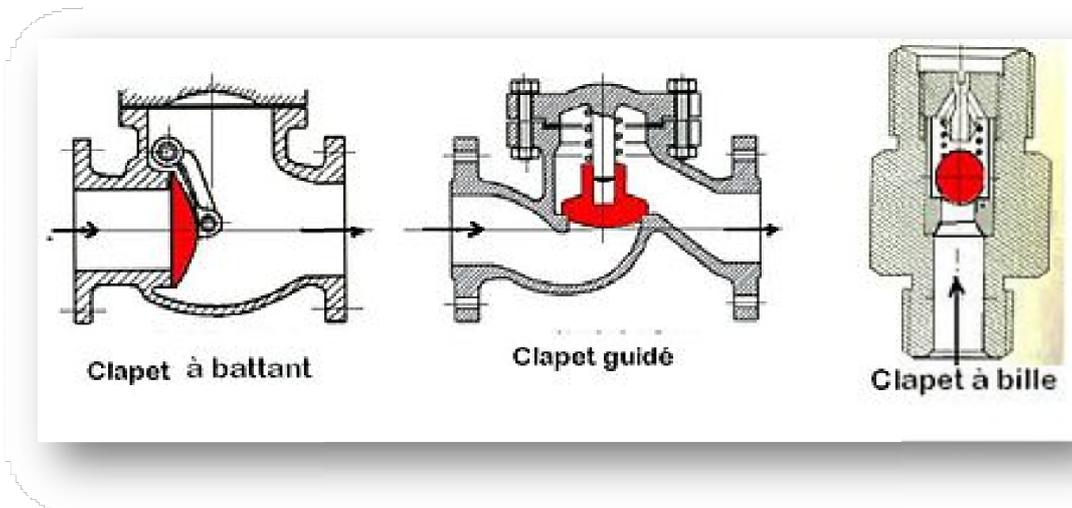


Figure (III-9): Clapet anti retour

**III.2.6.2.c Vanne de vidange**

Elle joue le même rôle que la ventouse, mais se place aux points bas des canalisations.

**III.2.6.3 Organes de régulation**

Ils permettent la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval, on cite [11]:

**III.2.6.3.a Vanne de régulation du débit**

Elle limite et stabilise le débit d'une valeur de consigne constante quelles que soient les variations de pression amont et aval.

**III.2.6.3.b Vanne de régulation de la pression amont**

Elle 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.

**III.2.6.3.d Vanne de régulation de la pression aval**

Son but est de fournir une pression constante à l'aval.

**III.2.6.4 Organes de branchement**

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

**III.2.6.4.a Les coudes**

Ils sont destinés pour le changement de direction.

**III.2.6.4.b Les tés**

Ils raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale.

**III.2.6.4.c Les cônes**

Ils joignent des conduites de diamètres différentes.

**III.2.7 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).

**III.2.8 L'air dans la tuyauterie**

Le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure (III-10), le profil d'une adduction présentant plusieurs points bas et de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts, d'où la nécessité [12]:

- 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.

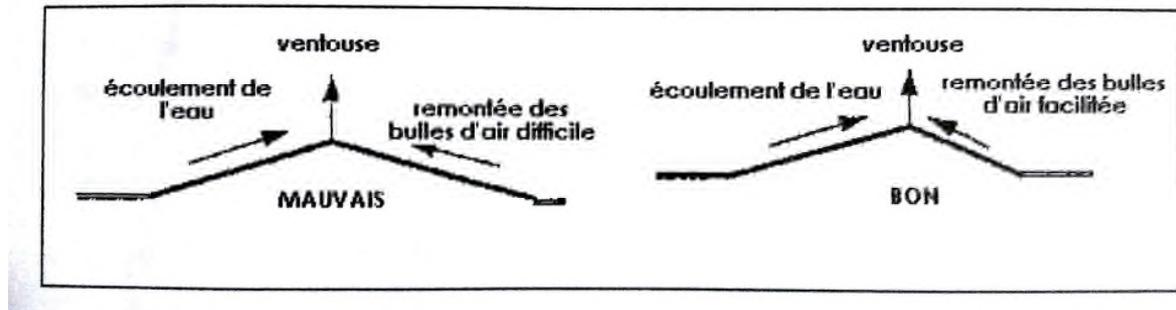


Figure (III-10) : Emplacement préférable des ventouses

### III.2.9 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.

### III.3 Etude Technico-économique

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur [2]:

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

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 ;
- Les pertes de charge.

#### III.3.1 Calcul du diamètre économique

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

- Formule de BONNIN :  $D = \sqrt{Q}$  (III.1)

- Formule de BRESS :  $D = 1,5 \sqrt{Q}$  (III.2)

Avec :

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

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

### III.3.2 Calcul de la vitesse

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

$$V = (4 * Q) / (\pi * D^2) \quad (\text{III.3})$$

Avec :

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

### III.3.3 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours ; on distingue :

#### III.3.3.1 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** :

$$H_L = J * L = \lambda * (L/D_{int}) * (V^2 / 2g) \quad (\text{III.4})$$

$$J = (8 * \lambda * Q^2) / (\pi^2 * g * D^5) \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- J : Pertes de charge unitaire en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m) ;
- L : Longueur de la conduite ;
- $D_{int}$  : Diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- Q : Débit transitant dans la conduite en (m<sup>3</sup>/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s<sup>2</sup>) ;
- $\lambda$ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLEBROOK.

$$(1/\sqrt{\lambda}) = -2 * \log[(K/(3,7 * D)) + (2,51/(Re * \sqrt{\lambda}))] \quad (\text{III.6})$$

Où :

- D : Diamètre du tuyau (en m) ;
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi,

Avec :

$$K = K_0 + \alpha * T_u = 1,2 \text{ mm} = 0,0012 \text{ m.} \quad (\text{III.7})$$

Où :

- $K_0$  : Rugosité de la conduite à l'état neuf est égale pour le PEHD :  $K_0 = 0.01 \text{ mm}$  ;
- $\alpha$  : Coefficient de vieillissement de la conduite ( $\alpha = 0,04 \text{ mm/an}$ ), déterminé à partir de l'abaque de PETER LAMONT (Annexe (1));
- $T_u$  : Durée d'utilisation de la conduite (25 ans) ;
- $Re$  : Nombre de Reynolds qui est obtenu par la formule.

$$Re = (V * D) / \nu \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- $\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau qui est égale :
- à  $10^\circ\text{C}$   $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  ;
- à  $20^\circ\text{C}$   $\nu = 1,00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  ;
- à  $30^\circ\text{C}$   $\nu = 0,08 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .

### III.3.3.2 Pertes de charge singulières $H_S$

Elles sont provoquées par les coudes, vannes, clapets...etc, et estimées à 15% des pertes de charge linéaires :

$$h_S = 0.15 * H_L \quad (\text{III.9})$$

Avec :

- $h_S$  : Perte de charge singulière (m) ;
- $H_L$  : Perte de charge linéaire (m).

### III.3.3.3 Pertes de charge totales $H_T$

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

$$H_T = H_L + h_S \quad (\text{III.10})$$

Avec :

- $h_S$  : Perte de charge singulière (m) ;
- $H_L$  : Perte de charge linéaire (m) ;
- $H_T$  : Perte de charge totale (m).

### III.3.4 Détermination de la hauteur manométrique HMT

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

$$H_{MT} = H_g + H_T \quad (\text{III.11})$$

Avec :

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

### III.3.5 Puissance absorbée par la pompe

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

$$Pa = (\rho * g * Q * Hmt) / (1000 * \eta) \quad (III.12)$$

Avec :

- $Pa$  : Puissance absorbée par la pompe (Kw) ;
- $Q$  : Débit de la pompe (m<sup>3</sup>/s) ;
- $H_{MT}$  : Hauteur manométrique totale (m) ;
- $\eta$  : Rendement de la pompe en % ;
- $\rho$  : Masse volumique de l'eau = 1000kg/m<sup>3</sup>.

### III.3.6 Energie consommée par la pompe

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

$$E = Pa. t \times 365 \quad (III.13)$$

Avec :

- $E$  : Energie totale dépensée par la pompe (kwh) ;
- $Pa$  : puissance absorbée (kw) ;
- $t$  : Temps de fonctionnement des pompes t =24 heures.

### III.3.7 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

$$F_{exp} = E.P_r \quad (III.14)$$

Avec :

- $F_{exp}$  : frais d'exploitation (DA) ;
- $E$  : Energie totale dépensée par la pompe (kw) ;
- $Pr$  : prix du kwh = 4,67 (DA/kwh) (source d'information SONELGAZ).

### III.3.8 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 25 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A".

$$A=I+[I/(I + 1)^{n'} - 1] \quad (\text{III.15})$$

Avec :

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

Donc :

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

$$A= 0,0937$$

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

$$F_{amor} = A \times P_U \times L \quad (\text{III.16})$$

Avec :

- $P_U$  : prix unitaire de la conduite (Annexe (2), Annexe (3)) ;
- $F_{amor}$  : frais d'amortissement ;
- L : longueur de la conduite.

### III.3.9 Bilan économique

Le bilan sera :

$$B_L = F_{exp} + F_{amor} \quad (\text{III.17})$$

Avec :

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

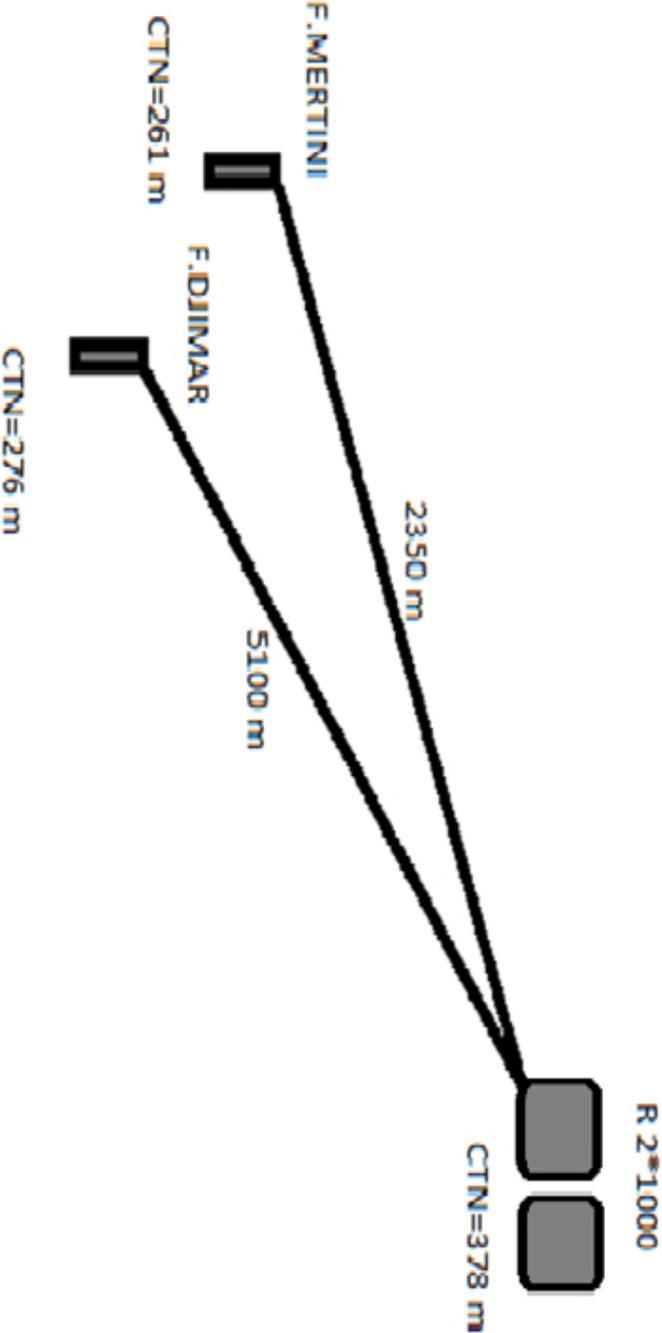


Figure (III-11) : Schéma global de l'adduction

### III.4 Calcul de l'adduction

#### III.4.1 Conduite de refoulement entre le forage de DJIMAR et le réservoir R 2\*1000

##### III.4.1.1 Données de refoulement

- Le débit pompé du forage  $Q = 40$  l/s ;
- Longueur  $L = 5,1$  km ;
- CTNf : cote du terrain naturel du forage = 276 m ;
- CTP : cote trop plein = 382 m ;
- Nd : niveau dynamique =  $22+1=23$  m ;
- Hg : hauteur géométrique = 129 m.

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

$$D = \sqrt{Q} = 200 \text{ mm.}$$

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

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} = 300 \text{ mm.}$$

##### III.4.1.2 Détermination de la hauteur manométrique totale

**Tableau (III-1) : Détermination de la HMT entre le forage de DJIMAR et le réservoir R 2\*1000**

D ext (mm)	D int (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	H <sub>L</sub> (m)	h <sub>s</sub> (m)	H <sub>T</sub> (m)	HMT (m)
160	130,8	2,97834393	389567,385	0,0369551	0,12773729	651,46	97,72	749,18	878,18
200	163,6	1,90381058	311463,411	0,0344326	0,03888088	198,29	29,74	228,04	357,04
250	204,6	1,21724802	249048,944	0,0322104	0,01188913	60,63	9,1	69,73	198,73
315	257,8	0,76669831	197654,825	0,0302059	0,00351043	17,9	2,69	20,59	149,59
400	327,4	0,47537133	155636,573	0,0284347	0,00100032	5,1	0,77	5,87	134,87

La condition de vitesse n'est pas vérifiée aux cas des diamètres Ø160 et Ø400, donc on élimine ces diamètres,  $V_{\max} = 2$  m/s et  $V_{\min} = 0.5$  m/s.

**III.4.1.3 Etude économique****III.4.1.3.1 Frais d'exploitation****Tableau (III-2) : Frais d'exploitation du forage de DJIMAR**

D (mm)	P (Kw)	E (Kwh) = P *24*365	F <sub>exp</sub> = C*E (DA)
200	186,80143	1636380,53	7641897,06
250	103,975418	910824,661	4253551,17
315	78,2647789	685599,464	3201749,49

**III.4.1.3.2 Frais d'amortissement****Tableau (III-3) : Frais d'amortissement de la conduite**

D (mm)	Prix unitaire (DA)	Langueur (m)	Prix total (DA)	F <sub>amor</sub> = A×P <sub>U</sub> ×L (DA)
200	1657,95	5100	8455545	792284,567
250	2607,98	5100	13300698	1246275,4
315	4040,43	5100	20606193	1930800,28

**III.4.1.3.3 Bilan global des frais****Tableau (III-4) : Bilan global des frais**

D (mm)	Frais d'amortissement(DA)	Frais d'exploitation(DA)	Frais totaux (DA)
200	792284,567	7641897,06	8434181,63
250	1246275,4	4253551,17	5499826,57
<b>315</b>	<b>1930800,28</b>	<b>3201749,49</b>	<b>5132549,77</b>

D'après le calcul précédent, le diamètre économique est Ø 315 mm, parce que les frais totaux d'investissement sont les plus bas, avec une vitesse acceptable de 0,77 m/s.

### III.4.2 Conduite de refoulement entre le forage de MERTINI et le réservoir R 2\*1000

#### III.4.2.1 Données de refoulement

- Le débit pompé du forage  $Q = 40$  l/s ;
- Longueur  $L = 2,35$  km ;
- CTNf : cote du terrain naturel du forage = 261 m ;
- CTP : cote trop plein = 382 m ;
- Nd : niveau dynamique =  $25+1 = 26$  m ;
- Hg : hauteur géométrique = 147 m.

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

$$D = \sqrt{Q} = 200 \text{ mm.}$$

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

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} = 300 \text{ mm.}$$

#### III.4.2.2 Détermination de la hauteur manométrique totale

**Tableau (III-5) : Détermination de la HMT entre le forage de MERTINI et le réservoir R 2\*1000**

D ext (mm)	D int (mm)	V (m/s)	Re	$\lambda$	J (m/m)	H <sub>L</sub> (m)	h <sub>s</sub> (m)	H <sub>T</sub> (m)	HMT (m)
160	124,2	3,303293	410269,03	0,0375845	0,1682995	858,33	128,75	987,08	1134,08
200	155,2	2,115470	328320,97	0,034999	0,0514373	262,33	39,35	301,68	448,68
250	194,2	1,351114	262386,27	0,0327034	0,0156685	79,91	11,99	91,9	238,9
315	244,6	0,851682	208321,4	0,0306364	0,0046306	23,62	3,54	27,16	174,16
400	310,6	0,528187	164054,78	0,0287989	0,0013184	6,72	1,01	7,73	154,73

La condition de vitesse n'est pas vérifiée aux cas des diamètres Ø160, donc on élimine ce diamètres,  $V_{\max} = 2$  m/s et  $V_{\min} = 0.5$  m/s.

### III.4.2.3 Etude économique

#### III.4.2.3.1 Frais d'exploitation

**Tableau (III-6) : Frais d'exploitation du forage de MERTINI**

D (mm)	P (Kw)	E(Kwh) = P *24*365	F <sub>exp</sub> = C*E (DA)
200	234,74939	2056404,6	9603409,6
250	124,99035	1094915,4	5113255,1
315	91,119716	798208,71	3727634,7
400	80,956029	709174,81	3311846,4

#### III.4.2.3.2 Frais d'amortissement

**Tableau (III-7) : Frais d'amortissement de la conduite**

D (mm)	Prix unitaire (DA)	Langueur (m)	Prix total (DA)	F <sub>amor</sub> = A×P <sub>U</sub> ×L (DA)
200	3179,15	2350	7471002,5	700032,934
250	4938,36	2350	11605146	1087402,18
315	7641,09	2350	17956562	1682529,81
400	12628,63	2350	29677281	2780761,18

#### III.4.2.3.3 Bilan global des frais

**Tableau (III-8) : Bilan global des frais**

D (mm)	Frais d'amortissement(DA)	Frais d'exploitation(DA)	Frais totaux (DA)
200	700032,93	9603409,6	10303443
250	1087402,2	5113255,1	6200657,3
<b>315</b>	<b>1682529,8</b>	<b>3727634,7</b>	<b>5410164,5</b>
400	2780761,2	3311846,4	6092607,6

D'après le calcul précédent, le diamètre économique est Ø 315 mm, parce que les frais totaux d'investissement sont les plus bas, avec une vitesse acceptable de 0,85 m/s.

## III.5 Conclusion

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

# *Chapitre IV*

## *Pompes*

## IV.1 Introduction

Les pompes sont des appareils mécaniques servant à véhiculer un liquide d'un endroit à un autre. La pompe doit fournir une certaine pression appelée hauteur manométrique totale, qui dépend des conditions d'aspiration et de refoulement ; par conséquent on peut dire que le rôle de la pompe est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

## IV.2 Classifications des pompes

Le classement des pompes se fait suivant le mode de déplacement du liquide à l'intérieur de la pompe ; donc on classe ces derniers en deux grandes catégories :

### IV.2.1 Les pompes volumétriques

Elles sont réservées surtout aux petits débits, grandes hauteurs et au transport de liquide visqueux, c'est le cas des pompes à piston et vis d'Archimède.

Les pompes volumétriques sont généralement auto-amorçantes, elles permettent d'obtenir des hauteurs manométriques totales beaucoup plus élevées que les pompes centrifuges [13].

On distingue généralement :

#### *IV.2.1.1 Les pompes volumétriques rotatives*

Ces pompes sont constituées par une pièce mobile animée d'un mouvement de rotation autour d'un axe, qui tourne dans le corps de la pompe et crée le mouvement du liquide pompé par déplacement d'un volume depuis l'aspiration jusqu'au refoulement (à vis, à engrenage, à palettes).

#### *IV.2.1.2 Les pompes volumétriques alternatives*

Ces pompes sont constituées par une pièce mobile animée suivant un mouvement alternatif (à piston, à diaphragme).

### IV.2.2 Les Turbopompes

Les Turbopompes sont généralement utilisées dans l'alimentation en eau potable et l'irrigation. Par ailleurs les pompes volumétriques sont surtout utilisées pour les hydrocarbures (pompe à piston) et pour l'épuration.

Le principe de fonctionnement des Turbopompes, consiste à déplacer le 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 à déplacer un volume élémentaire de liquide de l'aspiration vers le refoulement.

On peut classer les Turbopompes selon les paramètres suivants :

#### IV.2.2.1 Selon le type de la roue

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

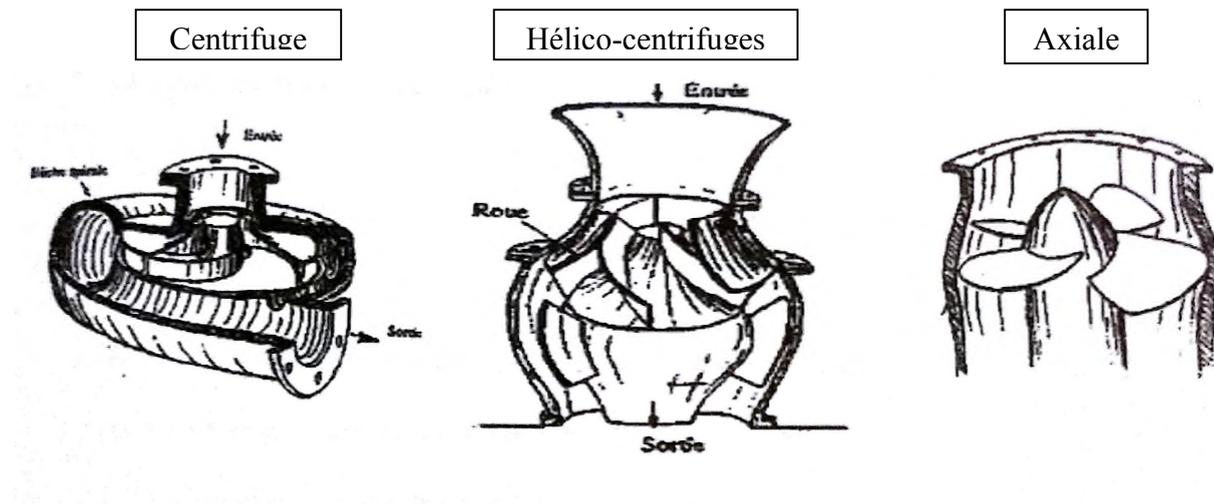


Figure (IV-1) : Les types des pompes selon la forme de la roue

#### IV.2.2.2 Selon le nombre d'éléments disposés en série

- Les machines monocellulaires: lorsqu'il n'y a qu'une roue ;
- Les machines multicellulaires: contiennent plusieurs roues placées en série.

#### IV.2.2.3 Selon la position de l'axe de la pompe

- Les pompes à axe vertical;
- Les pompes à axe horizontal;
- Les pompes à axe incliné.

#### IV.2.2.4 Selon la nature du fluide véhiculé

- Fluide compressible;
- Fluide incompressible.

#### IV.2.2.5 Selon l'importance de la pression produite

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

#### IV.2.2.6 Selon la forme du corps de la pompe

- Pompe à volute ou colimaçon ;
- Pompe à diffuseur circulaire.

### IV.3 Choix du type de la pompe

La pompe choisie doit répondre aux conditions suivantes [2]:

- Assurer le débit et charge demandés ;
- Meilleur rendement ;
- Coût ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids plus faible ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale.

### IV.4 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge

Les critères les plus importants des pompes sont [7]:

- La vitesse de rotation ;
- Le rendement ;
- Les puissances utiles et absorbées ;
- Le débit de pompage ;
- La hauteur manométrique totale (HMT).

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

Avec :

- $H_a$  : Hauteur géométrique d'aspiration ;
- $H_r$  : Hauteur géométrique de refoulement ;
- $J_a$  : Pertes de charges d'aspiration ;
- $J_r$  : Pertes de charges de refoulement.

### IV.5 Les courbes caractéristiques

#### IV.5.1 Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes qui caractérisent les pompes 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.

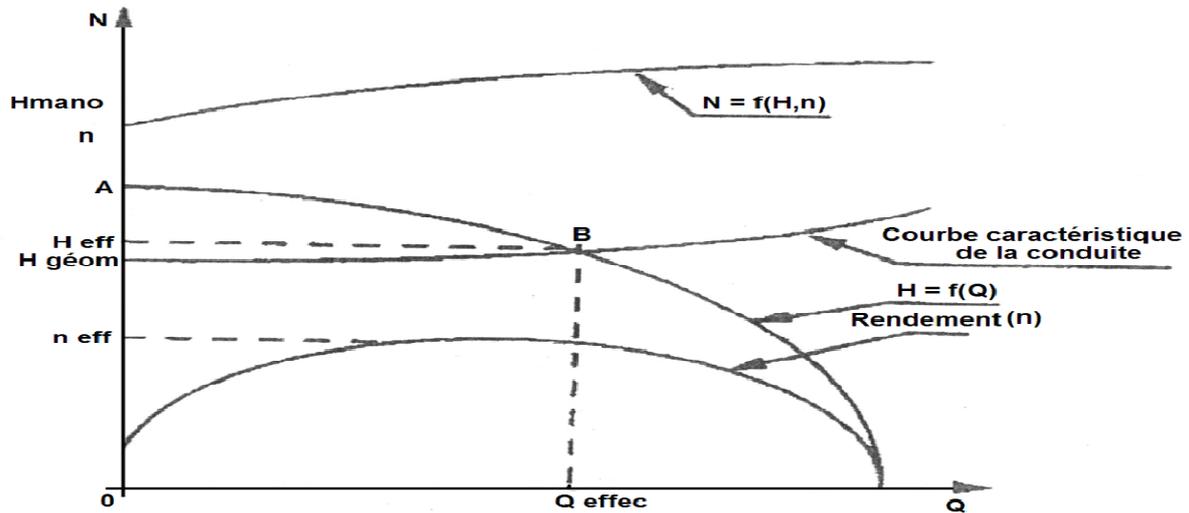


Figure (IV-2) : Les courbes caractéristiques d'une pompe

#### IV.5.2 Courbes caractéristiques de la conduite

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

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

Avec:

- $H_g$  : Hauteur géométrique en (m) ;
- $RQ^2$  : Valeur de la perte de charge au point considéré en (m) ;
- $Q$  : Débit ( $m^3/j$ ) ;
- $R$  : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

$$R = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad (IV.3)$$

Avec :

- $D$  : Diamètre de la conduite en (m) ;
- $L$  : Longueur de la conduite en (m) ;
- $g$  : Accélération de la pesanteur ( $g = 9.81 \text{ m/s}$ ) ;
- $\lambda$  : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

## IV.6 Couplage d'une pompe

On distingue deux types de couplage des pompes :

### IV.6.1 Couplage en parallèle

Ce type est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé ; les débits s'ajoutent pour la même hauteur totale.

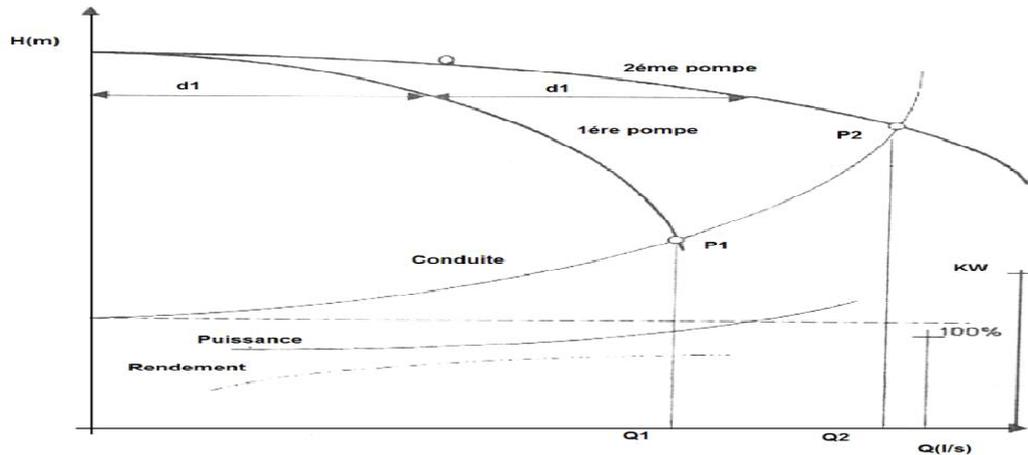


Figure (IV-3) : Couplage des pompes en parallèle

### IV.6.2 Couplage en série

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation, les hauteurs totales s'ajoutent pour un même débit.

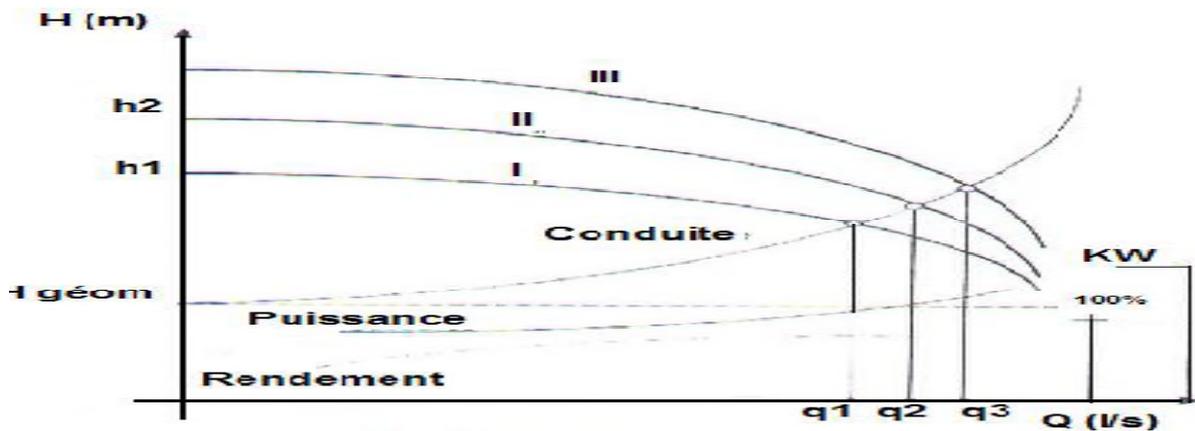


Figure (IV-4) : Couplage des pompes en série

## IV.7 Point de fonctionnement

### IV.7.1 Recherche du point de fonctionnement

Il est défini par un débit  $Q$  et une hauteur  $h$ , auxquels la pompe débite dans les conditions optimales d'utilisations, il est noté  $P(Q, H)$ , graphiquement c'est le point d'intersection entre ces deux courbes, il représente le point de fonctionnement d'une pompe. Le point de fonctionnement du système pompe-conduite, est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques précédentes.

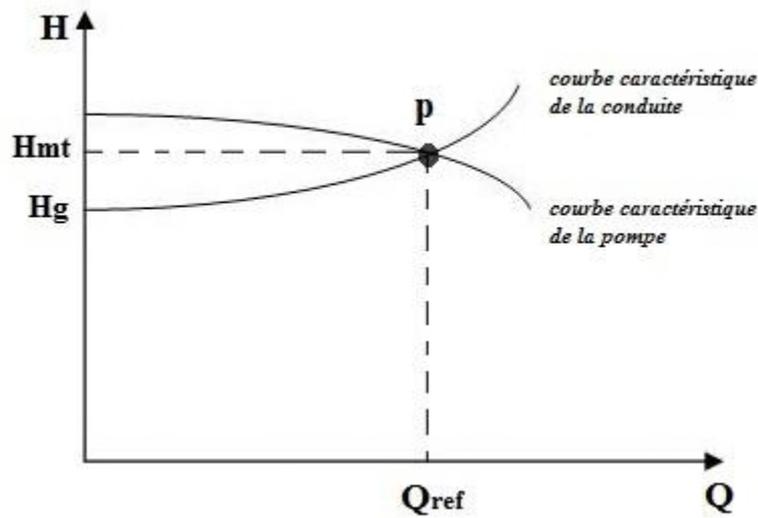


Figure (IV-5) : Point de fonctionnement d'une pompe

### IV.7.2 Réalisation du point de fonctionnement désiré

Si le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré. Des modifications s'avèrent alors nécessaires en vue d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées.

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes, pour cela, on peut agir sur diverses variantes, dont quatre cas peuvent se présenter, à savoir :

- 1<sup>ère</sup> variante : réduction ou augmentation du temps de pompage

On opte pour le point de fonctionnement  $(Q, H)$  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 :

$$t = \frac{t_1 * Q_1}{Q} \quad (IV.4)$$

Avec :

$t_1$  : temps de pompage.

Donc :

Le nouveau temps de pompage sera : 
$$t = \frac{24 * Q_1}{Q} \quad (IV.5)$$

La puissance absorbée par la pompe est: 
$$P_{a1} = \frac{8 * H_1 * Q_1}{\eta} \quad (IV.6)$$

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

- 2<sup>ème</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 :

$$P_{a2} = \frac{g * H_2 * Q_2}{\eta} \quad (IV.7)$$

Avec : 
$$H' = H_1 + h \quad (IV.8)$$

Où :

- h : perte de charge engendrée par le vannage en (m) ;
- H' : 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 horizontal de h=0 en (m) ;
- $\eta$  : rendement correspondant au point P (Q, H) en %.

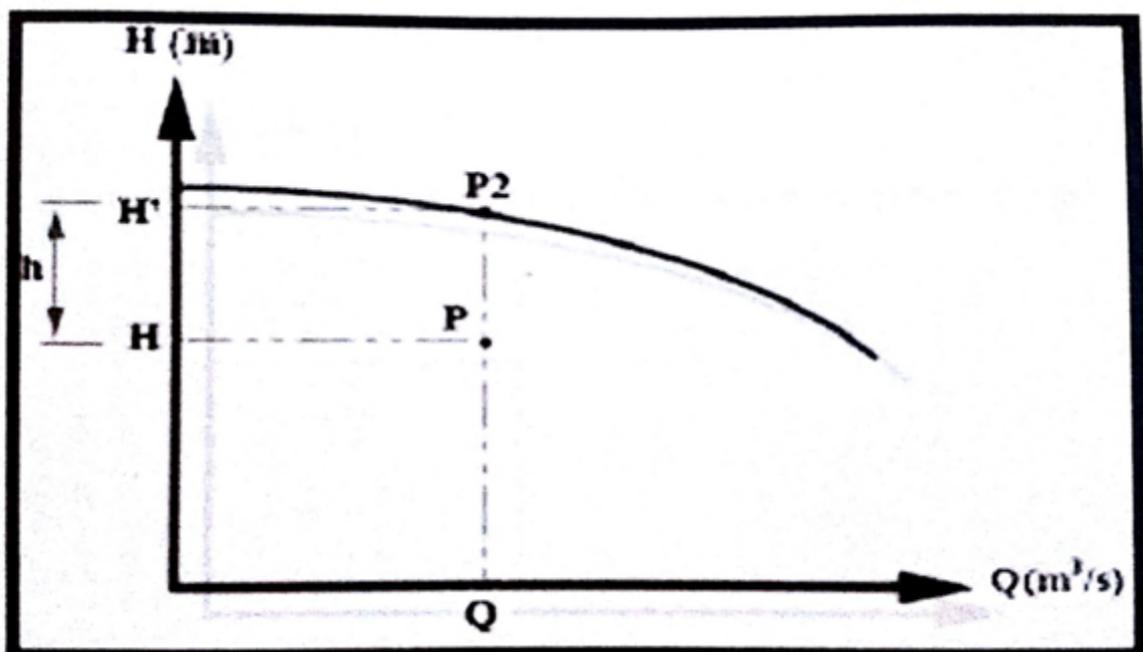


Figure (IV-6) : Point de fonctionnement d'une pompe par vannage

- 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  $H = a \cdot Q^2$  qui passe par l'origine du graphe. La valeur du facteur (a) est donnée par la formule suivante :

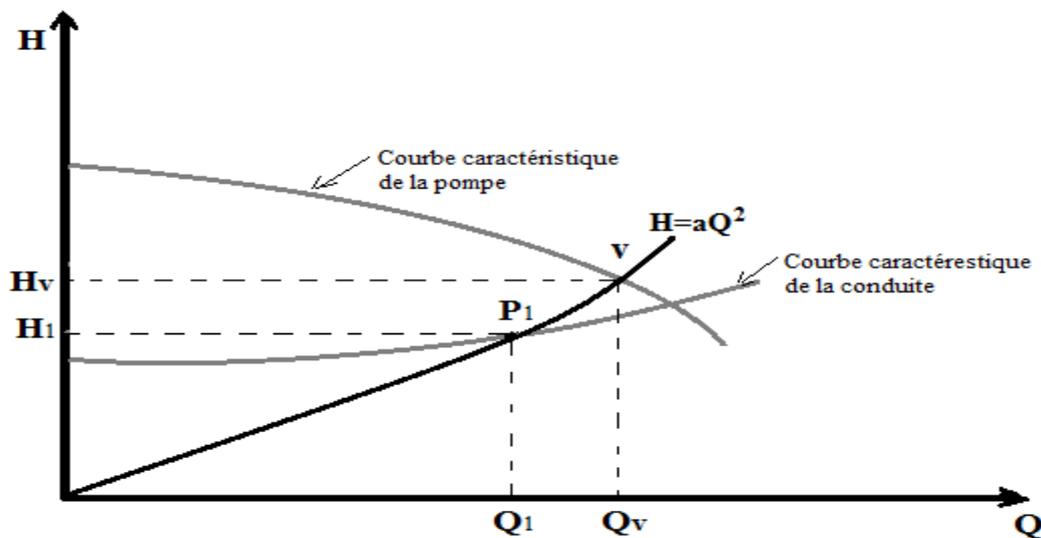
$$a = \frac{H_1}{Q_1^2} \quad (\text{IV.9})$$

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 (IV-7)), nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$\frac{N}{N_1} = \frac{Q_v}{Q_1} \quad (\text{IV.10})$$

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

$$N_1 = N \cdot \frac{Q_1}{Q_v} \quad (\text{IV.11})$$



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

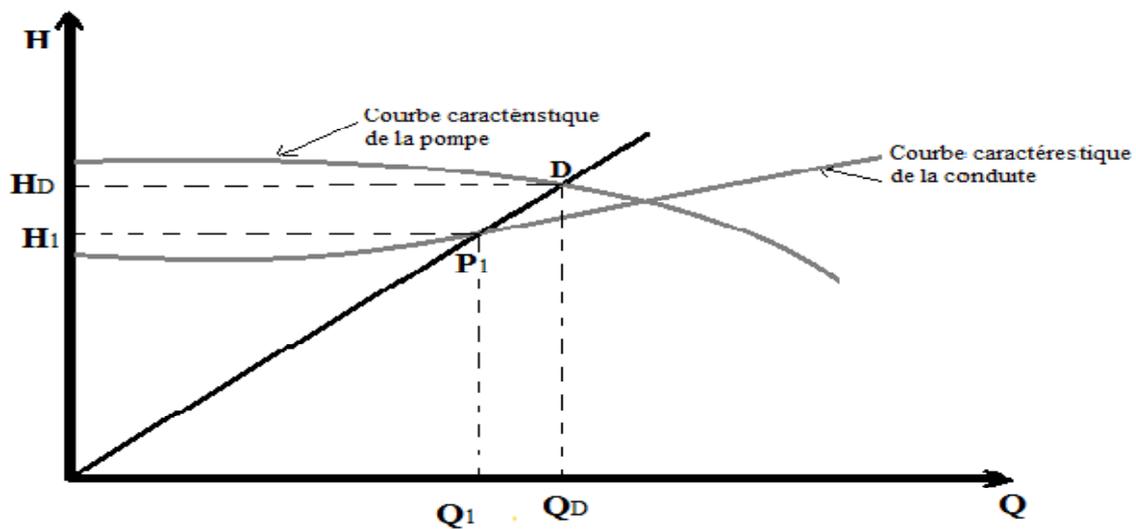
La puissance absorbée par la pompe est:

$$P_{a3} = \frac{g \cdot H_3 \cdot Q_3}{\eta} \quad (\text{IV.12})$$

- 4<sup>ème</sup> Variante : rognage de la roue de la pompe

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

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N), et cela en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré qui se trouve sur la courbe caractéristique de la conduite (point P<sub>1</sub>). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (Q<sub>D</sub>, H<sub>D</sub>), ce qui est illustré par la figure (IV-8) ci-après :



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

D'après les lois de similitude, on aura : 
$$\frac{Q_1}{Q_D} = \frac{H_1}{H_D} = \frac{D^2}{d^2} \quad (IV.13)$$

Où :

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

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

$$m = \sqrt{\frac{H_1}{H_D}} = \sqrt{\frac{Q_1}{Q_D}} \quad (IV.14)$$

Avec :

m: coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage sera de : 
$$r = 1 - m \quad (\%) \quad (IV.15)$$

La puissance absorbée par la pompe est:

$$P_{a4} = \frac{g \cdot H_4 \cdot Q_4}{\eta} \quad (IV.16)$$

## IV.8 Exigences principales soumises à la station de pompage

La station de pompage doit tenir compte des recommandations suivantes :

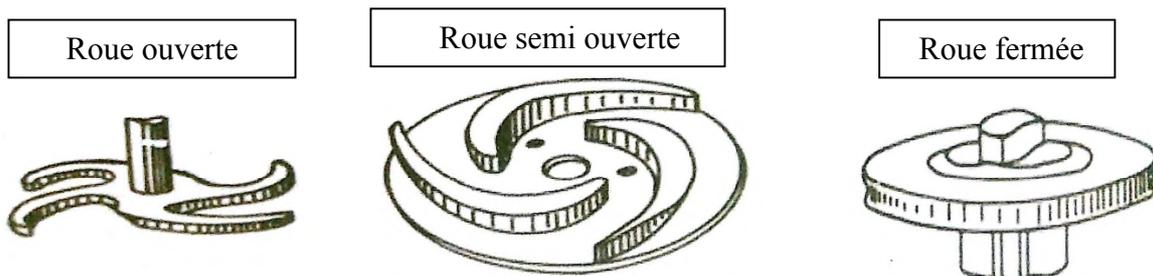
- Diminution possible du coût de génie civil ;
- Organisation de l'exécution des travaux en phases ;
- Utilisation des matériaux de conception récente ;
- Normalisation des solutions techniques ;
- Utilisation des projets-type ;
- Eviter les zones instables (sismiques et inondables).

## IV.9 Équipements de la pompe centrifuge

### IV.9.1 Constitution d'une pompe centrifuge

D'une façon générale, une pompe comporte :

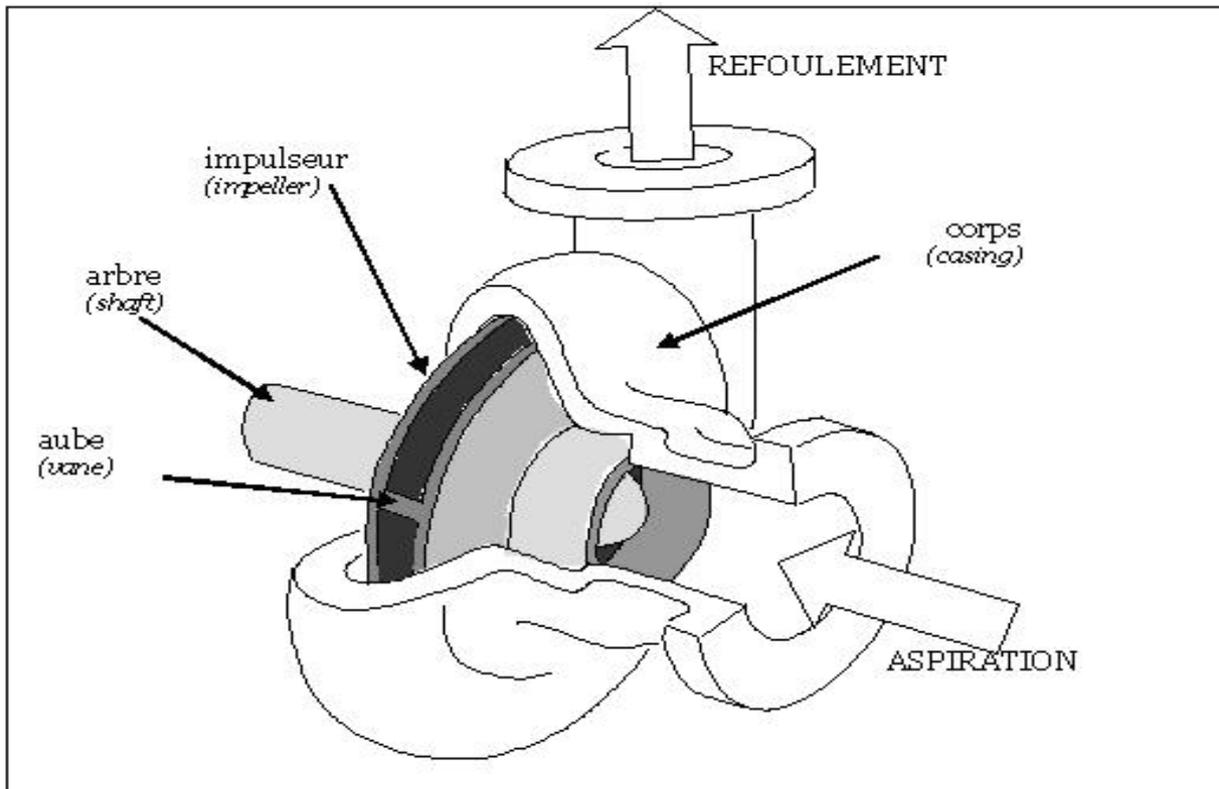
- Diffuseur et volute : c'est une sorte de tubulaire qui a pour la collecte du fluide à la sortie de la roue pour l'acheminer vers la section (croissante) de la sortie de la machine ;
- La roue : c'est un organe mobile appelé rotor. A l'intérieur de la roue, des canaux hydrauliques sont séparés par les aubes incurvées ; ces canaux peuvent être maintenus entre deux flasques (roue fermée, ouverte, semi ouverte) ce qui facilite le pompage des eaux chargées en corps solides. le rotor est caractérisé par les angles de ces aubes, ses diamètres, sa longueur, et enfin la vitesse à laquelle elle doit tourner. Elle fournit au liquide une énergie cinétique qui l'entraîne vers la périphérie du fait des forces centrifuges ;



**Figure (IV-9) : Les trois types des roues**

- Vis de remplissage : elle est située sur le corps de la pompe ;
- Presse-étoupe : pour éviter les rentrées d'air et des fluides dans le corps de la pompe, on utilise un presse-étoupe, son rôle est d'assurer l'étanchéité de la roue ;
- Flasques : ils assurent le raccordement entre la pompe et le presse-étoupe ;
- Le palier : supporte l'arbre de transmission à l'intérieur duquel on trouve différents roulements ;

- L'arbre : l'accouplement se fait soit par moteur électrique soit par un moteur thermique.



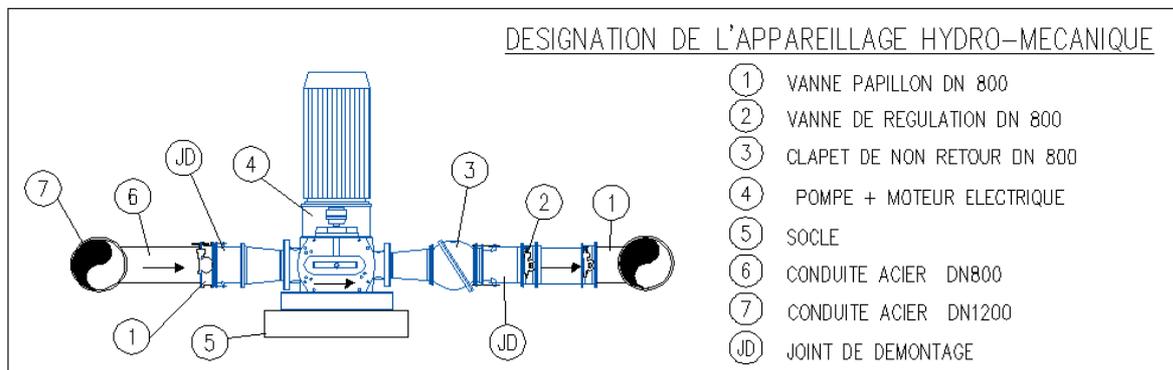
*Figure (IV-10) : Image représentative d'une pompe centrifuge*

#### IV.9.2 Équipements en amont de la pompe

- Conduite d'aspiration : sur la conduite d'aspiration, on évitera toute formation de poches d'air, d'où les parties horizontales comporteront une légère pente 2% montant en direction de la pompe ;
- Joint de démontage : ce joint est nécessaire lors du montage et du démontage de la pompe ;
- Convergent d'aspiration : la conduite d'aspiration est raccordée à la pompe par un convergent, ce qui permet d'avoir une accélération progressive de l'écoulement, favorisant la bonne répartition des vitesses ;
- Vanne papillon : elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible ;
- Les ventouses : elles ont pour but d'évacuer l'air que contient la conduite, et lutter contre la surpression lors de l'écoulement transitoire.

### IV.9.3 Équipements en aval de la pompe

- Divergent : À la sortie de la pompe, il est évident que la vitesse de l'eau est très grande dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage admissible ;
- Clapet de non retour : à la sortie de la pompe, il pourra être placé un clapet dont le rôle sera d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe, ils sont installés sur la conduite horizontale ;
- Joint de démontage : ce joint est nécessaire lors du montage et du démontage de la pompe ;
- Vanne de régulation : elle est munie de capteurs qui suivant leurs indications, le pourcentage d'ouverture de la vanne est régulé ;
- Vanne papillon : elle sert à isoler la pompe et empêcher l'écoulement dans ce tronçon lors des travaux d'entretien, ou si le débit est faible ;
- Conduite de refoulement : elle sert à véhiculer l'eau entre la pompe et le collecteur de refoulement ;
- Collecteur de refoulement : il sert à véhiculer l'eau vers les points de refoulement, le diamètre de collecteur est déterminé après des études technico-économique ;
- Le by-pass.



**Figure (IV-11): Équipements en amont et en aval de la pompe**

### IV.10 Choix du nombre de pompes

Le choix du nombre de pompes doit répondre aux critères suivants :

- Le nombre doit être minimal le plus possible ;
- Meilleur rendement ;
- NPSH r minimale ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Nombre d'étage minimal.

D'après le choix du nombre de pompes, on détermine le nombre de pompes de secours :

- Nombre de pompes  $n \leq 4$   $\longrightarrow$  une seule pompe de secours ;
- Nombre de pompes  $4 < n \leq 6$   $\longrightarrow$  deux pompes de secours ;
- Nombre de pompes  $6 < n$   $\longrightarrow$  trois pompes de secours.

## IV.11 La cavitation

### IV.11.1 Définition

La cavitation est la formation des poches d'air dans les zones de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe. Elle provoque d'importantes perturbations, bruits dans l'écoulement et des vibrations, ce qui entraîne la modification des caractéristiques hydrauliques et provoque l'érosion des matériaux au niveau de la pompe. Elle se produit lorsque la pression absolue à l'entrée de la pompe est inférieure à la tension de vapeur du liquide.

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

$$NPSH_r = \frac{P_0}{\rho g} - h_v \quad (IV.17)$$

Avec :

- $P_0/\rho g$ : Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m.c.e);
- $h_v$ : 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 :

$$NPSH \text{ disponible} > NPSH \text{ requis}$$

## IV.11.2 Aspiration en charge

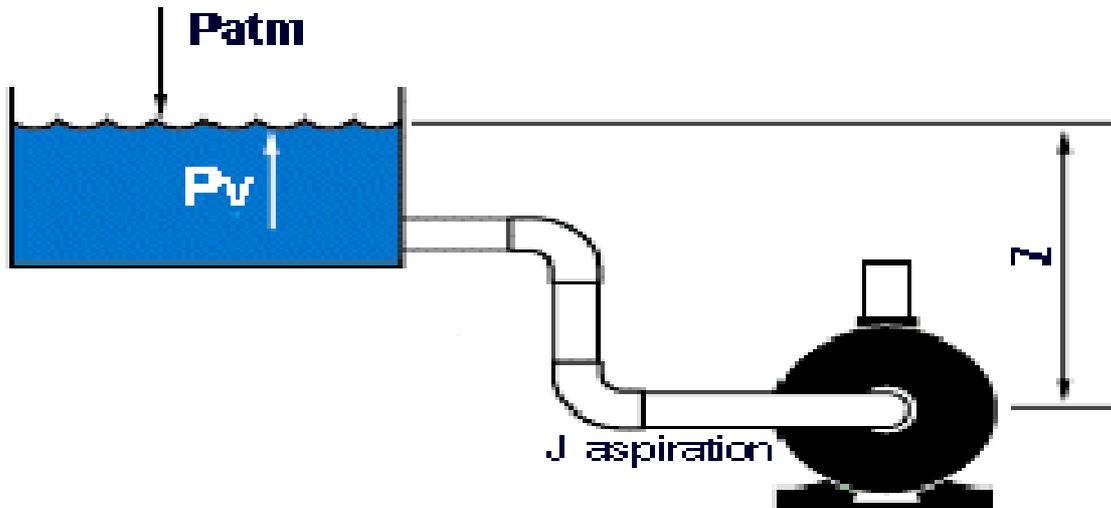


Figure (IV-12) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge

## IV.11.3 Aspiration en dépression

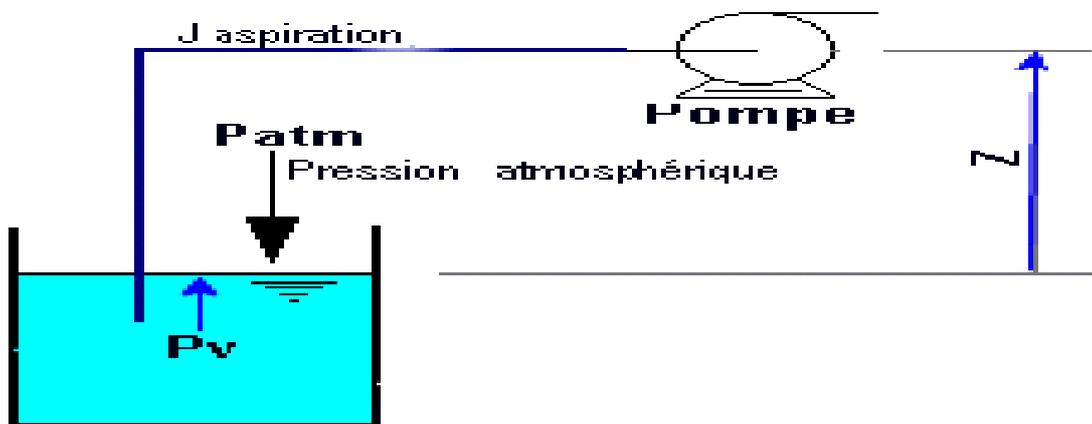


Figure (IV-13) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression

$$NPSH_d = \frac{P_0}{W} + H_a - (J_a + h_v) \quad (\text{Aspiration en charge}) \quad (\text{IV.18})$$

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

Avec :

- $NPSH_d$ : représente la charge nette à l'aspiration dépendant de l'installation ;
- $P_0/w$ : Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m.c.e);
- $h_v$  : Tension de vapeur en m pour une température de 20° C ;

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

Les différentes tensions de vapeur sont données dans le tableau ci-après :

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

T (°C)	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$H_v$	0,06	0,083	0,0125	0,24	0,23	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

## IV.12 Choix des pompes du projet

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous utiliserons le catalogue « CAPRARI » ou « 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 tout ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement.

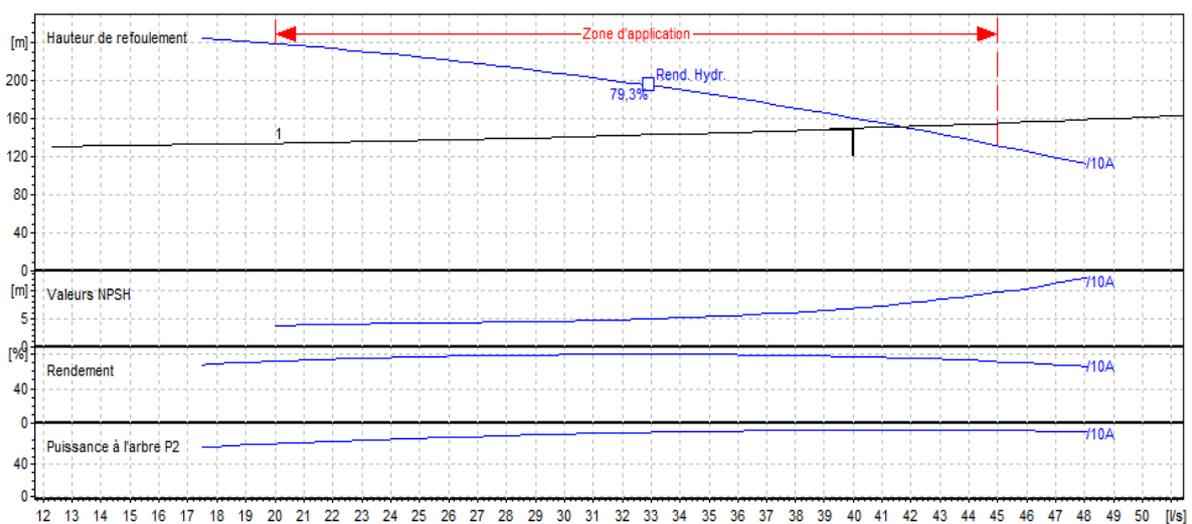
### IV.12.1 Tronçon du forage de DJIMAR vers le réservoir

#### IV.12.1.1 Caractéristique de la conduite

- $Q = 40$  l/s ;
- $H_g = 129$  m ;
- $H_{mt} = 150$  m.

#### IV.12.1.2 Caractéristique de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage de DJIMAR sont représentées dans la figure (IV-14) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l'annexe (3)) :



**Figure (IV-14) : Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage de DJIMAR**

On a opté pour le choix d'une pompe de type électropompe immergé **E9S55/10A + MC8125**.

- $N = 2900 \text{ tr / min}$  ;
- $\eta = 75,3 \%$  ;
- $NPSHr = 7,63 \text{ m}$  ;
- $P_a = 82,4 \text{ Kw}$ .

On a aussi :

- point de fonctionnement :  $P = (Q = 41,6 \text{ l/s}; H_{mt}=152 \text{ m})$  ;
- point désiré :  $P_1 = (Q_1 = 40 \text{ l/s}; H_{mt1}=150\text{m})$ .

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré.

#### ***IV.12.1.3 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 :

$$t = (t_1 \times Q_1) / Q = 24 \times 0,040 / 0,0416 = 23,08 \text{ h.}$$

La puissance absorbée sera:

$$P_a = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9,81 \times 0,0416 \times 152 / 0,753 = 82,38 \text{ kw.}$$

Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = P_a \times T \times 365 \times Pr$$

Avec :

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

D'où :

$$F_{exp} = 82,38 \times 23,08 \times 365 \times 4,67 = 3240912,73 \text{ DA.}$$

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

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

Les coordonnées du point H' sont :  $H' = 160$  m,  $Q' = 40$  l/s et  $\eta' = 76,7$  % ;

$$h = H' - H_1 = 160 - 150 = 10 \text{ m ;}$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_{a1} = (g \times Q' \times H') / \eta' = 9,81 \times 0,040 \times 160 / 0,767 = 81,86 \text{ kw ;}$$

Calcul des frais d'exploitation :

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

Avec :

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

D'où :  $F_{exp} = 81,86 \times 24 \times 365 \times 4,67 = 3348827,112$  DA.

**C. Variation de la vitesse de la rotation**

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

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 = 0,0938 * Q^2;$$

$$H = 0,0938 * Q^2;$$

Nous avons deux points ;

- $Q = 41,6$  l/s;  $H = 152$  m;
- $Q = 0$  l/s;  $H = 258$  m.

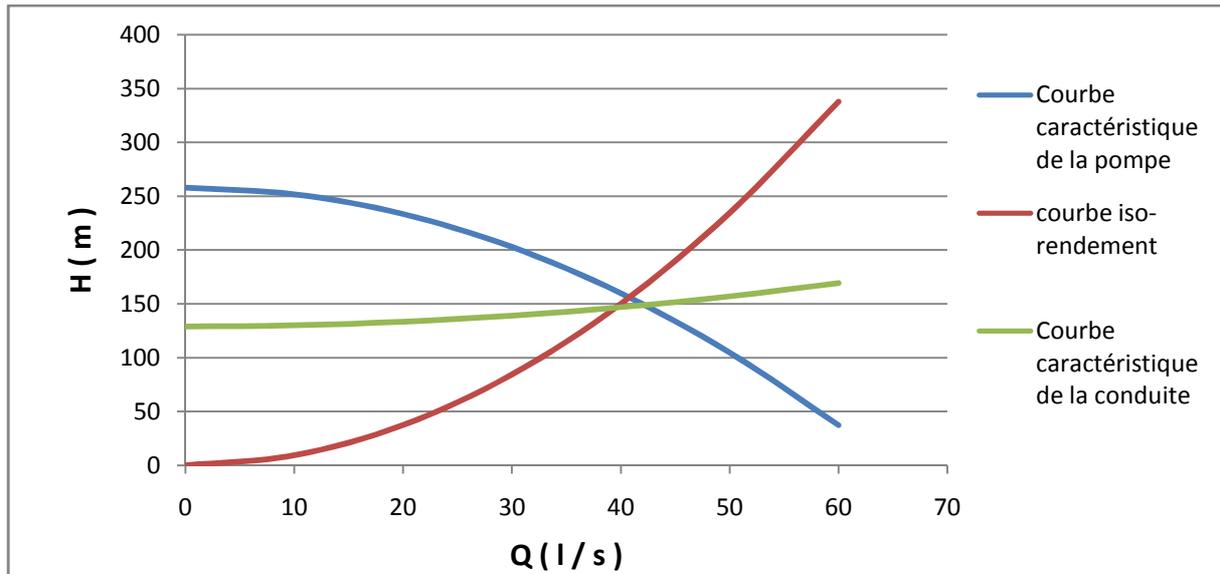
$$H_p = a * Q^2 + b;$$

$$H_p = - 0,0613 * Q^2 + 258 ;$$

$$H_p = H.$$

**Tableau (IV-2) : Recherche des points homologues du point désiré de la pompe DJIMAR**

Q	0	10	20	30	40	50	60
H <sub>p</sub>	258	251,87	233,48	202,83	159,92	104,75	37,32
a*Q <sup>2</sup>	0	9,38	37,52	84,42	150,08	234,5	337,68
H <sub>c</sub>	129	130,118	133,475	139,070	146,903	156,973	169,282



**Figure (IV-15) :** Recherche graphique du point homologue de la pompe de DJIMAR

Qui nous donne le point homologue P (40,785 l/s ; 156,03 m) ;

Appliquant les lois de similitude :

$$N = 2900 * \frac{40}{40,785} = 2844,18 \text{ tr/min};$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \cdot H \cdot Q}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 0,040785 \cdot 156,03}{0,76} = 82,27 \text{ Kw};$$

Calcul des frais d'exploitation :

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

Avec :

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

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 82,27 \times 24 \times 365 \times 4,67 = 3365599,884 \text{ DA}$$

#### **D. Le rognage**

Le rognage n'est pas une solution pour les pompes multicellulaire, vu le nombre de cellule qu'il faut rognier.

**Tableau (IV-3) : Bilan des frais d'exploitation**

Variantes	Frais d'exploitation (DA)
<b>Réduction ou augmentation du temps de pompage</b>	<b>3240912,730</b>
Régulation par étouffement (vannage)	3348827,112
Variation de la vitesse de la rotation	3365599,884
Le rognage	/

Donc : la solution la plus économique c'est la réduction du temps de pompage.

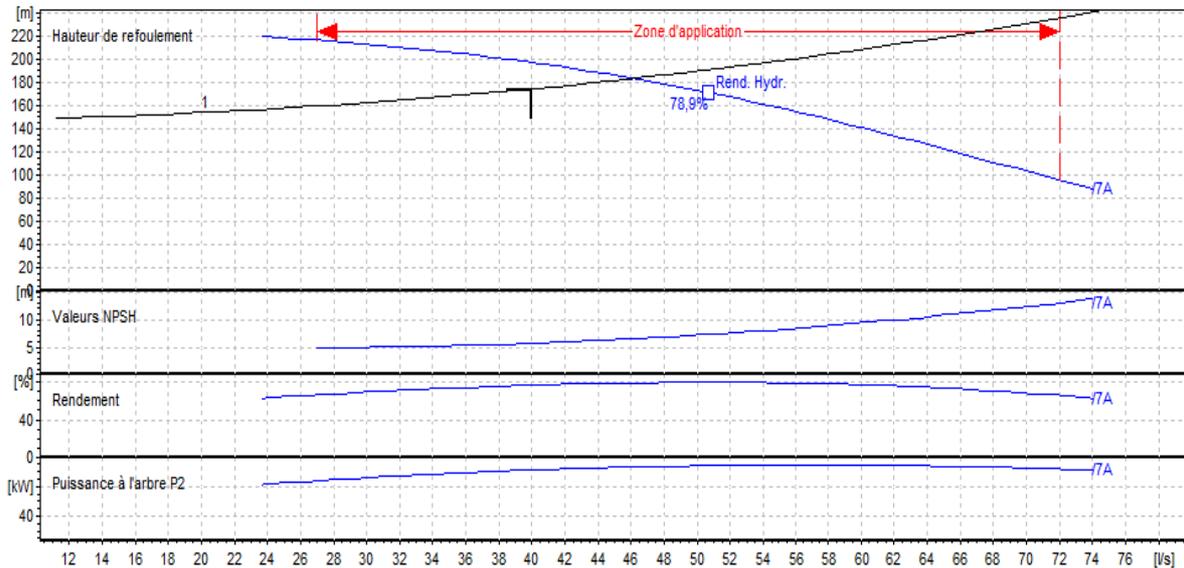
**T IV.12.2 tronçon du forage de MERTINI vers le réservoir**

**IV.12.2.1 Caractéristique de la conduite**

- Q = 40 l/s ;
- Hg = 147 m ;
- Hmt = 174,16 m.

**IV.12.2.2 Caractéristique de la pompe**

Les courbes caractéristiques de la pompe du forage de MERTINI sont représentées dans la figure (IV-16) ci-dessous, (les détails sont donnés dans l'annexe (4)).



**Figure (IV-16) : Courbe caractéristique de la pompe au niveau du forage de MERTINI**

On a opté pour le choix d'une pompe de type électropompe immergé **E10S55/7A + M10150**.

- $N = 2900 \text{ tr / min}$  ;
- $\eta = 78,3 \%$  ;
- $NPSHr = 6,49 \text{ m}$  ;
- $P = 106 \text{ Kw}$ .

On a aussi :

- point de fonctionnement :  $P = (Q = 46,2 \text{ l/s}; H_{mt}=183 \text{ m})$  ;
- point désiré :  $P_1 = (Q_1 = 40 \text{ l/s}; H_{mt1}=174,16 \text{ m})$ .

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré.

#### **IV.12.2.3 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 :

$$t = (t_1 \times Q_1) / Q = 24 \times 0,04 / 0,0462 = 20,78 \text{ h.}$$

La puissance absorbée sera:

$$P_a = (g \times Q \times H_{mt}) / \eta = 9,81 \times 0,0462 \times 183 / 0,783 = 105,925 \text{ kw.}$$

Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{exp} = P_a \times t \times 365 \times Pr.$$

Avec :

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

D'où :

$$F_{exp} = 105,925 \times 20,78 \times 365 \times 4,67 = 3751921,65 \text{ DA}$$

##### **B. Régulation par étouffement (vannage)**

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

Les coordonnées du point H' sont :  $H' = 197 \text{ m}$ ,  $Q' = 40 \text{ l/s}$  et  $\eta' = 75,8 \%$  ;

$$h = H' - H_1 = 197 - 174,16 = 22,84 \text{ m};$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P_a = (g \times Q' \times H') / \eta' = 9,81 \times 0,040 \times 197 / 0,758 = 101,98 \text{ kw.}$$

Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = P_a \times T \times 365 \times P_r$$

Avec :

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

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 101,98 \times 24 \times 365 \times 4,67 = 4171920,216 \text{ DA.}$$

### C. Variation de la vitesse de la rotation

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

$$H = \frac{H_1}{Q_1^2} * Q^2 = 0,10885 * Q^2;$$

$$H = 0,10885 * Q^2;$$

Nous avons deux points :

- $Q = 46,2$  l/s;  $H = 183$  m;
- $Q = 0$  l/s;  $H = 250$  m.

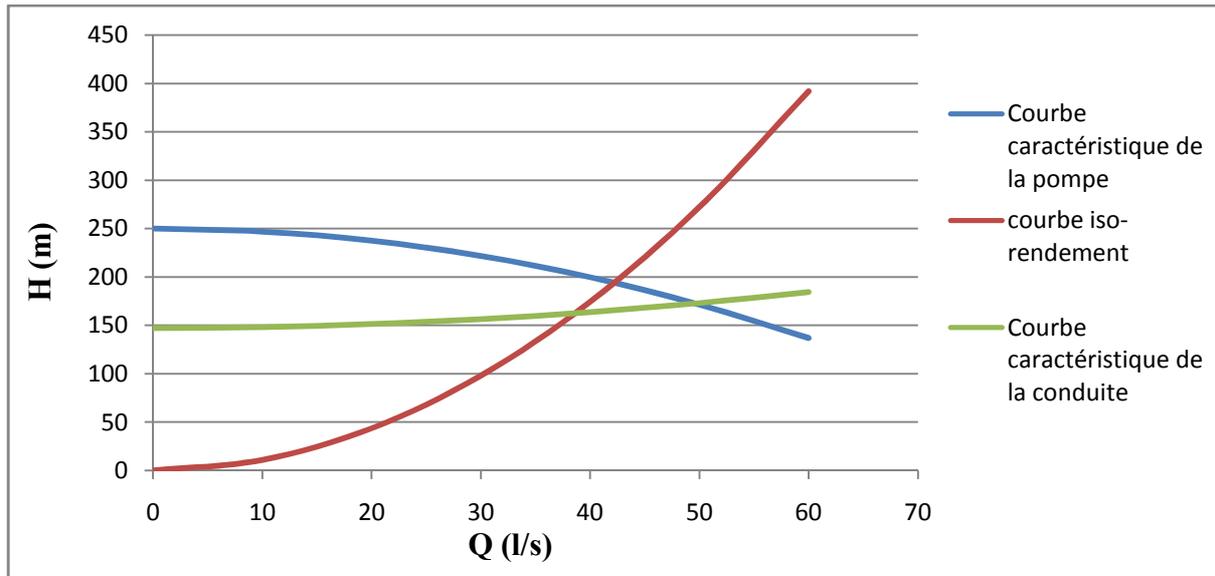
$$H_p = a * Q^2 + b;$$

$$H_p = - 0,0314 * Q^2 + 250;$$

$$H = H_p.$$

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

Q	0	10	20	30	40	50	60
$H_p$	250	246,86	237,44	221,74	199,76	171,5	136,96
$a * Q^2$	0	10,885	43,54	97,965	174,16	272,125	391,86
$H_c$	147	148,042	151,167	156,377	163,670	173,047	184,507



**Figure (IV-17) : Recherche graphique du point homologue du point désiré de la pompe de MERTINI**

Qui nous donne le point P (42,22 l/s ; 194,03 m) ;

Appliquant les lois de similitude :

$$N = 2900 * \frac{40}{42,22} = 2747,51 \text{ tr/min};$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \cdot H \cdot Q}{\eta} = \frac{9,81 \cdot 0,04222 \cdot 194,03}{0,769} = 104,5 \text{ Kw};$$

Calcul des frais d'exploitation :

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

Avec :

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

D'où :

$$F_{\text{exp}} = 104,5 \times 24 \times 365 \times 4,67 = 4275011,4 \text{ DA}$$

#### **D. Le rognage**

Le rognage n'est pas une solution pour les pompes multicellulaire, vu le nombre de cellule qu'il faut rogner.

**Tableau (IV-5) : Bilan des frais d'exploitation**

Variante	Frais d'exploitation (DA)
<b>Réduction ou augmentation du temps de pompage</b>	<b>3751921,650</b>
Régulation par étouffement (vannage)	4171920,216
Variation de la vitesse de la rotation	4275011,400
Le rognage	/

Donc : la solution la plus économique c'est la réduction du temps de pompage.

## IV.13 Vérification de la cavitation

### IV.13.1 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.

## IV.14 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons utilisé le catalogue CAPRARI PUMP TUTOR, afin de choisir les pompes qui sont de type immergé pour les deux forages, et pour un fonctionnement idéal de la pompe de DJIMAR, on a opté la variante de la réduction du temps de pompage.

# *Chapitre V*

## *Protection et pose des conduites*

## V.1 Introduction

Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes, afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite.

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

## V.2 Pose des conduites

### V.2.1 Principe de pose des canalisations

Le principe de pose de la canalisation est généralement le même pour toutes les conduites. Par contre le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la canalisation [14].

L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite est variable suivant les régions du fait du gel. 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 entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.

### V.2.2 Les actions reçus par les conduites

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes [14]:

- La pression verticale due au remblai ;
- La pression résultant des charges roulantes ;
- La pression résultant des charges permanentes de surface ;
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;
- Le poids propre de l'eau véhiculée ;
- Le tassement différentiel du terrain ;
- Les chocs lors de la mise en œuvre ;
- Action des racines des arbres.

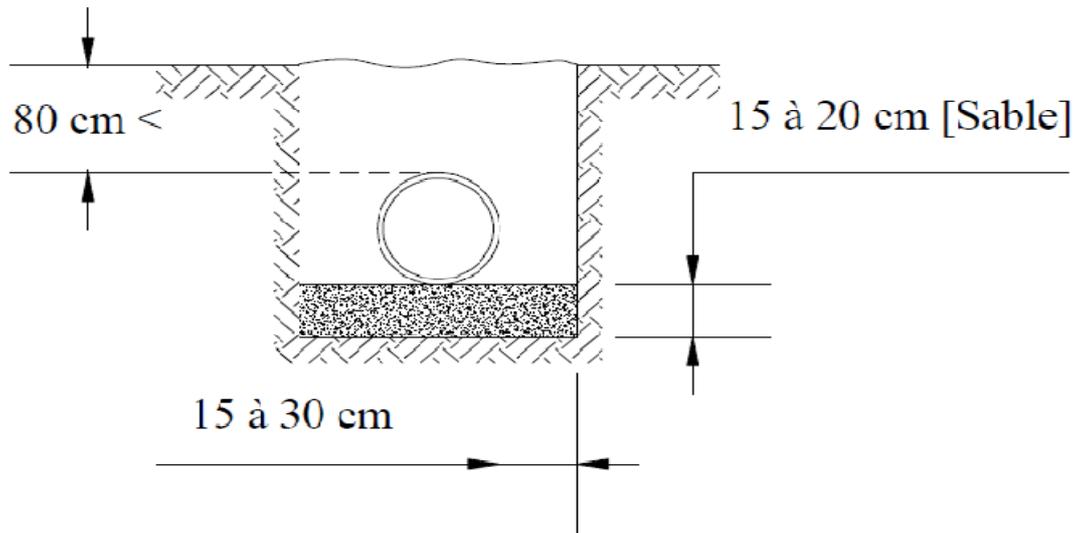
### V.2.3 Différents types de pose de conduites

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés [2,14] :

#### V.2.3.1 Pose en 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.

Le remblaiement doit être fait par couches de 20 à 30 cm exempts de pierres et bien pilonnées (Figure (V-1)).



**Figure (V-1):** Pose d'une canalisation dans un terrain ordinaire

### V.2.3.2 Pose en mauvais terrains

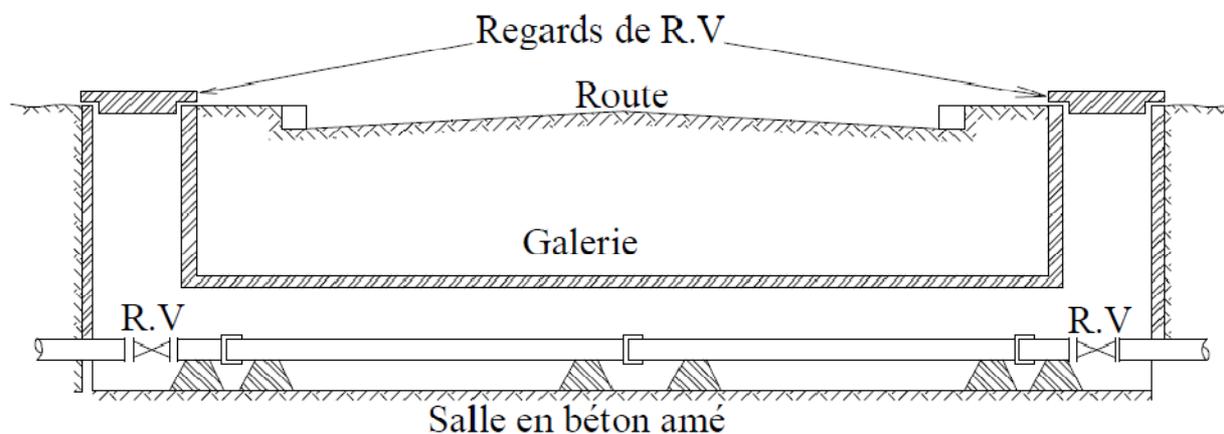
Si la conduite doit être posée en mauvais terrains, il pourra être nécessaire, pour éviter les affaissements (tassements) qui rompraient la conduite ou désassembleraient les joints, de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

### V.2.3.3 Pose en galerie

Dans certains cas, le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une galerie.

Les conduites de diamètre important 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 (V-2)).



**Figure (V-2):** Pose d'une canalisation en galerie

### V.2.3.4 Pose en pente

Les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

### V.2.3.5 Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées

Pour qu'il n'y ait plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- Couler de béton noyant la plus grande partie du tuyau ;
- Placer une dalle de béton armé sur des piédroits en béton ;
- Coller une dalle en béton armé sur un lit de sable recouvrant entièrement le tuyau (enrobage) ;
- Utiliser les gaines, qui sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites, (Figure (V-3)).

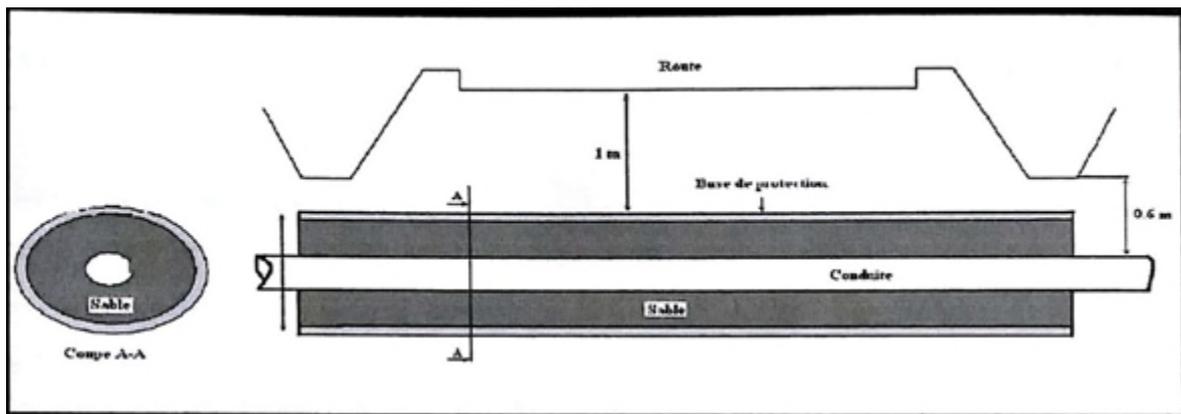


Figure (V-3): Pose d'une canalisation en traversée d'une route

### V.2.3.6 Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

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

### V.2.3.7 Passage de ponts

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

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

### V.2.3.8 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. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Figure (V-4)).

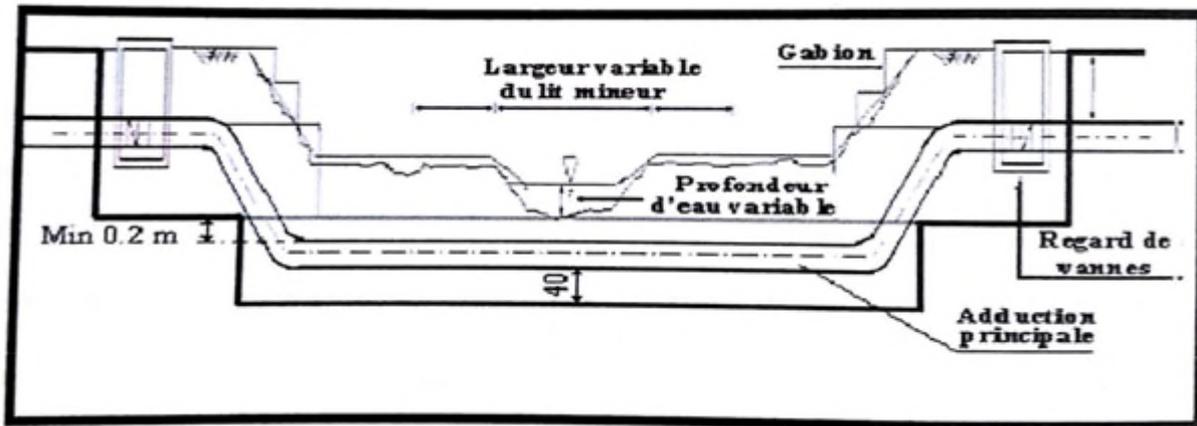


Figure (V-4): Pose d'une canalisation en traversée d'une rivière

### V.2.4 Différentes étapes de mise en place des canalisations

- Réalisation des fouilles (la profondeur et largeur de la tranchée, lit de pose, fond de fouille) ;
- Préparation de la canalisation ;
- Epreuve des joints et des canalisations principales ;
- Essai général du réseau ;
- Remblaiement de la tranchée.

### V.2.5 Butées

L'utilisation de massifs de butée en béton est une technique utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtements sous pression. Différents types de massifs en béton peuvent être conçus selon la configuration de la canalisation, la résistance et la nature du sol, la présence ou non de nappe phréatique, on peut citer [8] :

- Butée d'extrémité en vue d'un essai hydraulique ;
- Butée sur un branchement ;
- Butée sur un coude horizontal ;
- Butée sur un coude vertical ;
- Butée sur un cône.

## V.3 Protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier

### V.3.1 Définition

On appelle « Coup de bélier » les variations de pression provoquées par une rapide modification du régime d'un liquide s'écoulant à l'intérieur d'une conduite.

Le coup de bélier se manifeste par écrasement de la conduite lors d'une dépression, ou par éclatement lors d'une surpression, elle est engendré principalement par :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites gravitaires en charge ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes sur des conduites de refoulement ;
- Implosion des poches d'air suite à une cavitation ;
- Modification de la vitesse angulaire d'une pompe ;
- Coupure électrique inopinée dans une station de pompage qui est la cause la plus fréquente du coup de bélier en hydraulique urbaine ;
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine ;
- Variation d'un plan d'eau relié à un réseau en charge ;
- Vibration des accessoires de contrôle comme les vannes.

### V.3.2 Les conséquences du phénomène

#### V.3.2.1 Surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante qui se produit suite à une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement. Si la somme de la surpression et de pression initiale dépasse la pression maximale admissible de la conduite, il peut y avoir fissuration de cette dernière, et dislocation des joints [14].

#### V.3.2.2 Dépression

C'est une conséquence du coup de bélier suite à une dépression provoquée par l'arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement, si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e, il se produit une poche de cavitation provoquant l'implosion de la conduite, et l'aspiration des joints [14].

Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives: les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.

#### V.3.2.3 Fatigue de la canalisation

En régime transitoire, les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence de ce phénomène, provoquent la fatigue pour le matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible [14].

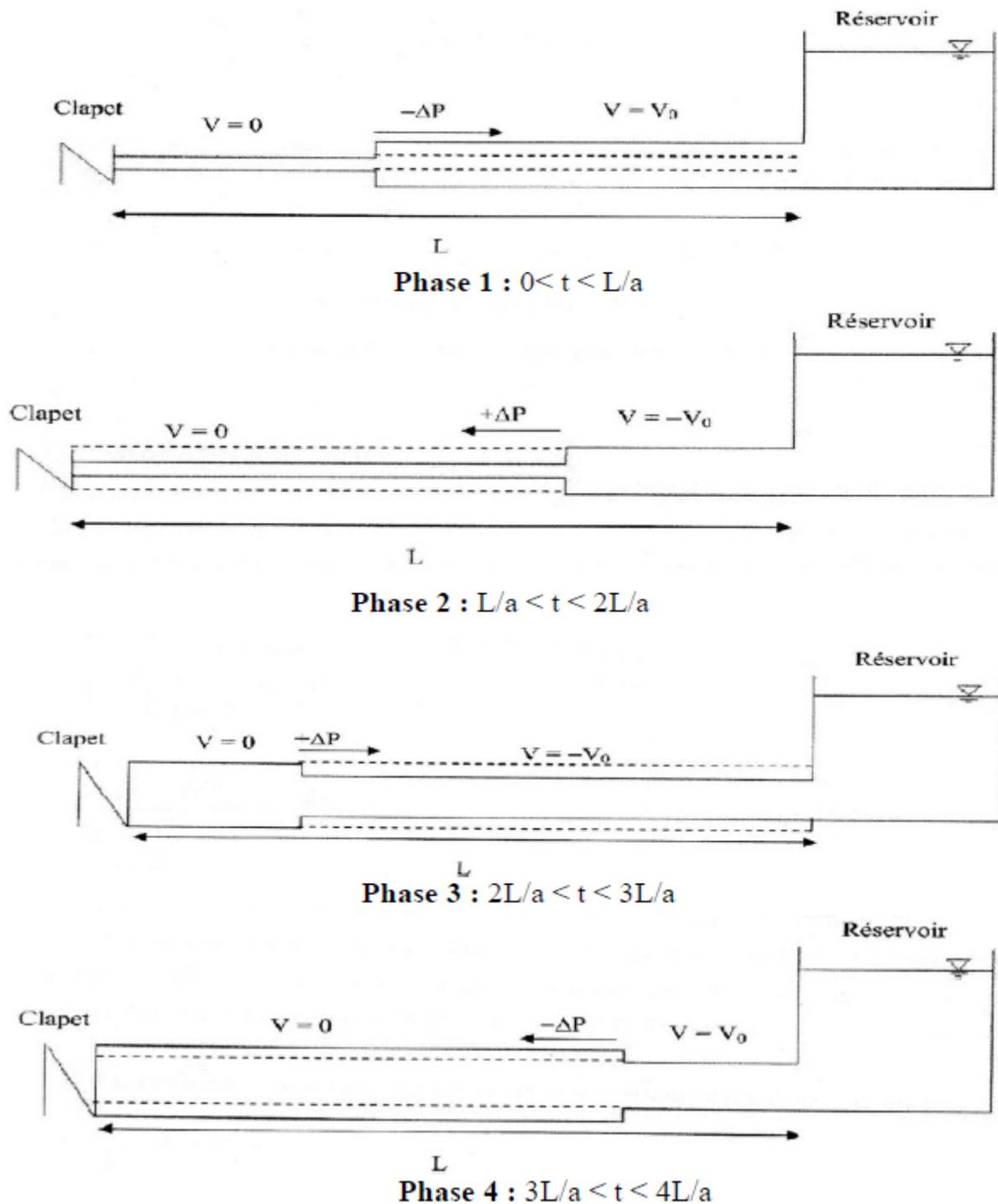
### V.3.3 Analyse physique du coup de bélier

Le phénomène de propagation d'ondes est caractérisé par une vitesse de propagation et comportant quatre phases de durée ( $L/a$ ).

L'analyse physique dans le cas de l'arrêt d'une pompe sur une conduite de refoulement est comme suit [2]:

- **Phase 1** : l'onde de dépression se propage vers le réservoir en laissant derrière elle une conduite contractée dans laquelle l'eau est immobile. A l'instant  $t = L/a$ , toute la longueur de la conduite est en dépression.
- **Phase 2** : lorsque l'onde atteint le réservoir, il y a réflexion avec changement de signe provoquant une onde de surpression qui repart vers le clapet. La conduite reprend sa section initiale induisant un retour d'eau. A l'instant  $t = 2L/a$ , la conduite a repris sa forme initiale et l'onde de surpression est réfléchi sur le clapet.
- **Phase 3** : en raison de cet arrêt, la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite, l'onde de pression gagne de proche en proche, dans le sens pompe-réservoir, toute la canalisation. Au bout d'un nouveau temps  $L/a$ , c'est-à-dire  $3L/a$  depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée immobile.
- **Phase 4** : à l'instant  $t = 3L/a$ , une onde réfléchi sur l'extrémité libre du réservoir repart 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 (Figure (V-5)).



*Figure (V-5) : Phases de propagation de l'onde du coup de bélier*

### V.3.4 Moyens de protection contre le coup de bélier

#### V.3.4.1 Volants 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).

### V.3.4.2 Réservoir d'air

Le réservoir d'air est une réserve d'eau qui se vide pour combler les dépressions et pour absorber les surpressions, c'est le procédé le répandu pour la protection de stations de pompage dans une gamme de débits de quelques litres par seconde et des gammes de pressions de quelques mètres à quelques centaines de mètres (Figure (V-6)).

Le réservoir anti-bélier est d'utilisation courante, il a deux fonctions:

- Limiter la surpression (perte de charge contrôlée par un clapet) ;
- Eviter la cavitation (vidange du ballon).

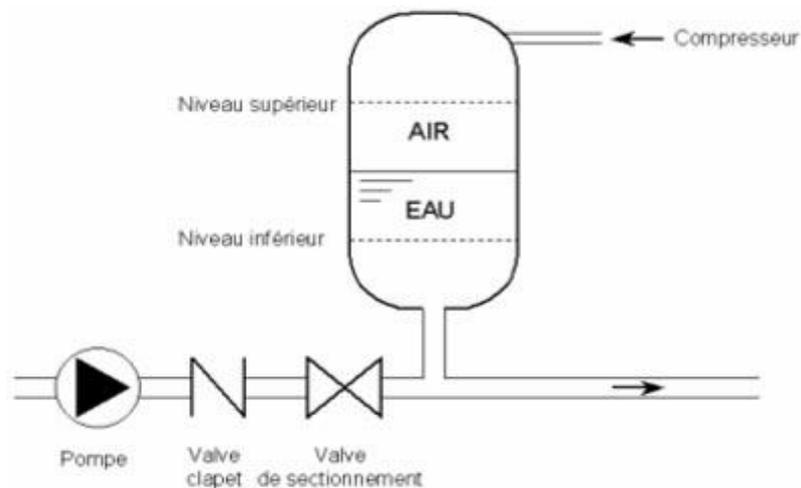


Figure (V-6) : Principe de la disposition d'un réservoir d'air

### V.3.4.3 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 (Figure (V-7)).

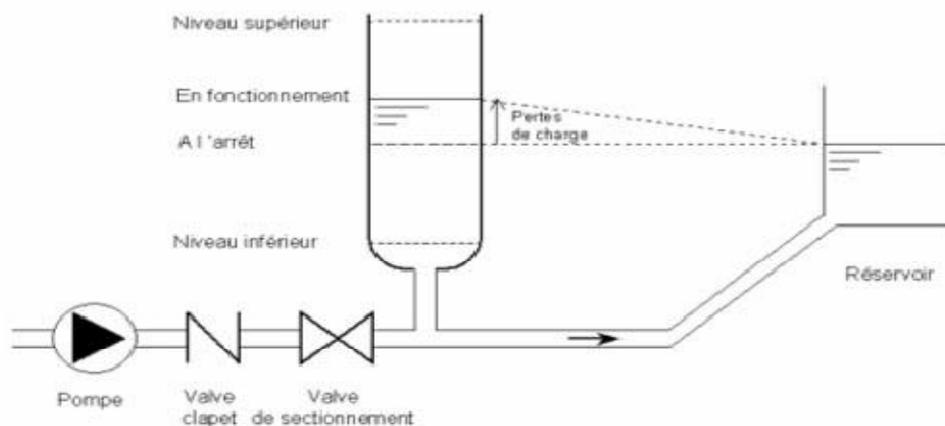


Figure (V-7): Cheminée d'équilibre

#### V.3.4.4 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 (10%) à la pression maximale de fonctionnement normale.

L'ouverture de la soupape doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace, et laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur. L'utilisation des soupapes de décharge nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive (Figure (V-8)).

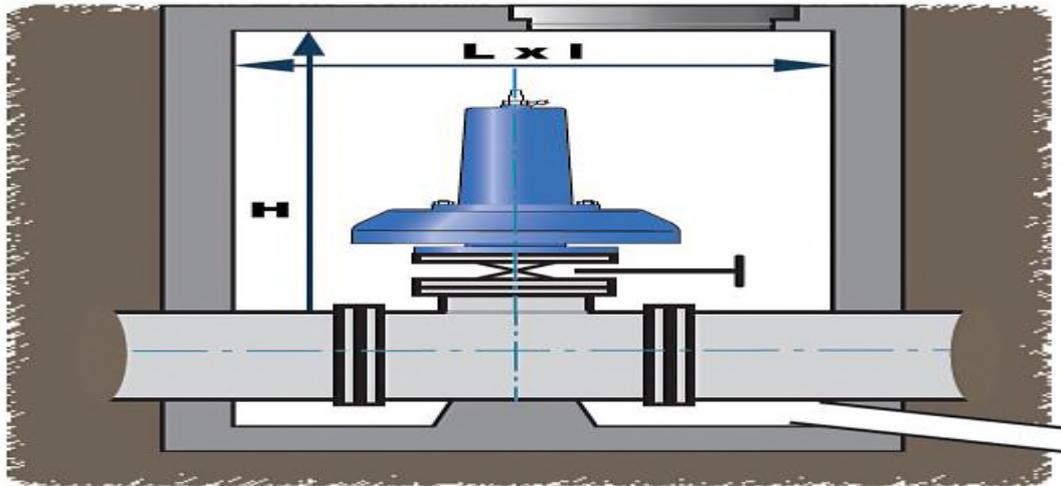


Figure (V-8): Soupape de décharge

#### V.3.4.5 Aspiration auxiliaire

##### V.3.4.5.a Clapet by-pass

Un by-pass est une conduite équipée d'un clapet dans le sens amont qui court-circuite une pompe, un by-pass est placé entre l'aspiration et le refoulement de la pompe, il est muni d'un clapet fermé lorsque la pompe fonctionne normalement.

Au moment d'un arrêt brusque de la pompe, la dépression dans la conduite provoque l'ouverture du clapet et se trouve ainsi imitée à la pression existant à l'aspiration, (Figure (V-9)).

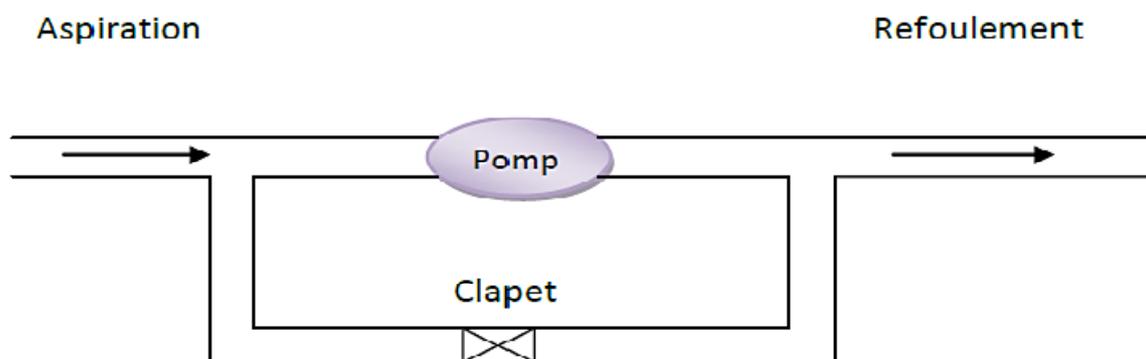


Figure (V-9): Schema d'un clapet by-pass

### V.3.4.5.b Ventouse et clapet d'entrée d'air

Les ventouses sont des appareils permettant d'évacuer l'air contenu dans les conduites, elle consiste donc en un flotteur obturant un orifice lorsque la conduite ne contient pas d'air et le laissant libre lorsqu'il y a de l'air. En absence d'air, s'exercent sur le flotteur vers le haut à la fois la force de pression et la poussée d'Archimède diminuée du flotteur (Figure (V-10)).

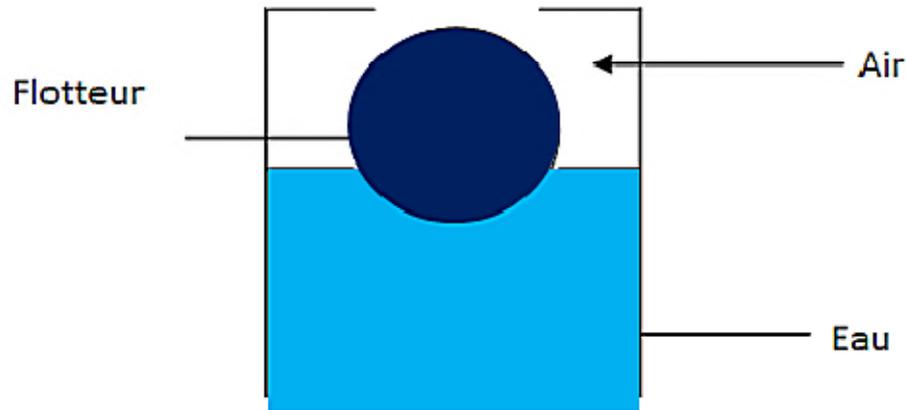


Figure (V-10): Schéma de principe d'une ventouse

## V.4 Étude du coup de bélier

### V.4.1 Valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{k' * D}{e}}} \quad (V.1)$$

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 :

$$t_f \leq 2L / a \quad (V.2)$$

Avec :

- $L$  : Longueur de la conduite ;
- $a$  : La célérité de l'onde (m/s).

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de (JOUKOVSKI):

$$b = a * V_0 / g \quad (V.3)$$

Avec :

- $b$  : La valeur maximale du coup de bélier (m) ;
- $a$  : la célérité de l'onde (m/s) ;

- $V_0$  : La vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s) ;
- $g$  : accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

La valeur maximale de la pression (surpression)  $H_S$  sera :

$$H_S = H_0 + b \quad (V.4)$$

La valeur maximale de la pression (dépression)  $H_d$  sera :

$$H_d = H_0 - b \quad (V.5)$$

$$H_0 = H_g + 10 \quad (V.6)$$

Avec :

- $H_0$  : La pression absolue dans la conduite (m).

### 2<sup>ème</sup> cas : fermeture lente

Dans le cas de la fermeture est lente, le temps de fermeture est :

$$t_f > 2L / a \quad (V.7)$$

La valeur maximale du coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD :

$$b = 2 * L * V_0 / (g * t_f) \quad (V.8)$$

Les valeurs des suppressions et des dépressions pour le cas le plus défavorable (fermeture brusque) sont regroupées dans le tableau (V-1) :

Tableau (V-1): Calcul des valeurs maximales du coup de bélier

Tronçons	De(mm)	Di(mm)	L(m)	e(mm)	a(m/s)	V(m/s)	Hg(m)	b (m)	H <sub>S</sub> (m)	H <sub>D</sub> (m)	PN
DJIMAR-R	315	257,8	5100	28,6	350,79	0,767	129	27,42	166,42	91,58	16
MERTINI-R	315	244,6	2350	35,2	395,92	0,851	147	34,38	192,38	102,62	20

La conduite F. MERTINI-Réservoir : la valeur de surpression est inférieure à la pression admissible de la conduite PN 20, et la valeur de la dépression est acceptable, donc ce tronçon ne nécessite aucune protection contre le coup de bélier

La conduite F. DJIMAR-Réservoir : la valeur de surpression est supérieure à la pression admissible de la conduite PN 16, mais la valeur de la dépression est acceptable, donc ce tronçon nécessite une protection contre le coup de bélier.

#### V.4.2 Choix des moyens de protection contre le coup de bélier

Au niveau de tronçon de DJIMAR, on a une surpression égale à 166,42 m qui dépasse la résistance de la conduite en PEHD PN 16.

Le réservoir d'air est le dispositif le plus simple et protégera l'installation contre les surpressions et les dépressions, pour cela nous avons choisi ce dispositif comme moyen de protection de ce tronçon d'adduction.

### V.4.3 Calcul du réservoir d'air

#### V.4.3.1 Principe de construction de l'épure de Bergeron

Dans notre cas le dispositif utilisé pour l'étranglement est la tuyère, et le volume d'air est fixé  $U_0$ . Sur le diagramme  $H = f(V)$ , le point 1R est donné par l'intersection de la vitesse de  $V_{f0}$  en régime normal et de l'horizontale passant par la valeur de  $Z_0$  (Figure (V-11)), telle que :

$$Z_0 = H_0 + 10 \quad (V-9)$$

Où :

- $H_g$  : Hauteur géométrique ;
- $Z_0$  : Pression absolue.

De ce point 1R, on trace la droite  $(a/g)$  et  $(-a/g)$  en tenant compte des échelles horizontales verticales. Le point 2P sera déterminé en fixant une vitesse  $V_{f1}$  de telle sorte, qu'après les calculs on trouve une pression  $Z$ . L'intersection de  $Z$  et  $V_{f1}$  doit couper la droite  $(a/g)$  en un point, sinon on refait le calcul pour une autre vitesse et ainsi de suite.

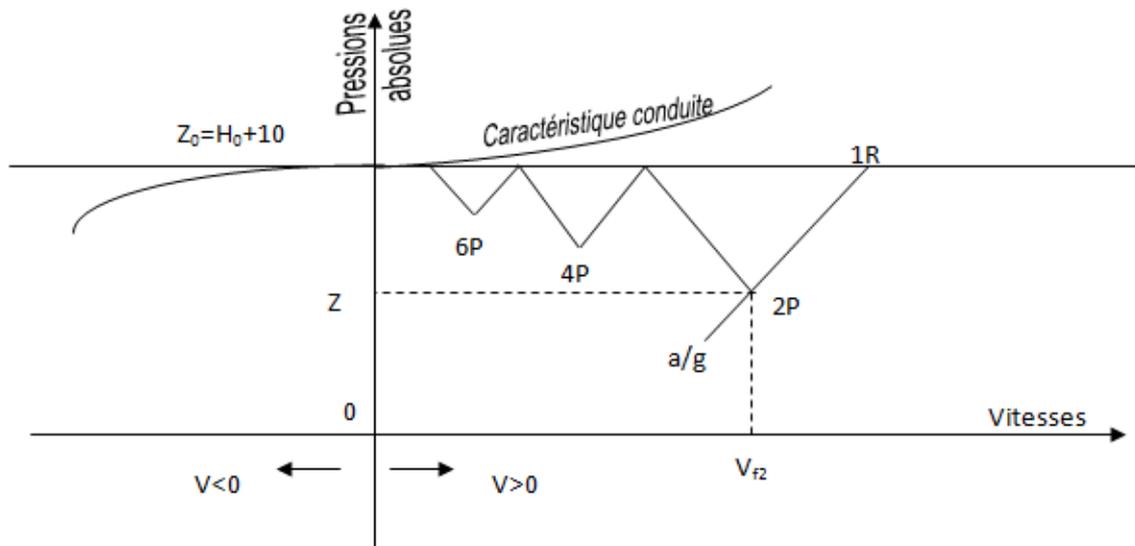


Figure (V-11) : Principe de la construction de l'épure de Bergeron

#### V.4.3.2 Principe de calcul du réservoir d'air

1- Les temps se suivent selon les valeurs de  $T = \frac{2 \times L}{a}$  ;

2- L'augmentation ou la diminution ( $\Delta U$ ) de ce volume est due, à l'eau que le réservoir écoule vers la conduite, au cours du régime transitoire, avec :

$$\Delta U = S \times V_m \times T \quad (V-10)$$

Où :

- $S$  : Section de la conduite ;
- $T$  : Temps mis par une onde, pour faire un aller retour dans la conduite ;
- $V_m$  : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.

3- Le volume d'air  $U$  du réservoir sera égal à la fin du premier intervalle  $T$ , au volume d'air choisi arbitrairement  $U_0$  au départ, augmenté ou diminué de la quantité trouvée à la colonne précédente  $\Delta U$ .

4- La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de Poisson :

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \quad (\text{V-11})$$

Où :

- $\delta_0$  : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
- $Z_0$  : Pression absolue ;
- $U_0$  : Volume d'air initial ;
- $V$  : Volume nouveau de l'air ;
- $Z$  : Pression dans le réservoir d'air.

5- La vitesse dans la tubulure

**a) Cas de la montée de l'eau :**

A la montée de l'eau, on a un coefficient de débit de 0.92.

$$V_1/V_f = D^2/d^2 = K \quad (\text{V-12})$$

Où :

- $V_1$  = Vitesse dans la tuyère ;
- $V_f$  = Vitesse finale choisie ;
- $D$  : Diamètre de la conduite ;
- $d'$  : Diamètre de la veine contractée.

Avec :

$$d' = 0.92 d \quad (\text{V-13})$$

- $d$  : Sera choisi de manière à avoir le rapport :

$$V_1/V_f = K \text{ compris entre 15 et 20} \quad (\text{V-14})$$

**b) Cas de la descente de l'eau :**

La tuyère agit comme un ajutage BORDA avec un coefficient de 0,5 à la descente de l'eau.

$$V_2/V_f = 2 \times (D/d)^2 \quad (\text{V-15})$$

Où :

- $V_2$  : Vitesse de l'eau dans la tuyère ;
- $V_f$  : Vitesse de l'eau dans la conduite.

**6- Calcul des pertes de charge****a) Cas de la montée de l'eau :**

$$\Delta h_1 = C \times (V^2/2g) \quad (\text{V-16})$$

Avec :  $C = f(m)$

$$m1 = (0,92.d)^2/D^2 \quad (\text{V-17})$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (Annexe (5)).

**b) Cas de la descente de l'eau :**

$$\Delta h_2 = C' \times (V^2/2g) \quad (\text{V-18})$$

Avec :

$$C' = f(m)$$

$$m1' = 1/2 \times (d/D)^2 \quad (\text{V-19})$$

La valeur de «C'» est lue sur l'abaque (Annexe (5)).

La Perte de charge  $\delta$  est donnée par la formule de COLEBROOCK, ainsi pour le PEHD :

$$\delta = 1.1 \frac{\lambda \times L \times V_f^2}{D \times 2 \times g} \quad (\text{V-20})$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge :

$$- \text{ Cas de la montée : } Z - \Delta h_1 - \delta ; \quad (\text{V-21})$$

$$- \text{ Cas de la descente : } Z + \Delta h_2 + \delta . \quad (\text{V-22})$$

Les résultants du calcul que nous avons trouvé à partir la note de calcul d'AMARA, L sur le coup de bélier sont donnés dans le tableau (V-2) ci-dessous :

**Tableau (V-2): Développement des résultats de calcul du réservoir d'air**

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,2578 m	Vitesse	0,76669831 m/s	Volume U <sub>0</sub>	3,45 m <sup>3</sup>
Débit	0,04 m <sup>3</sup> /s	Section	0,05217176 m <sup>2</sup>	K PDC entr	35,1 Vf <sup>2</sup>
H géomet	129 m	Célérité a	350,794666 m/s	K PDC sort	8,843 Vf <sup>2</sup>
Long. Cond.	5100 m	B	27,4162772 m	Exposant	1,4
coef. K	83	Hmax	166,416277 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0,0286 m	Hmin	91,5837228 m	pres. air Z	903,142449 /U <sup>Λ</sup>
C Haz Will	99,75	periode θ	29,0768389 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	139 m	Surpression	8,67213221 m
Umax	4,19207358 m <sup>3</sup>	PDC δ	20,5179362 m	Dépression	17,9578016 m
Umin	3,45 m <sup>3</sup>	a/g	35,7588854 s		

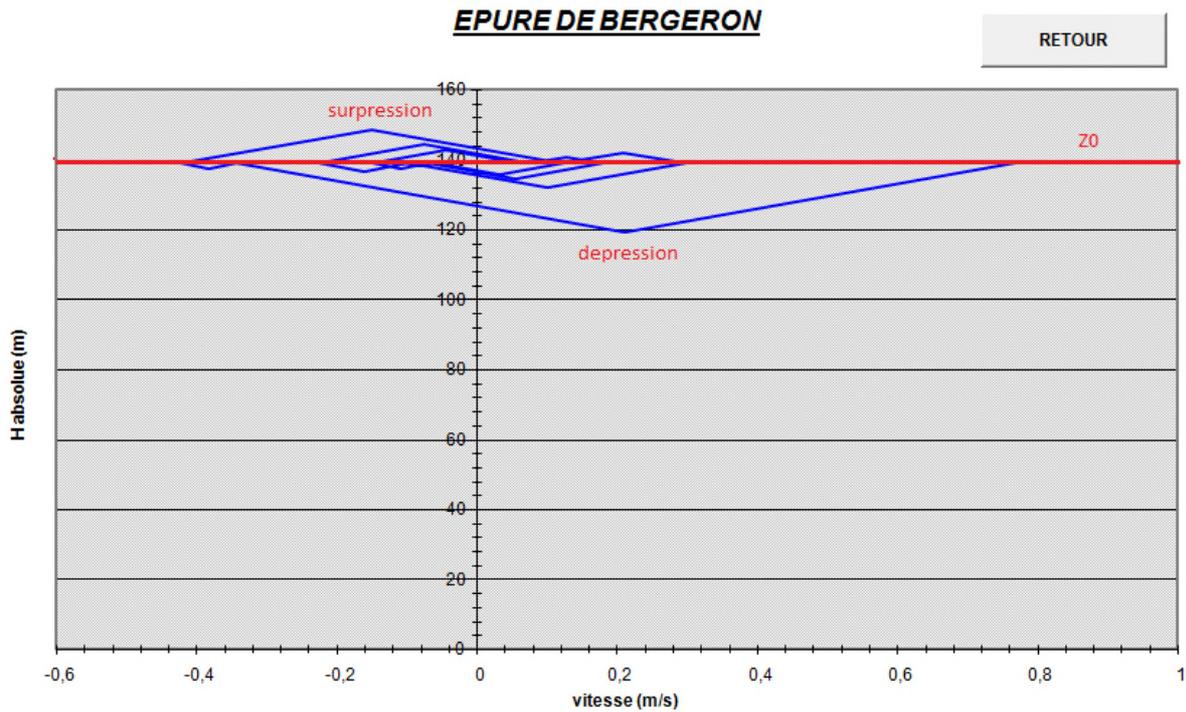
  

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z.+ Δh.+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	3,45	159,517936	0	159,517936	20,5179362	139	0,76669831	0	0	
29,0768389	0,74207358	4,19207358	121,438334	0,39613525	121,042198	1,89173764	119,150461	0,21160441	0,48917505	0,21165178	-4,7372E-05
58,1536779	-0,12886825	4,06320533	126,864461	5,10991854	131,974379	5,63437875	137,608758	-0,38239568	-0,08494997	-0,38155173	-0,00084395
87,2305168	-0,40361979	3,65958554	146,876255	0,79587719	147,672132	1,00702011	148,679152	-0,15062363	-0,26606624	-0,15058076	-4,2876E-05
116,307356	0,04439392	3,70397947	144,417644	0,38667676	144,030968	1,84987398	142,181094	0,20901414	0,02926448	0,20910972	-9,558E-05
145,384195	0,23488316	3,93886263	132,506471	0,08942378	132,417047	0,47676387	131,940283	0,10054814	0,15483503	0,10056033	-1,2197E-05
174,461034	-0,04553799	3,89332464	134,681328	0,90528523	135,586613	1,13458753	136,721201	-0,16060419	-0,03001865	-0,16059764	-6,5541E-06
203,537872	-0,17920911	3,71411553	143,86617	0,20098992	144,06716	0,28157499	144,348735	-0,07475319	-0,11813468	-0,07567172	0,00091852
232,614711	0,03911896	3,75323449	141,771285	0,14318221	141,628103	0,73724377	140,890859	0,12770263	0,02578723	0,12724617	0,00045646
261,69155	0,13930385	3,89253834	134,719417	0,02814128	134,691276	0,16343696	134,527839	0,05551633	0,09182913	0,05641208	-0,00089575
290,768389	-0,0394022	3,85313614	136,652053	0,41214004	137,064193	0,5475026	137,611695	-0,10837204	-0,02597394	-0,10835996	-1,2079E-05
319,845228	-0,11481298	3,73832316	142,563608	0,06492863	142,628536	0,09889416	142,727431	-0,04295821	-0,07568474	-0,04300952	5,1308E-05
348,922067	0,03737496	3,77569812	140,591831	0,07531108	140,516519	0,40665783	140,109862	0,09231704	0,02463758	0,09228468	3,2359E-05
377,998906	0,09448191	3,87018003	135,810272	0,00921456	135,801058	0,0581248	135,742933	0,03227028	0,06228249	0,0322803	-1,0022E-05
407,075745	-0,03678872	3,83339131	137,638471	0,2290564	137,867528	0,31780549	138,185333	-0,08159607	-0,02425113	-0,08078257	-0,0008135

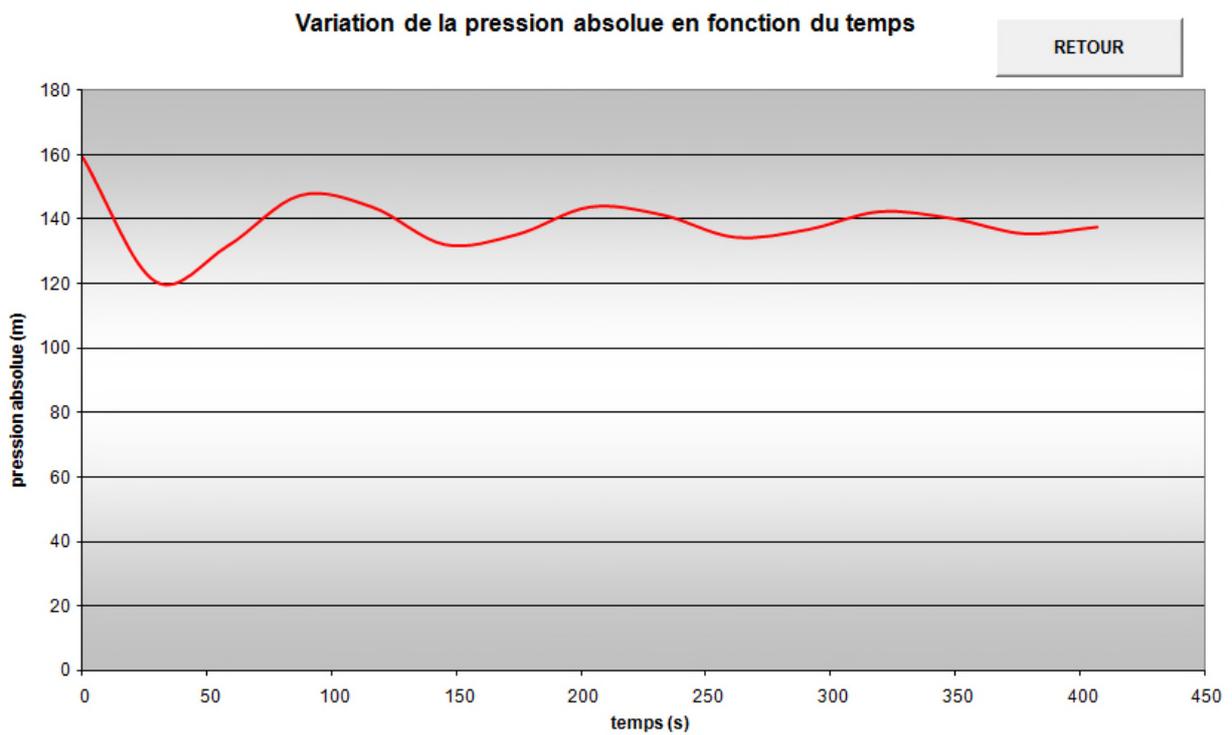
A partir du tableau on a :

- La surpression maximale = 8,672 m ;
- La dépression maximale = 17,957 m ;
- Le volume total du réservoir d'air = Ut = U<sub>max</sub> \* 1.2 = 5,03 m<sup>3</sup>.

Donc, le volume de réservoir d'air est 5 m<sup>3</sup>.



**Figure (V-12) : Epure de BERGERON**



**Figure (V-13) : Variation de la pression absolue en fonction de temps**

Le dimensionnement du réservoir d'air conduit à mieux protéger contre le coup de bélier. L'explication graphique est figurée sur la courbe de la (Figure (V-13)), qui montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

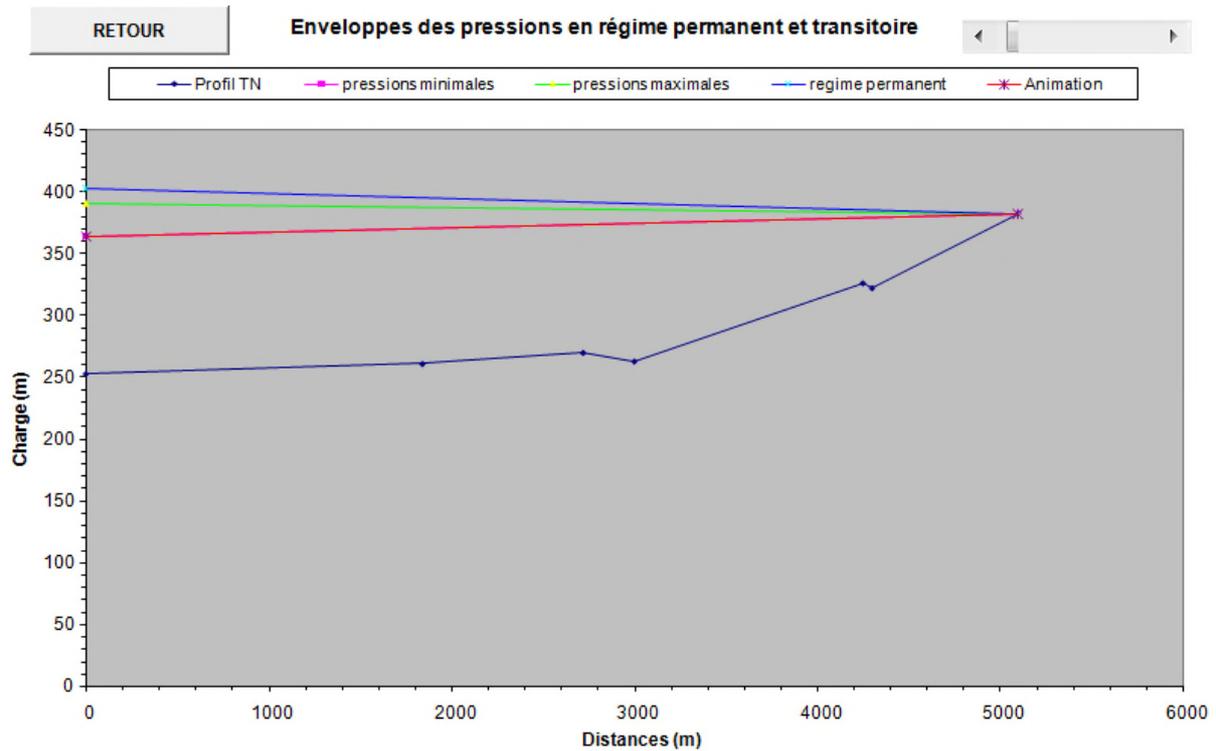


Figure (V-14) : Variation des pressions en régime permanent et transitoire

## V.5 Conclusion

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

Par ailleurs, la protection des réseaux d'alimentation en eau potable contre le phénomène du coup de bélier est d'une importance considérable. Afin de protéger le réseau étudié, on a opté pour un réservoir d'air pour le tronçon de DJIMAR, il faut le surveiller régulièrement.

# *Chapitre VI*

## *Distribution*

## **VI.1 Introduction**

L'eau stockée dans les réservoirs doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués en vue de satisfaire les consommateurs. Le réseau de distribution peut prendre plusieurs schémas, qui seront choisis selon l'importance de l'agglomération. Le but principal d'un réseau de distribution est d'amener l'eau aux différentes catégories de consommateurs, et à tous les points de l'agglomération, sans oublier de satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimaux et ils seront dimensionnés en conséquence.

## **VI.2 Les différents types des réseaux d'AEP**

Les réseaux d'AEP peuvent être classés comme suit [2,15]:

### **VI.2.1 Classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération**

#### ***VI.2.1.1 Réseau étagés***

Dans le cas d'un relief accidenté, la différence de niveau entre les points les plus hauts et les plus bas est remarquablement élevée, c'est-à-dire, lorsqu'une pression minimale est assurée pour les points amont, les points bas se retrouvent sous des pressions très importantes. Dans ce cas, la solution du réseau en zones étagées s'impose.

#### ***VI.2.1.2 Réseau unique***

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté, on peut projeter un seul réseau et avoir de bonnes conditions techniques.

### **VI.2.2 Classification selon la disposition des tronçons dans les réseaux**

#### ***VI.2.2.1 Le réseau ramifié***

Il est caractérisé par une alimentation à sens unique, il présente l'avantage d'être économique mais manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture.

#### ***VI.2.2.2 Le réseau maillé***

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

### **VI.2.2.3 Le réseau mixte**

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

## **VI.3 Conception d'un réseau**

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent avoir une influence sur le réseau parmi lesquels nous avons [10]:

- L'emplacement des quartiers ;
- L'emplacement des consommateurs ;
- Le relief ;
- Le souci d'assurer un service souple et précis.

## **VI.4 Le 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...etc);
- 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 propriétés de terrains et d'autorisation.

## **VI.5 Principe de tracé d'un réseau maillé**

Pour tracer le réseau, il y a certains nombres de condition qu'il faut respecter :

- Choisir le lieu de consommation principal ;
- Déterminer le sens principal d'écoulement ;
- Tracer les conduites maitresses en parallèles entre elles.
- Tracer les conduites maitresses à travers les quartiers par lesquelles il faut prévoir les lignes secondaires.

## **VI.6 Equipement du réseau de distribution**

### **VI.6.1 Nature de la canalisation**

Le réseau sera constitué de tuyaux en PEHD, pour les multiples avantages qu'ils présentent, à savoir [10]:

- Ils peuvent être adaptés à toutes les conditions de service si dures soient-elles ;
- Ils offrent une bonne flexibilité ;
- Ils sont disponibles sur le marché.

### **VI.6.2 Appareils et accessoires**

#### ***VI.6.2.1 Robinet-vanne***

Ils permettent l'isolement de divers tronçons de canalisation. On les met donc à chaque nœud du réseau.

#### ***VI.6.2.2 Ventouses***

Elles sont placées sur les points les plus hauts. Leur rôle est de chasser l'air entraîné par l'eau venant s'accumuler en pointes et qui a tendance à perturber l'écoulement ou à détériorer la conduite.

#### ***VI.6.2.3 Robinets de décharge***

Ils sont prévus aux points bas du réseau en vue de la vidange de la conduite sur l'égout voisin.

#### ***VI.6.2.4 Bouches d'incendie***

Elles seront installées sur les canalisations maitresses, capables de fournir un débit minimal de 17 l/s sous une pression de 10 bars minimum.

Elles seront espacées de 200 à 300 et réparties suivant l'importance des risques à défendre.

#### ***VI.6.2.5 Bouches de lavage***

Elles sont disposées aux alentours des jardins publics, espaces verts et pour permettre l'entretien des plantes.

#### ***VI.6.2.6 Raccordements***

On envisage des tés à deux ou trois emboitements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les places.

- Les croix pour permettre le changement de direction ;
- Les coudes pour permettre le changement de direction ;
- Les bouts d'extrémités pour la mise en place d'appareils hydrauliques.

## VI.7 Calcul hydraulique du réseau de distribution

### VI.7.1 Débit de pointe

C'est le débit par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution .Dans notre cas, le débit de pointe est :

- pour la zone d'EL KANNER :  $Q_p = 286,8925 \text{ m}^3/\text{h}$
- pour la zone M'ZAIR :  $Q_p = 155,8473 \text{ m}^3/\text{h}$

### VI.7.2 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 :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- $Q_p$  = débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$  = somme des Longueurs des tronçons du réseau.

### VI.7.3 Débit en route

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long d'un tronçon. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_s * L_{i,j} \quad (\text{VI.2})$$

Avec:

- $Q_r$ : Débit en route (l/s) ;
- $Q_s$ : Débit spécifique (l/s) ;
- $L_{i,j}$ : Longueur du tronçon [i-j] (m).

### VI.7.4 Débit de tronçon

C'est le débit que la conduite du réseau ramifié doit transiter afin de répondre à la demande de ses propres branchements (service en route), et d'en assurer celui demandé par les conduites qui en dépendent (débit aval).

Le débit de transit est donné par la formule :

$$Q_T = p + 0.55 Q_r \quad (\text{VI.3})$$

Avec:

- $Q_T$  : Débit transité par le tronçon (l/s);
- $P$  : Debit aval (l/s);
- $Q_r$  : Débit en route (l/s).

### **VI.7.5 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).

## **VI.8 Modélisation et simulation du réseau**

### **VI.8.1 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.

### **VI.8.2 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.

### **VI.8.3 Modélisation du réseau**

L'utilisation du logiciel de l'EPANET permet de modéliser le 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, donc il doit suivre les étapes suivantes :

- Ramener le tracé qu'on a réalisé avec AUTOCAD sur un fichier compatible avec l'EPANET ;
- Choisir et définir l'unité de calcul puis d'introduire quelques données de base ;
- La modélisation consiste à en introduire les différentes données du réseau.

## VI.9 Etude de la distribution sans tenir compte du débit d'incendie

### VI.9.1 Distribution à partir du réservoir 1000 m<sup>3</sup> vers la zone de M'ZAIR

#### VI.9.1.1 Données de base

- La cote du radier du réservoir est de 377 m ;
- La longueur totale du réseau de distribution est de 8257 m ;
- Le débit de pointe est :  $Q_p = 42,3$  l/s ;
- Le débit spécifique :  $Q_s = 0,00512293$  l/s.

#### VI.9.1.2 Calcul des différents débits et des différents diamètres du réseau

Les résultats obtenus dans le tableau suivant représentent les différents débits, ainsi que les diamètres obtenus (avec une vitesse proposée de 1 m/s):

**Tableau (VI-1) : Calcul des débits et diamètres de la zone de M'ZAIR**

Trançon	L(m)	Qr (l/s)	Qe (l/s)	P (Q aval)	QT (l/s)	D (mm)	DN	D(int)
R-2	1080	0	0	43,259803	43,259803	234,75099	315	257,8
2-3	65	0,33299045	0	0	0,1831447	15,274338	20	15,4
2-4	120	0,6147516	0	42,312061	42,650174	233,09104	315	257,8
4-5	15	0,07684395	0	18,689522	18,731786	154,47378	200	163,6
5-15	874	4,47744082	0,2304	9,5502147	12,012807	123,70505	160	130,8
4-8	220	1,1270446	0	22,418651	23,038525	171,31386	250	204,6
8-7	95	0,48667835	0	0	0,2676731	18,465775	25	19
8-9	60	0,3073758	0	21,624596	21,793653	166,62117	250	204,6
9-10	100	0,512293	0	0	0,2817612	18,945485	25	19
9-11	170	0,8708981	0,001	20,241405	20,720399	162,46665	200	163,6
11-12	70	0,3586051	0	0	0,1972328	15,85093	25	19
11-13	445	2,27970385	0	17,602096	18,855934	154,98483	200	163,6
13-14	70	0,3586051	0	0	0,1972328	15,85093	25	19
5-15	910	4,6618663	0,2304	8,4893354	11,053362	118,66219	160	130,8
25-28	430	2,2028599	0,117	0,117	1,3285729	41,139392	63	48,8
17-18	130	0,6659809	0	3,3874038	3,7536933	69,150379	90	73,2
17-25	75	0,38421975	0	2,7809236	2,9922445	61,739585	90	73,2
18-19	75	0,38421975	0	0	0,2113209	16,407271	25	19
18-20	65	0,33299045	0,00627	2,6701936	2,8533383	60,289517	90	73,2
20-22	310	1,5881083	0	0	0,8734596	33,356968	50	38,8
20-21	210	1,0758153	0	0	0,5916984	27,454616	40	31
13-23	10	0,0512293	0	17,192262	17,220438	148,11098	200	163,6
23-24	1250	6,4036625	0,235	7,75000158	11,272016	119,83011	160	130,8
25-26	90	0,4610637	0	0	0,253585	17,973265	25	19
23-24	410	2,1004013	0,235	8,6881982	9,8434189	111,9794	160	130,8
24-27	76	0,38934268	0	8,0638555	8,277994	102,6899	160	130,8
15-17	405	2,07478665	0,0265	7,2450281	8,3861607	103,35863	160	130,8
27-29	260	1,3319618	0	6,7318937	7,4644727	97,513499	125	102,2
29-30	86	0,44057198	0	0	0,2423146	17,56932	25	19

**Tableau (VI-1) : Calcul des débits et diamètres de la zone de M'ZAIR (suite et fin)**

Trançon	L(m)	Qr (l/s)	Qe (l/s)	P (Q aval)	QT (l/s)	D (mm)	DN	D(int)
29-31	70	0,3586051	0,0271	5,9327166	6,1299494	88,367713	110	90
31-32	150	0,7684395	0,001	2,1833682	2,6060099	57,61734	75	58,6
32-34	40	0,2049172	0	0	0,1127045	11,982177	20	15,4
32-33	386	1,97745098	0	0	1,087598	37,221972	50	38,8
31-35	80	0,4098344	0	2,5439746	2,7693835	59,395934	90	73,2
35-36	73	0,37397389	0	0	0,2056856	16,187029	25	19
35-37	60	0,3073758	0	1,8626249	2,0316816	50,873661	75	58,6
37-38	75	0,38421975	0	0	0,2113209	16,407271	25	19
37-39	50	0,2561465	0,1885	1,2222586	1,3631392	41,67113	63	48,8
39-16	44	0,22540892	0,001	0,001	0,1249749	12,617595	20	15,4
39-6	133	0,68134969	0,126	0,126	0,5007423	25,256451	40	31

**VI.9.1.3 Etat des nœuds du réseau après simulation****Tableau (VI-2) : Etat des nœuds du réseau de la zone de M'ZAIR après simulation**

Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
R1	377	-----	-43,29	382	5
Noeud 2	306	0,47387103	0,45	379,93	73,93
Noeud 3	306	0,1664952	0,16	375,07	69,07
Noeud 4	296	0,9093201	0,86	379,45	83,45
Noeud 5	295	4,6080755	4,33	379,39	84,39
Noeud 6	275	0,4666749	0,44	369,12	94,12
Noeud 7	297	0,2433392	0,23	374,24	77,24
Noeud 8	291	0,9605494	0,9	379,04	88,04
Noeud 9	288	0,8452835	0,79	378,94	90,94
Noeud 10	286	0,2561465	0,24	373,41	87,41
Noeud 11	279	1,7556035	1,65	378,17	99,17
Noeud 12	286	0,1793026	0,17	376,1	90,1
Noeud 13	272	1,3447691	1,26	376,48	104,48
Noeud 14	274	0,1793026	0,17	374,41	100,41
Noeud 15	270	5,8374469	5,49	377,69	107,69
Noeud 16	274	0,1137045	0,11	369,55	95,55
Noeud 17	262	1,5889937	1,49	376,66	114,66
Noeud 18	260	0,6915956	0,65	375,37	115,37
Noeud 19	260	0,1921099	0,18	372,87	112,87
Noeud 20	260	1,504727	1,42	374,97	114,97
Noeud 21	259	0,5379077	0,51	370,86	111,86
Noeud 22	257	0,7940542	0,75	370,85	113,85
Noeud 23	271	4,2776466	4,02	376,44	105,44
Noeud 24	261	4,6817032	4,4	375,37	114,37
Noeud 25	260	1,5240717	1,43	376,16	116,16
Noeud 26	260	0,2305319	0,22	372,03	112,03

**Tableau (VI-2) : Etat des nœuds du réseau de la zone de M'ZAIR après simulation (suite et fin)**

Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 27	260	0,8606522	0,81	375,17	115,17
Noeud 28	260	1,21843	1,15	372,09	112,09
Noeud 29	271	1,0655694	1	373,39	102,39
Noeud 30	272	0,220286	0,21	369,75	97,75
Noeud 31	275	0,7955395	0,75	372,76	97,76
Noeud 32	276	1,4764038	1,39	370,53	94,53
Noeud 33	279	0,9887255	0,93	362,94	83,94
Noeud 34	280	0,1024586	0,1	369,31	89,31
Noeud 35	275	0,5455921	0,51	372,3	97,3
Noeud 36	274	0,186987	0,18	369,98	95,98
Noeud 37	275	0,473871	0,45	371,72	96,72
Noeud 38	275,85	0,1921099	0,18	369,22	93,37
Noeud 39	274	0,7699526	0,72	371,15	97,15

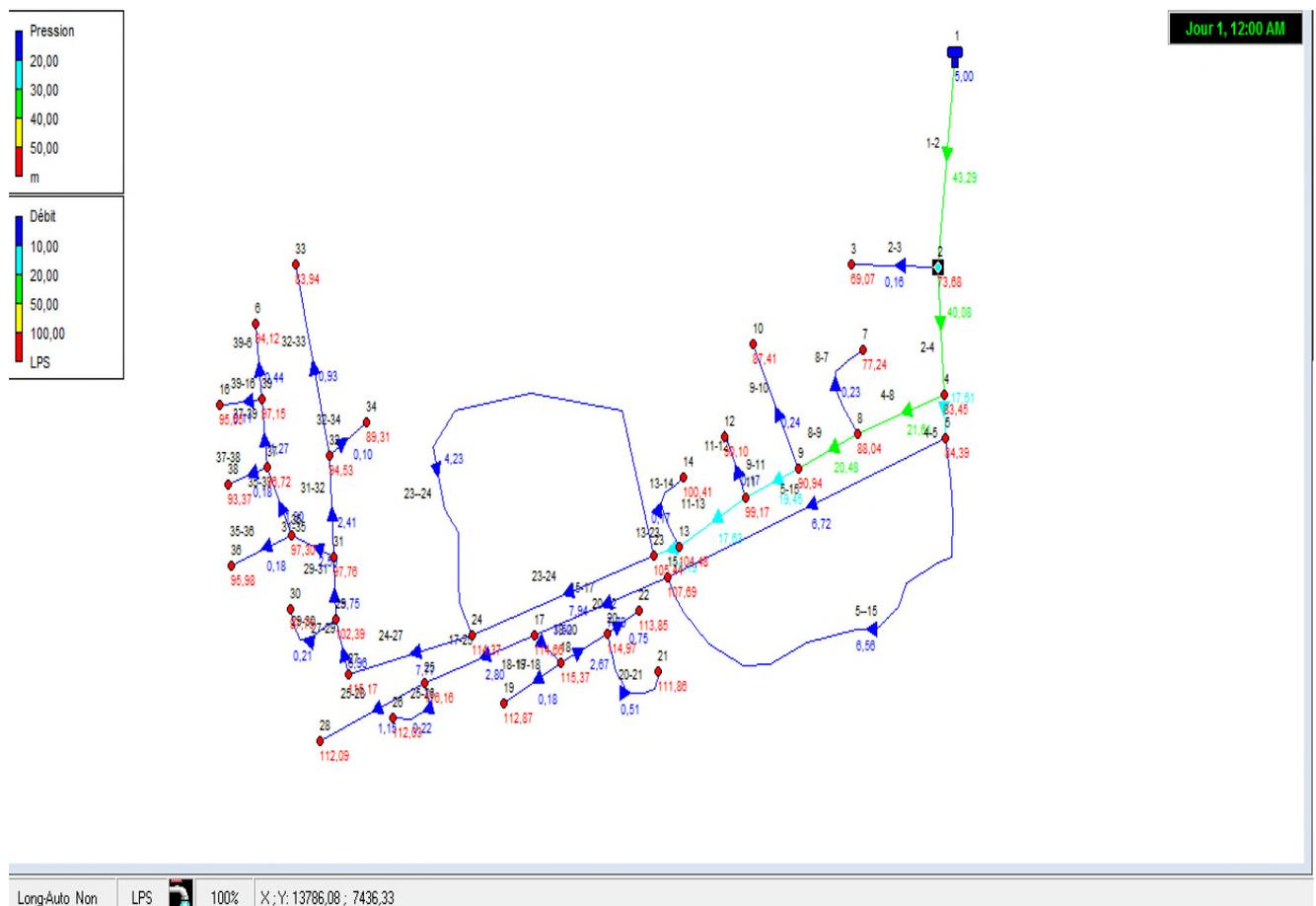
**VI.9.1.4 Etat des arcs du réseau après simulation****Tableau (VI-3) : Etat des arcs du réseau de la zone de M'ZAIR**

ID Arc	L(m)	D(int)(mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P.Charge (m/km)
Tuyau R-2	1080	257,8	0,01	43,29	0,83	2,15
Tuyau 2-3	65	15,4	0,01	0,16	0,84	70,91
Tuyau 2-4	120	257,8	0,01	40,08	0,77	1,9
Tuyau 4-8	220	204,6	0,01	21,61	0,66	1,87
Tuyau 8-7	95	19	0,01	0,23	0,81	50,51
Tuyau 8-9	60	204,6	0,01	20,48	0,62	1,73
Tuyau 9-10	100	19	0,01	0,24	0,85	55,31
Tuyau 9-11	170	163,6	0,01	19,45	0,93	4,55
Tuyau 11-12	70	19	0,01	0,17	0,59	29,52
Tuyau 11-13	445	163,6	0,01	17,63	0,84	3,79
Tuyau 13-14	70	19	0,01	0,17	0,59	29,52
Tuyau 18-19	75	19	0,01	0,18	0,64	33,32
Tuyau 18-20	65	73,2	0,01	2,67	0,63	6,13
Tuyau 20-22	310	38,8	0,01	0,75	0,63	13,3
Tuyau 20-21	210	31	0,01	0,51	0,67	19,58
Tuyau 27-29	260	102,2	0,01	6,96	0,85	6,84
Tuyau 29-30	86	19	0,01	0,21	0,73	42,38
Tuyau 29-31	70	90	0,01	5,75	0,9	9,02
Tuyau 31-32	150	58,6	0,01	2,41	0,9	14,9
Tuyau 32-34	40	15,4	0,01	0,1	0,52	30,34
Tuyau 32-33	386	38,8	0,01	0,93	0,79	19,64
Tuyau 31-35	80	73,2	0,01	2,59	0,61	5,78
Tuyau 35-36	73	19	0,01	0,18	0,62	31,78
Tuyau 35-37	60	58,6	0,01	1,9	0,7	9,7
Tuyau 37-38	75	19	0,01	0,18	0,64	33,32

**Tableau (VI-3) : Etat des arcs du réseau de la zone de M'ZAIR (suite et fin)**

ID Arc	L(m)	D(int)(mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P.Charge (m/km)
Tuyau 37-39	50	48,8	0,01	1,27	0,68	11,43
Tuyau 39-16	44	15,4	0,01	0,11	0,57	36,36
Tuyau 24-27	76	130,8	0,01	7,77	0,58	2,56
Tuyau 17-18	130	73,2	0,01	3,5	0,83	9,94
Tuyau 25-26	90	19	0,01	0,22	0,76	45,91
Tuyau 15-17	405	130,8	0,01	7,79	0,58	2,55
Tuyau 17-25	75	73,2	0,01	2,8	0,66	6,66
Tuyau 13-23	10	163,6	0,01	16,19	0,77	3,69
Tuyau 23-24	410	130,8	0,01	7,94	0,59	2,62
Tuyau 4-5	15	163,6	0,01	17,61	0,84	4,13
Tuyau 5-15	874	130,8	0,01	6,72	0,5	1,95
Tuyau 25-28	430	48,8	0,01	1,15	0,61	9,46
Tuyau 5--15	910	130,8	0,01	6,56	0,49	1,87
Tuyau 39-6	133	31	0,01	0,44	0,58	15,24
Tuyau 23-24	1250	130,8	0,01	4,23	0,31	0,86

La figure (VI-1) représente l'état du réseau de la zone de M'ZAIR après la simulation :



**Figure (VI-1): Etat du réseau de la zone de M'ZAIR après simulation**

Après analyse des résultats de la simulation, on a observé que les pressions aux nœuds dépassent la limite de 60 m pour plusieurs nœuds qui sont mentionnées en rouge dans la figure (VI-1), 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 des réducteurs de pression aux niveaux des tronçons 8-9 de 2 bars, 1-2 et 4-5 de 4 bars

Les vitesses de l'eau dans les conduites sont dans les limites souhaitées à l'exception des tronçons 23--24 et 5--15 ayant des vitesses de 0,31 m/s et 0,49 m/ successivement. La seule manière qu'on peut suivre pour augmenter la vitesse est de diminuer les diamètres.

Les résultats de la deuxième simulation sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau (VI-4) : Etat des nœuds du réseau de la zone de M'ZAIR après deuxième simulation**

ID Arc	L(m)	D(int)(mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P.Charge (m/km)
Tuyau R-2	1080	257,8	0,01	43,3	0,83	40
Tuyau 2-3	65	15,4	0,01	0,17	0,89	79,16
Tuyau 2-4	120	257,8	0,01	42,66	0,82	2,13
Tuyau 4-8	220	204,6	0,01	23,01	0,7	2,09
Tuyau 8-7	95	19	0,01	0,24	0,86	56,4
Tuyau 9-10	100	19	0,01	0,26	0,9	61,77
Tuyau 9-11	170	163,6	0,01	20,7	0,98	5,1
Tuyau 11-12	70	19	0,01	0,18	0,63	32,93
Tuyau 11-13	445	163,6	0,01	18,76	0,89	4,24
Tuyau 13-14	70	19	0,01	0,18	0,63	32,93
Tuyau 18-19	75	19	0,01	0,19	0,68	37,17
Tuyau 18-20	65	73,2	0,01	2,84	0,67	6,85
Tuyau 20-22	310	38,8	0,01	0,79	0,67	14,86
Tuyau 20-21	210	31	0,01	0,54	0,71	21,87
Tuyau 27-29	260	102,2	0,01	7,41	0,9	7,66
Tuyau 29-30	86	19	0,01	0,22	0,78	47,3
Tuyau 29-31	70	90	0,01	6,12	0,96	10,1
Tuyau 31-32	150	58,6	0,01	2,57	0,95	16,68
Tuyau 32-34	40	15,4	0,01	0,1	0,55	33,81
Tuyau 32-33	386	38,8	0,01	0,99	0,84	21,96
Tuyau 31-35	80	73,2	0,01	2,75	0,65	6,47
Tuyau 35-36	73	19	0,01	0,19	0,66	35,45
Tuyau 35-37	60	58,6	0,01	2,02	0,75	10,84
Tuyau 37-38	75	19	0,01	0,19	0,68	37,17
Tuyau 37-39	50	48,8	0,01	1,35	0,72	12,77
Tuyau 39-16	44	15,4	0,01	0,11	0,61	40,53
Tuyau 24-27	76	130,8	0,01	8,27	0,62	2,87
Tuyau 17-18	130	73,2	0,01	3,72	0,88	11,12
Tuyau 25-26	90	19	0,01	0,23	0,81	51,26
Tuyau 15-17	405	130,8	0,01	8,29	0,62	2,85
Tuyau 17-25	75	73,2	0,01	2,98	0,71	7,45
Tuyau 13-23	10	163,6	0,01	17,24	0,82	4,14
Tuyau 23-24	410	130,8	0,01	8,45	0,63	2,93

**Tableau (VI-4) : Etat des nœuds du réseau de la zone de M'ZAIR après deuxième simulation (suite et fin)**

ID Arc	L(m)	D(int)(mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P.Charge (m/km)
Tuyau 5-15	874	130,8	0,01	7,15	0,53	2,18
Tuyau 25-28	430	48,8	0,01	1,22	0,65	10,57
Tuyau 5--15	910	130,8	0,01	6,99	0,52	2,09
Tuyau 39-6	133	31	0,01	0,47	0,62	17,01
Tuyau 23-24	1250	130,8	0,01	4,5	0,33	0,96
Tuyau 4-5	15	163,6	0,01	18,75	0,89	40
Tuyau 8-9	60	204,6	0,01	21,8	0,66	20

**Tableau (VI-5) : Etat des nœuds du réseau de la zone de M'ZAIR après la deuxième simulation**

Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
R 1	377	-----	-43,3	382	5
Noeud 2	306	0,473871	0,47	342	36
Noeud 3	306	0,1664952	0,17	336,85	30,85
Noeud 4	296	0,9093201	0,91	341,74	45,74
Noeud 5	295	4,6080755	4,61	301,74	6,74
Noeud 6	275	0,4666749	0,47	310,3	35,3
Noeud 7	297	0,2433392	0,24	335,93	38,93
Noeud 8	291	0,9605494	0,96	341,28	50,28
Noeud 9	288	0,8452835	0,85	321,28	33,28
Noeud 10	286	0,2561465	0,26	315,11	29,11
Noeud 11	279	1,7556035	1,76	320,42	41,42
Noeud 12	286	0,1793026	0,18	318,11	32,11
Noeud 13	272	1,3447691	1,35	318,53	46,53
Noeud 14	274	0,1793026	0,18	316,22	42,22
Noeud 15	270	5,8374469	5,84	299,84	29,84
Noeud 16	274	0,1137045	0,11	310,78	36,78
Noeud 17	262	1,5889937	1,59	298,69	36,69
Noeud 18	260	0,6915956	0,69	297,24	37,24
Noeud 19	260	0,1921099	0,19	294,45	34,45
Noeud 20	260	1,504727	1,51	296,79	36,79
Noeud 21	259	0,5379077	0,54	292,2	33,2
Noeud 22	257	0,7940542	0,79	292,19	35,19
Noeud 23	271	4,2776466	4,28	318,49	47,49
Noeud 24	261	4,6817032	4,69	317,29	56,29
Noeud 25	260	1,5240717	1,53	298,13	38,13
Noeud 26	260	0,2305319	0,23	293,51	33,51
Noeud 27	260	0,8606522	0,86	317,07	57,07
Noeud 28	260	1,21843	1,22	293,58	33,58
Noeud 29	271	1,0655694	1,07	315,08	44,08
Noeud 30	272	0,220286	0,22	311,01	39,01
Noeud 31	275	0,7955395	0,8	314,37	39,37
Noeud 32	276	1,4764038	1,48	311,87	35,87
Noeud 33	279	0,9887255	0,99	303,39	24,39

**Tableau (VI-5) : Etat des nœuds du réseau de la zone de M'ZAIR après la deuxième simulation (suite et fin)**

Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 34	280	0,1024586	0,1	310,52	30,52
Noeud 35	275	0,5455921	0,55	313,85	38,85
Noeud 36	274	0,186987	0,19	311,26	37,26
Noeud 37	275	0,473871	0,47	313,2	38,2
Noeud 38	275,85	0,1921099	0,19	310,41	34,56
Noeud 39	274	0,7699526	0,77	312,56	38,56

## VI.9.2 Distribution à partir du réservoir 1000 m<sup>3</sup> vers la zone d'EL KENNAR

### VI.9.2.1 Données de base

- La cote du radier du réservoir est de 377 m ;
- La longueur totale du réseau de distribution est de 17188 m ;
- Le débit de pointe est :  $Q_p = 77,24$  l/s ;
- Le débit spécifique :  $Q_s = 0,00449383$  l/s.

### VI.9.2.2 Calcul des différents débits et des différents diamètres du réseau

Les résultats obtenus dans le tableau suivant représentent les différents débits, ainsi que les diamètres obtenus (avec une vitesse proposée de 1 m/s):

**Tableau (VI-6) : Calcul des débits et diamètres de la zone d'EL KANNER**

tronçon	L (m)	Qr (l/s)	QT (l/s)	D (mm)	D int	D ext
ramifié						
135 - 73	750	3,3703725	1,85370488	48,5943153	48,8	63
135 - 136	50	0,2246915	0,12358033	12,5469983	15,4	20
2-135	450	2,0222235	3,08950813	62,7349914	73,2	90
74 - 126	80	0,3595064	0,19772852	15,8708369	19	25
124 - 125	550	2,4716065	1,35938358	41,6136855	48,8	63
133 - 134	60	0,2696298	0,20629639	16,211044	19	25
127 - 128	45	0,2022224	0,11122229	11,9031277	15,4	20
129 - 130	30	0,1348149	0,0741482	9,71886307	15,4	20
131 - 132	60	0,2696298	0,14829639	13,744548	15,4	20
5 - 123	160	0,7190128	0,39545704	22,4447528	24,8	32
5-6	70	0,3145681	0,17301246	14,8458086	15,4	20
4-5	20	0,0898766	0,61790163	28,055941	31	40
4-7	125	0,5617288	0,30895081	19,8385462	24,8	32
3-4	40	0,1797532	1,0257167	36,1475514	38,8	50
71 - 41	65	0,292099	0,16065442	14,3057791	15,4	20
71 - 67	80	0,3595064	0,19772852	15,8708369	19	25
72-71	35	0,1572841	0,44488917	23,8062554	24,8	32
85 - 69	85	0,3819756	0,21128655	16,4059393	19	25

**Tableau (VI-6) : Calcul des débits et diamètres de la zone d'EL KANNER (suite)**

Tronçon	L (m)	Qr (l/s)	QT (l/s)	D (mm)	D int	D ext
53 - 91	170	0,7639511	0,42017311	23,1355217	24,8	32
93 - 92	145	0,6516054	0,35838294	21,3667681	24,8	32
99 - 90	40	0,1797532	0,09886426	11,2223764	15,4	20
103-94	30	0,1348149	0,0741482	9,71886307	15,4	20
105-106	10	0,0449383	0,02471607	5,61118821	15,4	20
107-86	95	0,4269139	0,23480262	17,2948436	19	25
108 -114	120	0,5392596	0,29659278	19,4377261	24,8	32
109-113	150	0,6740745	0,37074098	21,7320385	24,8	32
110 -112	165	0,741482	0,40781507	22,7927543	24,8	32
111 -115	210	0,9437043	0,51903737	25,7136947	31	40
116 - 117	270	1,2133341	0,66733376	29,1565892	31	40
55 - 56	145	0,6516054	0,42738294	23,333171	24,8	32
43 - 45	275	1,2358033	0,79569179	31,8374011	38,8	50
44-121	130	0,5841979	0,32130885	20,2314268	24,8	32
121 - 122	260	1,1683958	0,64261769	28,6115582	31	50
43-121	18	0,0808889	1,00841545	35,8413961	38,8	50
R-2	1340	0	61,484436	279,864471	327,4	400
maillé						
110-109	35	0,1572841	0,32249709	20,2688015	24,8	32
108 - 109	25	0,1123458	0,23035506	17,1302638	19	25
107 - 108	30	0,1348149	0,62356519	28,1842254	31	40
105 -107	15	0,0674075	0,93813329	34,5698461	38,8	50
119 - 105	20	0,0898766	1,04149139	36,424451	38,8	50
103 - 119	27	0,1213334	0,25114464	17,8865725	19	25
118 - 119	127	0,5707164	1,18130996	38,7924407	38,8	50
111-110	38	0,1707655	0,85726286	33,0462493	38,8	50
118-111	20	0,0898766	1,45943608	43,1179109	48,8	63
104 - 118	27	0,1213334	3,03170925	62,1453941	73,2	90
104 - 103	130	0,5841979	0,62659723	28,252664	31	40
101 - 103	20	0,0898766	0,09639957	11,0816066	15,4	20
102 - 104	22	0,0988643	4,06050427	71,9209073	73,2	90
102 - 101	130	0,5841979	0,40937695	22,8363591	24,8	32
99 -101	28	0,1258272	0,0881735	10,598251	15,4	20
100-102	25	0,1123458	4,86758517	78,7448122	90	110
100-99	130	0,5841979	0,54884832	26,4418198	31	40
97 - 99	25	0,1123458	0,10554775	11,5955051	15,4	20
98-100	30	0,1348149	1,69892783	46,5213851	48,8	63
116 - 100	76	0,3415311	4,30395049	74,045523	90	110
97-98	130	0,5841979	1,83284134	48,3200759	48,8	63
96-98	23	0,1033581	0,32427193	20,324499	24,8	32
95-97	25	0,1123458	2,3428338	54,6305927	58,6	75
95 - 96	195	0,8762969	0,67087998	29,2339559	31	40
93-96	120	0,5392596	0,41284922	22,9330018	24,8	32
55 - 116	26	0,1168396	5,18580287	81,2780309	90	110
54 - 55	100	0,449383	2,70025832	58,6499745	73,2	90
43 - 55	125	0,5617288	3,37532289	65,5726649	73,2	90

**Tableau (VI-6) : Calcul des débits et diamètres de la zone d'EL KANNER (suite)**

Tronçon	L (m)	Qr (l/s)	QT (l/s)	D (mm)	D int	D ext
54 - 93	45	0,2022224	1,14197314	38,1410914	38,8	50
42 - 43	200	0,898766	3,37532289	65,5726649	73,2	90
39 - 42	100	0,449383	2,48452811	56,2583679	58,6	75
54-42	80	0,3595064	1,98762249	50,319014	58,6	75
53 - 54	35	0,1572841	6,71963228	92,5204903	102,2	125
52 - 53	33	0,1482964	7,34759561	96,7470641	102,2	125
38 - 52	60	0,2696298	5,37531641	82,7498449	90	110
51 - 52	25	0,1123458	2,23971517	53,4147952	58,6	75
38 - 39	55	0,2471607	1,06965582	36,9136678	38,8	50
40 - 39	105	0,4718522	2,04207019	51,0035617	58,6	75
36 - 38	40	0,1797532	6,87424406	93,5788373	102,2	125
37 - 40	95	0,4269139	5,82469941	86,1394175	90	110
36 - 37	120	0,5392596	6,31648614	89,7021692	90	110
35 - 36	45	0,2022224	13,6683478	131,954189	163,6	200
50 - 51	65	0,292099	1,2939935	40,6004848	48,8	63
88-51	65	0,292099	1,2939935	40,6004848	48,8	63
87- 88	10	0,0449383	0,16169852	14,3521908	15,4	20
89-88	149	0,6695807	2,40930801	55,4002001	58,6	75
84 - 87	57	0,2561483	0,19948611	15,9412181	19	25
82 - 87	90	0,4044447	0,31497807	20,0311246	24,8	32
89-95	195	0,8762969	3,94618351	70,9012367	73,2	90
82-89	138	0,6201485	7,63250455	98,6049478	102,2	125
75-82	75	0,3370373	8,68329787	105,173789	130,8	160
133 - 75	525	2,3592608	7,58956646	98,3271963	102,2	125
68-75	200	0,898766	2,89126341	60,6888631	73,2	90
85 - 84	20	0,0898766	0,07613452	9,84817979	15,4	20
80-84	90	0,4044447	0,34260532	20,8911441	24,8	32
83-84	100	0,449383	0,38067258	22,0211995	24,8	32
81-83	32	0,1438026	0,23199757	17,1912275	19	25
120-83	89	0,3999509	0,64524323	28,6699477	31	40
77-120	30	0,1348149	0,20086303	15,9961393	19	25
68 -120	160	0,7190128	1,07126949	36,9415013	38,8	50
64 - 68	60	0,2696298	4,90623721	79,0568384	90	110
78-81	65	0,292099	0,25892619	18,1615606	19	25
80 - 81	110	0,4943213	0,43818279	23,626143	24,8	32
79-80	25	0,2696298	1,28634399	40,4803009	48,8	63
77-78	45	0,2022224	0,35075371	21,1381175	24,8	32
72 - 78	28	0,1258272	0,21824675	16,673972	19	25
63 - 77	190	0,8538277	1,14704922	38,2257661	38,8	50
64 - 63	35	0,1572841	0,86562356	33,2070049	38,8	50
62-63	35	0,1572841	0,86562356	33,2070049	38,8	50
79 - 72	65	0,292099	0,92709902	34,3659404	38,8	50
70-79	50	0,2246915	2,68765314	58,5129213	58,6	75
50 - 85	48	0,2157038	0,4402113	23,6807669	24,8	32
49 - 50	140	0,6291362	1,87129711	48,8243584	58,6	75
35 - 50	45	0,2022224	0,60148836	27,6808093	31	40

**Tableau (VI-6) : Calcul des débits et diamètres de la zone d'EL KANNER (suite)**

Tronçon	L (m)	Qr (l/s)	QT (l/s)	D (mm)	D int	D ext
31-35	140	0,6291362	6,80837187	93,1294002	102,2	125
32 - 35	175	0,7864203	8,51046484	104,121835	130,8	160
48 - 49	60	0,2696298	1,59832504	45,1229748	48,8	63
31 - 49	30	0,1348149	0,79916252	31,9067615	38,8	50
21 - 31	130	0,5841979	6,99297826	94,3835397	102,2	110
32-31	25	0,1123458	1,34480351	41,3899202	48,8	63
29-32	60	0,2696298	10,4604663	115,435847	130,8	160
28 - 29	140	0,6291362	8,55534233	104,396002	130,8	160
27 - 29	40	0,1797532	2,44438352	55,8020104	58,6	75
28 - 27	75	0,3370373	2,1692503	52,5678246	58,6	75
25 - 27	20	0,0898766	0,57846675	27,1459079	31	40
26 - 28	35	0,1572841	11,2863214	119,906128	130,8	160
21 - 25	40	0,1797532	0,31656934	20,0816596	24,8	32
26 - 25	70	0,3145681	0,55399635	26,5655386	31	40
17 -21	80	0,3595064	6,07577085	87,9763347	90	110
18 - 21	25	0,1123458	1,89867839	49,1802662	58,6	75
14 -18	45	0,2022224	1,35780128	41,5894597	48,8	63
19-18	25	0,1123458	0,75433404	30,998953	31	40
20-19	50	0,2246915	0,58911453	27,3946046	31	40
22-19	35	0,1572841	0,41238017	22,9199706	24,8	32
23-22	180	0,8088894	0,8954669	33,7745786	38,8	50
24 - 26	40	0,1797532	12,1661204	124,491938	130,8	160
16 - 24	75	0,3370373	9,46926639	109,830596	130,8	160
23 - 24	25	0,1123458	3,15642213	63,4107239	73,2	90
20 - 23	60	0,2696298	4,64732151	76,9425421	90	110
15 - 20	40	0,1797532	3,46439764	66,4322617	73,2	90
16-20	25	0,1123458	2,16524852	52,5193143	58,6	75
47-17	10	0,0449383	1,41258561	42,4201852	48,8	63
14-17	35	0,1572841	4,94404962	79,3608996	90	110
11-14	25	0,1123458	1,78317395	47,6608768	48,8	63
15 -14	70	0,3145681	4,99288707	79,7519009	90	110
65 - 70	80	0,3595064	1,72458018	46,8712857	48,8	63
48 - 70	65	0,292099	1,40122139	42,249206	48,8	63
47 - 48	110	0,4943213	3,55057146	67,2534086	73,2	90
61- 65	75	0,3370373	1,15351865	38,3334125	38,8	50
66-65	70	0,3145681	1,07661741	37,0335948	38,8	50
62 - 66	75	0,3370373	1,40242009	42,2672734	48,8	63
61-62	75	0,3370373	1,83952143	48,408051	48,8	63
47 - 61	30	0,1348149	3,39748478	65,7875831	73,2	90
60 - 64	50	0,2246915	6,09766345	88,1346931	90	110
59 - 62	40	0,1797532	0,9810781	35,352242	38,8	50
60 - 59	105	0,4718522	1,10092795	37,4493789	38,8	50
57 - 59	25	0,1123458	0,2621257	18,2734258	19	25
58 - 60	95	0,4269139	7,76032014	99,4271499	102,2	125
46 - 57	55	0,2471607	0,1415985	13,4305717	15,4	20
58-57	145	0,6516054	0,37330514	21,8070619	24,8	32

**Tableau (VI-6) : Calcul des débits et diamètres de la zone d'EL KANNER (suite et fin)**

Tronçon	L (m)	Qr (l/s)	QT (l/s)	D (mm)	D int	D ext
46 - 47	40	0,1797532	5,23698424	81,6781335	90	110
33 - 46	60	0,2696298	5,72805457	85,4218052	90	110
34 - 33	55	0,2471607	2,51309381	56,5808571	58,6	75
30 - 33	80	0,3595064	3,65540918	68,2390812	73,2	90
30-34	45	0,2022224	2,80678531	59,7956745	73,2	90
8-30	60	0,2696298	6,91887378	93,8821173	102,2	125
8-58	170	0,7639511	9,30086043	108,849574	130,8	160
10-11	90	0,4044447	1,27023019	40,2259571	48,8	63
12-11	65	0,292099	0,91738847	34,18549	38,8	50
12-15	20	0,0898766	8,85049484	106,181523	130,8	160
13 -16	27	0,1213334	11,9198731	123,225613	130,8	160
10-12	65	0,292099	7,33856748	96,6876084	102,2	125
13-12	25	0,1123458	2,82252596	59,9631092	73,2	90
9-13	65	0,292099	15,0052881	138,257068	163,6	200
9-10	25	0,1123458	9,01324237	107,153336	130,8	160
8-9	120	0,5392596	24,4903827	176,629385	204,6	250
3-8	40	0,1797532	41,5864137	230,16586	257,8	315
131 - 3	110	0,4943213	42,9841677	234,001926	257,8	315
129 - 131	220	0,9886426	43,873946	236,411457	257,8	315
127 - 129	75	0,3370373	44,6132341	238,394936	257,8	315
74-127	110	0,4943213	45,1401357	239,798577	257,8	315
124 - 133	440	1,9772852	10,0221358	112,99138	130,8	160
74 - 124	30	0,1348149	12,4375695	125,873101	130,8	160

**VI.9.2.3 Etat des nœuds du réseau après simulation****Tableau (VI-7) : Etat des nœuds du réseau de la zone d'EL KANNER après simulation**

Noeud	Altitude	Demande de base	demande	charge	Pression
1	378	-----	-76,66	383	5
2	293	1,1234575	1,13	380,44	87,44
3	288	1,397754	1,4	378,61	90,61
4	287,45	0,4156793	0,42	376,07	88,62
5	288,96	0,5617288	0,56	374,53	85,57
6	288,83	0,1572841	0,16	369,5	80,67
7	288,51	0,2808644	0,28	373,53	85,02
8	285,65	0,8762969	0,88	378,49	92,84
9	285,87	0,4718522	0,47	378,04	92,17
10	285,27	0,4044447	0,41	377,94	92,67
11	283,99	0,4044447	0,41	376,69	92,7
12	284,84	0,3932101	0,39	377,39	92,55
13	285,63	0,2628891	0,26	377,68	92,05
14	283,12	0,4742101	0,48	376,22	93,1

**Tableau (VI-7) : Etat des nœuds du réseau de la zone d'EL KANNER après simulation (suite)**

Noeud	Altitude	Demande de base	demande	charge	Pression
15	284	0,292099	0,29	377,3	93,3
16	285,51	0,2853582	0,29	377,37	91,86
17	285,86	0,2808644	0,28	375,74	89,88
18	283,49	0,2134569	0,21	375,29	91,8
19	283,4	0,2471607	0,25	375,62	92,22
20	284,55	0,3932101	0,39	377,08	92,53
21	283,51	0,6649016	0,67	375,03	91,52
22	283,39	0,4830867	0,48	375,64	92,25
23	283,51	0,5954325	0,6	376,85	93,34
24	285,38	0,4595681	0,46	376,72	91,34
25	283,54	0,292099	0,29	375,21	91,67
26	285,1	0,3258027	0,33	376,28	91,18
27	283,85	0,3033335	0,3	375,2	91,35
28	285,06	0,5617288	0,56	375,93	90,87
29	284,54	0,5392596	0,54	374,91	90,37
30	284,72	0,4566793	0,46	377,98	93,26
31	286,72	0,7302474	0,73	374,1	87,38
32	286,29	0,6051979	0,61	374,4	88,11
33	284,4	0,4404484	0,44	376,75	92,35
34	285,23	0,2936915	0,29	377,67	92,44
35	286,13	1,0490006	1,05	373,25	87,12
36	284,82	0,4776176	0,48	373,07	88,25
37	281,01	0,4917867	0,49	372,57	91,56
38	282,84	0,4292718	0,43	372,13	89,29
39	279,71	0,6271979	0,63	370,18	90,47
40	278,82	0,449383	0,45	372,26	93,44
41	277	0,1460495	0,15	360,36	83,36
42	278	1,0968277	1,1	367,28	89,28
43	272	2,5343546	2,54	363,64	91,64
44	273	0,292099	0,29	359,64	86,64
45	271	0,7339016	0,74	360,08	89,08
46	285,65	0,3494718	0,35	376,05	90,4
47	286,47	0,4269139	0,43	375,64	89,17
48	288	0,551025	0,55	374,12	86,12
49	287,26	0,5261905	0,53	373,2	85,94
50	285,69	0,7385807	0,74	371,53	85,84
51	283,51	0,3482718	0,35	370,46	86,95
52	282,4	0,267436	0,27	370,11	87,71
53	280,61	0,6279633	0,63	369,31	88,7
54	279,08	0,5841979	0,59	368,56	89,48
55	279	0,8897783	0,89	363,65	84,65
56	278	0,3948027	0,4	358,27	80,27
57	284	0,2527779	0,25	375,19	91,19
58	280,67	1,1672352	1,17	377,8	97,13
59	282	0,3819756	0,38	375,01	93,01
60	281,97	0,5617288	0,56	376,84	94,87

**Tableau (VI-7) : Etat des nœuds du réseau de la zone d'EL KANNER après simulation(suite)**

Noeud	Altitude	Demande de base	demande	charge	Pression
61	287,38	0,4044447	0,41	375,44	88,06
62	287,54	0,5525559	0,55	374,68	87,14
63	289	0,5841979	0,59	374,65	85,65
64	283,52	0,3258027	0,33	376,15	92,63
65	291,48	0,5055559	0,51	373,24	81,76
66	287,93	0,3258027	0,33	374,09	86,16
67	287	0,1797532	0,18	361,8	74,8
68	278	0,9437043	0,95	375,66	97,66
69	289,81	0,1921878	0,19	364,9	75,09
70	290,27	0,4381484	0,44	372,21	81,94
71	289,33	0,4044447	0,41	364,46	75,13
72	287,91	0,7088523	0,71	368,38	80,47
73	273,22	1,6851863	1,69	358,85	85,63
74	292,5	0,6936424	0,7	380,35	87,85
75	268,87	1,797532	1,8	373,99	105,12
77	286,67	0,5954325	0,6	370,36	83,69
78	287,05	0,3100743	0,31	368,42	81,37
79	289,51	0,4742101	0,48	371,06	81,55
80	289,58	0,5055559	0,51	370,8	81,22
81	287,89	0,4651114	0,47	367,92	80,03
82	274,09	0,7358153	0,74	373,73	99,64
83	286,91	0,4965682	0,5	368,09	81,18
84	283,34	0,5999263	0,6	368,05	84,71
85	290,22	0,3640768	0,37	368,07	77,85
86	284	0,2134569	0,21	349,95	65,95
87	279,82	0,3527657	0,35	370,34	90,52
88	279,59	0,648309	0,65	371,05	91,46
89	274,96	1,277013	1,28	372,52	97,56
90	276	0,0898766	0,09	359,44	83,44
91	276,86	0,3819756	0,38	363,37	86,51
92	276,29	0,3258027	0,33	362,94	86,65
93	278,05	0,7291239	0,73	366,77	88,72
94	277	0,0674075	0,07	356,91	79,91
95	282,79	0,9324697	0,94	369,12	86,33
96	282,07	0,7594573	0,76	363,78	81,71
97	280,55	0,4044447	0,41	368,48	87,93
98	283	0,4581855	0,46	363,6	80,6
99	279	0,5662226	0,57	360,53	81,53
100	284	0,5864448	0,59	362,69	78,69
101	279,85	0,4011509	0,4	358,33	78,48
102	285	0,397704	0,4	362,4	77,4
103	281,11	0,4718522	0,47	357,4	76,29
104	287	0,4021978	0,4	361,84	74,84
105	285	0,1033581	0,1	354,73	69,73
106	284,14	0,0224692	0,02	354,71	70,57
107	285	0,3145681	0,32	354,22	69,22

**Tableau (VI-7) : Etat des nœuds du réseau de la zone d'EL KANNER après simulation (suite et fin)**

Noeud	Altitude	Demande de base	demande	charge	Pression
108	286	0,3932101	0,39	353,12	67,12
109	286	0,5528522	0,55	353,04	67,04
110	287	0,5347658	0,54	358,06	71,06
111	288	0,6021732	0,6	360,4	72,4
112	285	0,370741	0,37	352,59	67,59
113	285	0,3370373	0,34	348,83	63,83
114	285	0,2696298	0,27	350,85	65,85
115	285	0,4718522	0,47	356,74	71,74
116	276,6	0,8818524	0,88	363,31	86,71
117	277	0,6066671	0,61	355,97	78,97
118	287	0,3909632	0,39	361,38	74,38
119	281	0,3909632	0,39	355,53	74,53
120	285	0,6268893	0,63	370,38	85,38
121	272,4	0,9167413	0,92	362,47	90,07
122	272,9	0,5841979	0,59	355,86	82,96
123	288,55	0,3595064	0,36	369,5	80,95
124	292	2,4154336	2,42	380,12	88,12
125	290	1,2358033	1,24	374,13	84,13
126	291	0,1797532	0,18	377,69	86,69
127	293	0,5269016	0,53	379,96	86,96
128	293	0,1011112	0,1	378,47	85,47
129	294	0,7392881	0,74	379,7	85,7
130	291	0,0674075	0,07	379,21	88,21
131	292	0,8897783	0,89	378,97	86,97
132	288	0,1348149	0,14	375,68	87,68
133	273	2,4325694	2,44	378,26	105,26
134	274	0,1928149	0,19	376,01	102,01
135	277	2,8086438	2,82	373,07	96,07
136	280	0,1123458	0,11	371,07	91,07

**VI.9.2.4 Etat des arcs du réseau après simulation****Tableau (VI-8) : Etat des arcs du réseau de la zone d'EL KANNER**

ID Arc	L (m)	D(int) (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P.Charg (m/km)
Tuyau 1-2	1340	327,4	0,01	76,66	0,91	1,91
Tuyau 3-8	40	257,8	0,01	50,42	0,97	3,01
Tuyau 3-4	40	38,8	0,01	1,78	1,51	63,66
Tuyau 4-5	20	31	0,01	1,08	1,43	77,08
Tuyau 4-7	125	24,8	0,01	0,28	0,58	20,32
Tuyau 8-30	60	102,2	0,01	7,79	0,95	8,49
Tuyau 46-57	55	15,4	0,01	0,07	0,36	15,66
Tuyau 46-47	40	90	0,01	6,18	0,97	10,37
Tuyau 47-17	10	48,8	0,01	-1,19	0,64	10,41

**Tableau (VI-8) : Etat des arcs du réseau de la zone d'EL KANNER (suite)**

ID Arc	L (m)	D(int) (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P.Charge (m/km)
Tuyau 14-17	35	90	0,01	7,17	1,13	13,62
Tuyau 11-14	25	48,8	0,01	1,68	0,9	18,95
Tuyau 10-11	90	48,8	0,01	1,42	0,76	13,94
Tuyau 9-10	25	130,8	0,01	9,64	0,72	3,89
Tuyau 9-13	65	163,6	0,01	21,57	1,03	5,57
Tuyau 10-12	65	102,2	0,01	7,81	0,95	8,52
Tuyau 5-6	70	15,4	0,01	0,16	0,85	71,88
Tuyau 13-12	25	73,2	0,01	3,77	0,9	11,56
Tuyau 12-15	20	130,8	0,01	10,52	0,78	4,61
Tuyau 12-11	65	38,8	0,01	0,66	0,56	10,79
Tuyau 15-14	70	90	0,01	7,74	1,22	15,47
Tuyau 15-20	40	73,2	0,01	2,49	0,59	5,46
Tuyau 13-16	27	130,8	0,01	17,54	1,31	11,55
Tuyau 14-18	45	48,8	0,01	1,76	0,94	20,62
Tuyau 17-21	80	90	0,01	5,7	0,9	8,88
Tuyau 19-18	25	31	0,01	0,41	0,54	13,46
Tuyau 20-19	50	31	0,01	0,63	0,84	29,11
Tuyau 16-20	25	58,6	0,01	2,07	0,77	11,51
Tuyau 16-24	75	130,8	0,01	15,18	1,13	8,63
Tuyau 20-23	60	90	0,01	3,54	0,56	3,78
Tuyau 22-19	35	24,8	0,01	0,02	0,05	0,32
Tuyau 18-21	25	58,6	0,01	1,96	0,73	10,36
Tuyau 21-25	40	24,8	0,01	-0,12	0,25	4,4
Tuyau 23-22	180	38,8	0,01	0,51	0,43	6,76
Tuyau 23-24	25	73,2	0,01	2,44	0,58	5,28
Tuyau 24-26	40	130,8	0,01	17,15	1,28	10,94
Tuyau 26-25	70	31	0,01	0,44	0,59	15,41
Tuyau 25-27	20	31	0,01	0,03	0,04	0,2
Tuyau 26-28	35	130,8	0,01	16,38	1,22	10,1
Tuyau 28-27	75	58,6	0,01	1,9	0,7	9,72
Tuyau 28-29	140	130,8	0,01	13,92	1,04	7,32
Tuyau 21-31	130	102,2	0,01	7,11	0,87	7,14
Tuyau 27-29	40	58,6	0,01	1,62	0,6	7,39
Tuyau 30-34	45	73,2	0,01	2,87	0,68	6,94
Tuyau 8-9	120	204,6	0,01	31,68	0,96	3,77
Tuyau 29-32	60	130,8	0,01	15	1,12	8,48
Tuyau 31-49	30	38,8	0,01	1,17	0,99	29,93
Tuyau 32-31	25	48,8	0,01	1,29	0,69	11,85
Tuyau 32-35	175	130,8	0,01	13,11	0,98	6,55
Tuyau 34-33	55	58,6	0,01	2,58	0,95	16,84
Tuyau 30-33	80	73,2	0,01	4,47	1,06	15,48
Tuyau 33-46	60	90	0,01	6,6	1,04	11,61
Tuyau 31-35	140	102,2	0,01	6,5	0,79	6,07
Tuyau 35-50	45	31	0,01	0,74	0,98	38,32
Tuyau 35-36	45	163,6	0,01	17,81	0,85	3,97

**Tableau (VI-8) : Etat des arcs du réseau de la zone d'EL KANNER (suite)**

ID Arc	L (m)	D(int) (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P.Charge (m/km)
Tuyau 36-37	120	90	0,01	3,77	0,59	4,2
Tuyau 37-40	95	90	0,01	3,27	0,51	3,27
Tuyau 99-101	28	15,4	0,01	0,17	0,89	78,33
Tuyau 40-39	105	58,6	0,01	2,82	1,05	19,79
Tuyau 36-38	40	102,2	0,01	13,57	1,65	23,52
Tuyau 38-52	60	90	0,01	11,85	1,86	33,78
Tuyau 38-39	55	38,8	0,01	1,29	1,09	35,49
Tuyau 39-42	100	58,6	0,01	3,48	1,29	28,98
Tuyau 54-42	80	58,6	0,01	2,51	0,93	15,99
Tuyau 107-86	95	19	0,01	0,21	0,76	44,92
Tuyau 108-114	120	24,8	0,01	0,27	0,56	18,91
Tuyau 109-113	150	24,8	0,01	0,34	0,7	28,02
Tuyau 110-112	165	24,8	0,01	0,37	0,77	33,17
Tuyau 105-107	15	38,8	0,01	1,25	1,05	33,81
Tuyau 43-55	125	73,2	0,01	-0,19	0,05	0,05
Tuyau 42-43	200	73,2	0,01	4,89	1,16	18,19
Tuyau 47-48	110	73,2	0,01	4,19	1	13,79
Tuyau 47-61	30	73,2	0,01	2,75	0,65	6,53
Tuyau 61-65	75	38,8	0,01	1,16	0,98	29,27
Tuyau 8-58	170	130,8	0,01	10,07	0,75	4,06
Tuyau 58-60	95	102,2	0,01	8,63	1,05	10,18
Tuyau 60-64	50	90	0,01	7,2	1,13	13,64
Tuyau 64-63	35	38,8	0,01	1,43	1,21	42,96
Tuyau 62-63	35	38,8	0,01	0,16	0,13	0,9
Tuyau 61-62	75	48,8	0,01	1,18	0,63	10,08
Tuyau 62-66	75	48,8	0,01	1,03	0,55	7,9
Tuyau 101-103	20	15,4	0,01	0,12	0,66	46,51
Tuyau 63-77	190	38,8	0,01	1	0,85	22,6
Tuyau 64-68	60	90	0,01	5,44	0,86	8,19
Tuyau 66-65	70	38,8	0,01	0,71	0,6	12,09
Tuyau 110-109	35	24,8	0,01	-0,84	1,74	143,45
Tuyau 65-70	80	48,8	0,01	1,36	0,73	12,88
Tuyau 108-109	25	19	0,01	0,05	0,19	3,34
Tuyau 71-67	80	19	0,01	0,18	0,64	33,21
Tuyau 93-96	120	24,8	0,01	0,32	0,66	24,91
Tuyau 71-41	65	15,4	0,01	0,15	0,79	63,09
Tuyau 72-71	35	24,8	0,01	0,73	1,52	111,97
Tuyau 70-79	50	58,6	0,01	3,07	1,14	23,09
Tuyau 85-69	85	19	0,01	0,19	0,68	37,35
Tuyau 48-70	65	48,8	0,01	2,15	1,15	29,31
Tuyau 102-104	22	73,2	0,01	5,81	1,38	25,43
Tuyau 48-49	60	48,8	0,01	1,49	0,8	15,26
Tuyau 49-50	140	58,6	0,01	2,14	0,79	11,97
Tuyau 100-102	25	90	0,01	6,56	1,03	11,68
Tuyau 79-72	65	38,8	0,01	1,41	1,19	41,28

**Tableau (VI-8) : Etat des arcs du réseau de la zone d'EL KANNER (suite)**

ID Arc	L (m)	D(int) (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P.Charge (m/km)
Tuyau 72-78	28	19	0,01	-0,04	0,13	1,76
Tuyau 78-81	65	19	0,01	0,08	0,28	7,82
Tuyau 80-81	110	24,8	0,01	0,33	0,67	26,25
Tuyau 80-84	90	24,8	0,01	0,35	0,73	30,55
Tuyau 77-78	45	24,8	0,01	0,43	0,89	42,95
Tuyau 81-83	32	19	0,01	-0,06	0,22	5,32
Tuyau 83-84	100	24,8	0,01	0,03	0,06	0,32
Tuyau 85-84	20	15,4	0,01	0,02	0,09	0,77
Tuyau 50-85	48	24,8	0,01	0,57	1,19	72,03
Tuyau 50-51	65	48,8	0,01	1,56	0,83	16,45
Tuyau 87-88	10	15,4	0,01	-0,16	0,84	70,33
Tuyau 68-75	200	73,8	0,01	3,25	0,76	8,38
Tuyau 75-82	75	130,8	0,01	9,11	0,68	3,42
Tuyau 82-89	138	102,2	0,01	7,98	0,97	8,8
Tuyau 104-103	130	31	0,01	0,69	0,92	34,15
Tuyau 89-88	149	58,6	0,01	1,92	0,71	9,88
Tuyau 88-51	65	48,8	0,01	1,11	0,59	9,04
Tuyau 51-52	25	58,6	0,01	2,32	0,86	14,09
Tuyau 52-53	33	102,8	0,01	13,9	1,67	24,02
Tuyau 53-91	170	24,8	0,01	0,38	0,79	34,97
Tuyau 103-94	30	15,4	0,01	0,07	0,36	16,47
Tuyau 102-101	130	24,8	0,01	0,36	0,74	31,3
Tuyau 107-108	30	31	0,01	0,72	0,95	36,7
Tuyau 54-93	45	38,8	0,01	1,37	1,16	39,81
Tuyau 53-54	35	102,2	0,01	12,89	1,57	21,47
Tuyau 93-92	145	24,8	0,01	0,33	0,68	26,39
Tuyau 111-110	38	38,8	0,01	1,75	1,48	61,59
Tuyau 89-95	195	73,2	0,01	4,78	1,14	17,44
Tuyau 95-96	195	31	0,01	0,61	0,81	27,36
Tuyau 95-97	25	58,6	0,01	3,23	1,2	25,62
Tuyau 97-98	130	48,8	0,01	2,46	1,32	37,54
Tuyau 96-98	23	24,8	0,01	0,17	0,34	8,03
Tuyau 98-100	30	48,8	0,01	2,17	1,16	30,08
Tuyau 97-99	25	15,4	0,01	0,36	1,95	317,99
Tuyau 100-99	130	31	0,01	0,46	0,61	16,67
Tuyau 54-55	100	73,2	0,01	8,42	2	49,12
Tuyau 55-56	145	24,8	0,01	0,4	0,82	37,08
Tuyau 43-45	275	38,8	0,01	0,74	0,62	12,97
Tuyau 2-74	50	327,4	0,01	70,91	0,84	1,76
Tuyau 111-115	210	31	0,01	0,47	0,63	17,41
Tuyau 105-106	10	15,4	0,01	0,02	0,12	1,71
Tuyau 74-124	30	130,8	0,01	13,96	1,04	7,59
Tuyau 124-125	550	48,8	0,01	1,24	0,66	10,89
Tuyau 5-123	160	24,8	0,01	0,36	0,75	31,41
Tuyau 55-116	26	90	0,01	6,94	1,09	12,9

**Tableau (VI-8) : Etat des arcs du réseau de la zone d'EL KANNER (suite et fin)**

ID Arc	L (m)	D(int) (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P.Charge (m/km)
Tuyau 116-117	270	31	0,01	0,61	0,81	27,19
Tuyau 43-121	18	38,8	0,01	1,8	1,52	65,37
Tuyau 44-121	130	24,8	0,01	0,29	0,61	21,77
Tuyau 121-122	260	31	0,01	0,59	0,78	25,43
Tuyau 104-118	27	73,2	0,01	4,71	1,12	17,29
Tuyau 118-111	20	48,8	0,01	2,83	1,51	48,84
Tuyau 103-119	27	19	0,01	0,27	0,96	69,36
Tuyau 119-105	20	38,8	0,01	1,37	1,16	40,05
Tuyau 118-119	127	38,8	0,01	1,49	1,26	46,03
Tuyau 68-120	160	38,8	0,01	1,24	1,05	33
Tuyau 77-120	30	19	0,01	-0,02	0,07	0,89
Tuyau 120-83	89	31	0,01	0,59	0,78	25,82
Tuyau 84-87	57	19	0,01	-0,2	0,71	40,14
Tuyau 74-126	80	19	0,01	0,18	0,64	33,21
Tuyau 74-127	110	257,8	0,01	56,07	1,07	3,52
Tuyau 127-128	45	15,4	0,01	0,1	0,54	33,17
Tuyau 127-129	75	257,8	0,01	55,44	1,06	3,48
Tuyau 129-130	30	15,4	0,01	0,07	0,36	16,47
Tuyau 129-131	220	257,8	0,01	54,63	1,05	3,31
Tuyau 131-132	60	15,4	0,01	0,14	0,73	54,81
Tuyau 131-3	110	257,8	0,01	53,6	1,03	3,24
Tuyau 2-135	450	73,2	0,01	4,62	1,1	16,38
Tuyau 135-136	50	15,4	0,01	0,11	0,61	39,84
Tuyau 135-73	750	48,8	0,01	1,69	0,9	18,96
Tuyau 124-133	440	130,8	0,01	10,3	0,77	4,22
Tuyau 133-75	525	102,2	0,01	7,66	0,93	8,14
Tuyau 133-134	60	19	0,01	0,19	0,68	37,58
Tuyau 116-100	76	90	0,01	5,45	0,86	8,17
Tuyau 60-59	105	38,8	0,01	0,87	0,73	17,44
Tuyau 57-59	25	19	0,01	0,08	0,27	7,34
Tuyau 59-62	40	38,8	0,01	0,56	0,47	8,07
Tuyau 99-90	40	15,4	0,01	0,09	0,48	27,04
Tuyau 79-80	25	48,8	0,01	1,19	0,63	10,2
Tuyau 82-87	90	24,8	0,01	0,4	0,83	37,66
Tuyau 58-57	145	24,8	0,01	0,26	0,55	18,03

L'état du réseau d'EL KENNAR est représenté dans la figure (VI-2) :

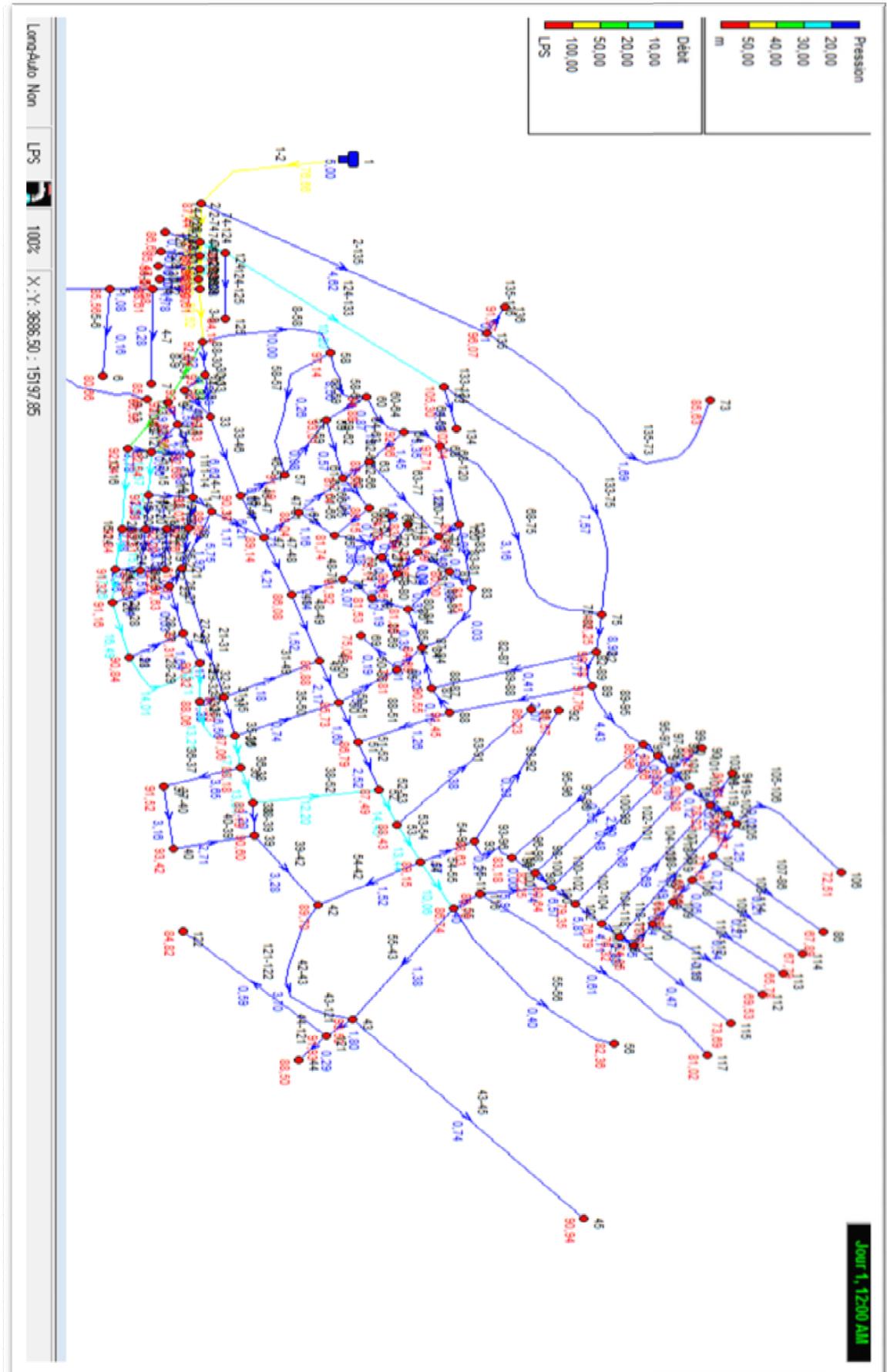


Figure (VI-2) : Etat du réseau de la zone d'EL KANNER après simulation

Après analyse des résultats de la simulation, on a observé que les pressions aux nœuds dépassent la limite de 60 m pour les nœuds qui sont mentionnées en rouge dans la figure (VI-2), 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 des réducteurs de pression aux niveaux du tronçon R-2.

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, mais il n'existe pas de diamètre inférieur à 20 mm.

**Tableau (VI-9) :** Etat des nœuds du réseau de la zone d'EL KANNER après la deuxième simulation

Nœud	Altitude	Demande de base	demande	charge	Pression
1	378	-----	-76,66	383	5
2	293	1,1234575	1,13	333	40
3	288	1,397754	1,4	331,17	43,17
4	287,45	0,4156793	0,42	328,63	41,18
5	288,96	0,5617288	0,56	327,09	38,13
6	288,83	0,1572841	0,16	322,05	33,22
7	288,51	0,2808644	0,28	326,09	37,58
8	285,65	0,8762969	0,88	331,05	45,4
9	285,87	0,4718522	0,47	330,6	44,73
10	285,27	0,4044447	0,41	330,5	45,23
11	283,99	0,4044447	0,41	329,23	45,24
12	284,84	0,3932101	0,39	329,94	45,1
13	285,63	0,2628891	0,26	330,23	44,6
14	283,12	0,4742101	0,48	328,76	45,64
15	284	0,292099	0,29	329,85	45,85
16	285,51	0,2853582	0,29	329,92	44,41
17	285,86	0,2808644	0,28	328,28	42,42
18	283,49	0,2134569	0,21	327,82	44,33
19	283,4	0,2471607	0,25	328,16	44,76
20	284,55	0,3932101	0,39	329,63	45,08
21	283,51	0,6649016	0,67	327,56	44,05
22	283,39	0,4830867	0,48	328,17	44,78
23	283,51	0,5954325	0,6	329,4	45,89
24	285,38	0,4595681	0,46	329,26	43,88
25	283,54	0,292099	0,29	327,73	44,19
26	285,1	0,3258027	0,33	328,82	43,72
27	283,85	0,3033335	0,3	327,73	43,88
28	285,06	0,5617288	0,56	328,46	43,4
29	284,54	0,5392596	0,54	327,43	42,89
30	284,72	0,4566793	0,46	330,54	45,82
31	286,72	0,7302474	0,73	326,61	39,89
32	286,29	0,6051979	0,61	326,91	40,62
33	284,4	0,4404484	0,44	329,29	44,89
34	285,23	0,2936915	0,29	330,23	45
35	286,13	1,0490006	1,05	325,75	39,62
36	284,82	0,4776176	0,48	325,57	40,75

**Tableau (VI-9) : Etat des nœuds du réseau de la zone d'EL KANNER après la deuxième simulation (suite)**

Nœud	Altitude	Demande de base	demande	charge	Pression
37	281,01	0,4917867	0,49	325,09	44,08
38	282,84	0,4292718	0,43	324,59	41,75
39	279,71	0,6271979	0,63	322,87	43,16
40	278,82	0,449383	0,45	324,8	45,98
41	277	0,1460495	0,15	312,91	35,91
42	278	1,0968277	1,1	320,27	42,27
43	272	2,5343546	2,54	318,07	46,07
44	273	0,292099	0,29	314,06	41,06
45	271	0,7339016	0,74	314,5	43,5
46	285,65	0,3494718	0,35	328,59	42,94
47	286,47	0,4269139	0,43	328,18	41,71
48	288	0,551025	0,55	326,65	38,65
49	287,26	0,5261905	0,53	325,71	38,45
50	285,69	0,7385807	0,74	323,99	38,3
51	283,51	0,3482718	0,35	322,86	39,35
52	282,4	0,267436	0,27	322,45	40,05
53	280,61	0,6279633	0,63	321,6	40,99
54	279,08	0,5841979	0,59	320,79	41,71
55	279	0,8897783	0,89	318,3	39,3
56	278	0,3948027	0,4	312,92	34,92
57	284	0,2527779	0,25	327,75	43,75
55	279	0,8897783	0,89	318,3	39,3
56	278	0,3948027	0,4	312,92	34,92
57	284	0,2527779	0,25	327,75	43,75
58	280,67	1,1672352	1,17	330,37	49,7
59	282	0,3819756	0,38	327,57	45,57
60	281,97	0,5617288	0,56	329,42	47,45
61	287,38	0,4044447	0,41	327,98	40,6
62	287,54	0,5525559	0,55	327,24	39,7
63	289	0,5841979	0,59	327,22	38,22
64	283,52	0,3258027	0,33	328,75	45,23
65	291,48	0,5055559	0,51	325,79	34,31
66	287,93	0,3258027	0,33	326,64	38,71
67	287	0,1797532	0,18	314,35	27,35
68	278	0,9437043	0,95	328,27	50,27
69	289,81	0,1921878	0,19	317,42	27,61
70	290,27	0,4381484	0,44	324,75	34,48
71	289,33	0,4044447	0,41	317,01	27,68
72	287,91	0,7088523	0,71	320,92	33,01
73	273,22	1,6851863	1,69	311,41	38,19
74	292,5	0,6936424	0,7	332,91	40,41
75	268,87	1,797532	1,8	326,69	57,82
77	286,67	0,5954325	0,6	322,93	36,26
78	287,05	0,3100743	0,31	320,97	33,92
79	289,51	0,4742101	0,48	323,6	34,09

**Tableau (VI-9) : Etat des nœuds du réseau de la zone d'EL KANNER après la deuxième simulation (suite)**

Nœud	Altitude	Demande de base	demande	charge	Pression
80	289,58	0,5055559	0,51	323,34	33,76
81	287,89	0,4651114	0,47	320,46	32,57
82	274,09	0,7358153	0,74	326,44	52,35
83	286,91	0,4965682	0,5	320,63	33,72
84	283,34	0,5999263	0,6	320,59	37,25
85	290,22	0,3640768	0,37	320,6	30,38
86	284	0,2134569	0,21	304,46	20,46
87	279,82	0,3527657	0,35	322,93	43,11
88	279,59	0,648309	0,65	323,6	44,01
89	274,96	1,277013	1,28	325,28	50,32
90	276	0,0898766	0,09	313,78	37,78
91	276,86	0,3819756	0,38	315,66	38,8
92	276,29	0,3258027	0,33	315,42	39,13
93	278,05	0,7291239	0,73	319,25	41,2
94	277	0,0674075	0,07	311,4	34,4
95	282,79	0,9324697	0,94	322,32	39,53
96	282,07	0,7594573	0,76	317,81	35,74
97	280,55	0,4044447	0,41	321,78	41,23
98	283	0,4581855	0,46	317,81	34,81
99	279	0,5662226	0,57	314,86	35,86
100	284	0,5864448	0,59	317,21	33,21
101	279,85	0,4011509	0,4	312,79	32,94
102	285	0,397704	0,4	316,91	31,91
103	281,11	0,4718522	0,47	311,89	30,78
104	287	0,4021978	0,4	316,35	29,35
105	285	0,1033581	0,1	309,23	24,23
106	284,14	0,0224692	0,02	309,21	25,07
107	285	0,3145681	0,32	308,72	23,72
108	286	0,3932101	0,39	307,62	21,62
109	286	0,5528522	0,55	307,55	21,55
110	287	0,5347658	0,54	312,57	25,57
111	288	0,6021732	0,6	314,91	26,91
112	285	0,370741	0,37	307,1	22,1
113	285	0,3370373	0,34	303,35	18,35
114	285	0,2696298	0,27	305,35	20,35
115	285	0,4718522	0,47	311,25	26,25
116	276,6	0,8818524	0,88	317,92	41,32
117	277	0,6066671	0,61	310,58	33,58
118	287	0,3909632	0,39	315,89	28,89
119	281	0,3909632	0,39	310,03	29,03
120	285	0,6268893	0,63	322,95	37,95
121	272,4	0,9167413	0,92	316,89	44,49
122	272,9	0,5841979	0,59	310,28	37,38
123	288,55	0,3595064	0,36	322,06	33,51
124	292	2,4154336	2,42	332,69	40,69

**Tableau (VI-9) : Etat des nœuds du réseau de la zone d'EL KANNER après la deuxième simulation (suite et fin)**

Noeud	Altitude	Demande de base	demande	charge	Pression
125	290	1,2358033	1,24	326,7	36,7
126	291	0,1797532	0,18	330,26	39,26
127	293	0,5269016	0,53	332,52	39,52
128	293	0,1011112	0,1	331,03	38,03
129	294	0,7392881	0,74	332,26	38,26
130	291	0,0674075	0,07	331,77	40,77
131	292	0,8897783	0,89	331,53	39,53
132	288	0,1348149	0,14	328,24	40,24
133	273	2,4325694	2,44	330,86	57,86
134	274	0,1928149	0,19	328,61	54,61
135	277	2,8086438	2,82	325,63	48,63
136	280	0,1123458	0,11	323,64	43,64

**Tableau (VI-10) : Etat des arcs du réseau de la zone d'EL KANNER après la deuxième simulation.**

ID Arc	L (m)	D(int) (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P.Charge (m/km)
Tuyau 1-2	1340	327,4	0,01	76,66	0,91	50
Tuyau 3-8	40	257,8	0,01	50,52	0,97	3,02
Tuyau 3-4	40	38,8	0,01	1,78	1,51	63,66
Tuyau 4-5	20	31	0,01	1,08	1,43	77,08
Tuyau 4-7	125	24,8	0,01	0,28	0,58	20,32
Tuyau 8-30	60	102,2	0,01	7,82	0,95	8,54
Tuyau 46-57	55	15,4	0,01	0,07	0,35	15,33
Tuyau 46-47	40	90	0,01	6,21	0,98	10,44
Tuyau 47-17	10	48,8	0,01	1,17	0,62	10,08
Tuyau 14-17	35	90	0,01	7,2	1,13	13,71
Tuyau 11-14	25	48,8	0,01	1,68	0,9	19,11
Tuyau 10-11	90	48,8	0,01	1,43	0,76	14,04
Tuyau 9-10	25	130,8	0,01	9,68	0,72	3,92
Tuyau 9-13	65	163,6	0,01	21,68	1,03	5,62
Tuyau 10-12	65	102,2	0,01	7,85	0,96	8,59
Tuyau 5-6	70	15,4	0,01	0,16	0,85	71,88
Tuyau 13-12	25	73,2	0,01	3,78	0,9	11,63
Tuyau 12-15	20	130,8	0,01	10,57	0,79	4,65
Tuyau 12-11	65	38,8	0,01	0,66	0,56	10,85
Tuyau 15-14	70	90	0,01	7,77	1,22	15,58
Tuyau 15-20	40	73,2	0,01	2,51	0,6	5,52
Tuyau 13-16	27	130,8	0,01	17,63	1,31	11,66
Tuyau 14-18	45	48,8	0,01	1,78	0,95	20,86
Tuyau 17-21	80	90	0,01	5,75	0,9	9,02
Tuyau 19-18	25	31	0,01	0,41	0,54	13,7

**Tableau (VI-10) : Etat des arcs du réseau de la zone d'EL KANNER après la deuxième simulation (suite)**

ID Arc	L (m)	D(int) (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P.Charge (m/km)
Tuyau 20-19	50	31	0,01	0,63	0,84	29,31
Tuyau 16-20	25	58,6	0,01	2,08	0,77	11,59
Tuyau 16-24	75	130,8	0,01	15,26	1,14	8,71
Tuyau 20-23	60	90	0,01	3,56	0,56	3,82
Tuyau 22-19	35	24,8	0,01	0,03	0,05	0,33
Tuyau 18-21	25	58,6	0,01	1,97	0,73	10,51
Tuyau 21-25	40	24,8	0,01	0,12	0,24	4,37
Tuyau 23-22	180	38,8	0,01	0,51	0,43	6,8
Tuyau 23-24	25	73,2	0,01	2,46	0,58	5,36
Tuyau 24-26	40	130,8	0,01	17,26	1,28	11,06
Tuyau 26-25	70	31	0,01	0,44	0,59	15,57
Tuyau 25-27	20	31	0,01	0,03	0,05	0,17
Tuyau 26-28	35	130,8	0,01	16,49	1,23	10,21
Tuyau 28-27	75	58,6	0,01	1,91	0,71	9,81
Tuyau 28-29	140	130,8	0,01	14,01	1,04	7,4
Tuyau 21-31	130	102,2	0,01	7,17	0,87	7,25
Tuyau 27-29	40	58,6	0,01	1,64	0,61	7,51
Tuyau 30-34	45	73,2	0,01	2,88	0,68	6,98
Tuyau 8-9	120	204,6	0,01	31,83	0,97	3,8
Tuyau 29-32	60	130,8	0,01	15,11	1,12	8,59
Tuyau 31-49	30	38,8	0,01	1,18	1	30,23
Tuyau 32-31	25	48,8	0,01	1,3	0,69	11,93
Tuyau 32-35	175	130,8	0,01	13,21	0,98	6,64
Tuyau 34-33	55	58,6	0,01	2,58	0,96	16,94
Tuyau 30-33	80	73,2	0,01	4,48	1,06	15,57
Tuyau 33-46	60	90	0,01	6,62	1,04	11,68
Tuyau 31-35	140	102,2	0,01	6,56	0,8	6,17
Tuyau 35-50	45	31	0,01	0,74	0,99	39,15
Tuyau 35-36	45	163,6	0,01	17,97	0,85	4,03
Tuyau 36-37	120	90	0,01	3,65	0,57	3,97
Tuyau 37-40	95	90	0,01	3,16	0,5	3,07
Tuyau 99-101	28	15,4	0,01	0,16	0,86	73,88
Tuyau 40-39	105	58,6	0,01	2,71	1	18,37
Tuyau 36-38	40	102,2	0,01	13,84	1,69	24,38
Tuyau 38-52	60	90	0,01	12,2	1,92	35,65
Tuyau 38-39	55	38,8	0,01	1,2	1,02	31,32
Tuyau 39-42	100	58,6	0,01	3,28	1,22	26,02
Tuyau 54-42	80	58,6	0,01	1,52	0,56	6,53
Tuyau 107-86	95	19	0,01	0,21	0,76	44,92
Tuyau 108-114	120	24,8	0,01	0,27	0,56	18,91
Tuyau 109-113	150	24,8	0,01	0,34	0,7	28,02
Tuyau 110-112	165	24,8	0,01	0,37	0,77	33,17
Tuyau 105-107	15	38,8	0,01	1,25	1,05	33,81
Tuyau 43-55	125	73,2	0,01	1,38	0,33	1,87
Tuyau 42-43	200	73,2	0,01	3,7	0,88	11

**Tableau (VI-10) : Etat des arcs du réseau de la zone d'EL KANNER après la deuxième simulation (suite)**

ID Arc	L (m)	D(int) (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P.Charge (m/km)
Tuyau 47-48	110	73,2	0,01	4,21	1	13,9
Tuyau 47-61	30	73,2	0,01	2,73	0,65	6,47
Tuyau 61-65	75	38,8	0,01	1,16	0,98	29,25
Tuyau 8-58	170	130,8	0,01	10	0,74	4,01
Tuyau 58-60	95	102,2	0,01	8,56	1,04	10,03
Tuyau 60-64	50	90	0,01	7,13	1,12	13,38
Tuyau 64-63	35	38,8	0,01	1,45	1,22	43,8
Tuyau 62-63	35	38,8	0,01	0,14	0,12	0,76
Tuyau 61-62	75	48,8	0,01	1,17	0,63	9,86
Tuyau 62-66	75	48,8	0,01	1,04	0,55	7,97
Tuyau 101-103	20	15,4	0,01	0,12	0,65	44,76
Tuyau 63-77	190	38,8	0,01	1	0,85	22,58
Tuyau 64-68	60	90	0,01	5,35	0,84	7,94
Tuyau 66-65	70	38,8	0,01	0,71	0,6	12,24
Tuyau 110-109	35	24,8	0,01	0,84	1,74	143,41
Tuyau 65-70	80	48,8	0,01	1,36	0,73	12,95
Tuyau 108-109	25	19	0,01	0,05	0,18	2,92
Tuyau 71-67	80	19	0,01	0,18	0,64	33,21
Tuyau 93-96	120	24,8	0,01	0,21	0,43	11,93
Tuyau 71-41	65	15,4	0,01	0,15	0,79	63,09
Tuyau 72-71	35	24,8	0,01	0,73	1,52	111,97
Tuyau 70-79	50	58,6	0,01	3,07	1,14	23,06
Tuyau 85-69	85	19	0,01	0,19	0,68	37,35
Tuyau 48-70	65	48,8	0,01	2,14	1,15	29,15
Tuyau 102-104	22	73,2	0,01	5,81	1,38	25,45
Tuyau 48-49	60	48,8	0,01	1,52	0,81	15,69
Tuyau 49-50	140	58,6	0,01	2,17	0,8	12,27
Tuyau 100-102	25	90	0,01	6,57	1,03	11,7
Tuyau 79-72	65	38,8	0,01	1,4	1,19	41,15
Tuyau 72-78	28	19	0,01	0,04	0,15	1,68
Tuyau 78-81	65	19	0,01	0,08	0,28	7,89
Tuyau 80-81	110	24,8	0,01	0,33	0,67	26,23
Tuyau 80-84	90	24,8	0,01	0,35	0,73	30,6
Tuyau 77-78	45	24,8	0,01	0,43	0,89	43,41
Tuyau 81-83	32	19	0,01	0,06	0,22	5,31
Tuyau 83-84	100	24,8	0,01	0,03	0,07	0,38
Tuyau 85-84	20	15,4	0,01	0,01	0,06	0,26
Tuyau 50-85	48	24,8	0,01	0,57	1,18	70,66
Tuyau 50-51	65	48,8	0,01	1,6	0,86	17,32
Tuyau 87-88	10	15,4	0,01	0,15	0,81	66,52
Tuyau 68-75	200	73,8	0,01	3,16	0,74	7,93
Tuyau 75-82	75	130,8	0,01	8,92	0,66	3,29
Tuyau 82-89	138	102,2	0,01	7,77	0,95	8,4
Tuyau 104-103	130	31	0,01	0,69	0,92	34,3

**Tableau (VI-10) : Etat des arcs du réseau de la zone I après la deuxième simulation (suite)**

ID Arc	L (m)	D(int) (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P.Charge (m/km)
Tuyau 89-88	149	58,6	0,01	2,07	0,77	11,28
Tuyau 88-51	65	48,8	0,01	1,26	0,68	11,35
Tuyau 51-52	25	58,6	0,01	2,52	0,93	16,32
Tuyau 52-53	33	102,8	0,01	14,45	1,74	25,8
Tuyau 53-91	170	24,8	0,01	0,38	0,79	34,97
Tuyau 103-94	30	15,4	0,01	0,07	0,36	16,47
Tuyau 102-101	130	24,8	0,01	0,36	0,75	31,72
Tuyau 107-108	30	31	0,01	0,72	0,95	36,72
Tuyau 54-93	45	38,8	0,01	1,27	1,07	34,33
Tuyau 53-54	35	102,2	0,01	13,44	1,64	23,18
Tuyau 93-92	145	24,8	0,01	0,33	0,68	26,39
Tuyau 111-110	38	38,8	0,01	1,75	1,48	61,58
Tuyau 89-95	195	73,2	0,01	4,43	1,05	15,2
Tuyau 95-96	195	31	0,01	0,55	0,73	23,08
Tuyau 95-97	25	58,6	0,01	2,94	1,09	21,56
Tuyau 97-98	130	48,8	0,01	2,2	1,17	30,51
Tuyau 96-98	23	24,8	0,01	0	0	0,18
Tuyau 98-100	30	48,8	0,01	1,74	0,93	20,17
Tuyau 97-99	25	15,4	0,01	0,34	1,8	276,76
Tuyau 100-99	130	31	0,01	0,48	0,64	18,06
Tuyau 54-55	100	90	0,01	10,06	1,58	24,9
Tuyau 55-56	145	24,8	0,01	0,4	0,82	37,08
Tuyau 43-45	275	38,8	0,01	0,74	0,62	12,97
Tuyau 2-74	50	327,4	0,01	70,91	0,84	1,76
Tuyau 111-115	210	31	0,01	0,47	0,63	17,41
Tuyau 105-106	10	15,4	0,01	0,02	0,12	1,71
Tuyau 74-124	30	130,8	0,01	13,86	1,03	7,49
Tuyau 124-125	550	48,8	0,01	1,24	0,66	10,89
Tuyau 5-123	160	24,8	0,01	0,36	0,75	31,41
Tuyau 55-116	26	90	0,01	7,4	1,16	14,5
Tuyau 116-117	270	31	0,01	0,61	0,81	27,19
Tuyau 43-121	18	38,8	0,01	1,8	1,52	65,37
Tuyau 44-121	130	24,8	0,01	0,29	0,61	21,77
Tuyau 121-122	260	31	0,01	0,59	0,78	25,43
Tuyau 104-118	27	73,2	0,01	4,71	1,12	17,3
Tuyau 118-111	20	48,8	0,01	2,83	1,51	48,84
Tuyau 103-119	27	19	0,01	0,27	0,96	68,93
Tuyau 119-105	20	38,8	0,01	1,37	1,16	40,06
Tuyau 118-119	127	38,8	0,01	1,49	1,26	46,09
Tuyau 68-120	160	38,8	0,01	1,25	1,06	33,28
Tuyau 77-120	30	19	0,01	0,02	0,09	0,74
Tuyau 120-83	89	31	0,01	0,59	0,79	26,05
Tuyau 84-87	57	19	0,01	0,2	0,72	41,12
Tuyau 74-126	80	19	0,01	0,18	0,64	33,21
Tuyau 74-127	110	257,8	0,01	56,17	1,08	3,53

**Tableau (VI-10) : Etat des arcs du réseau de la zone d'EL KANNER après la deuxième simulation (suite)**

ID Arc	L (m)	D(int) (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P.Charge (m/km)
Tuyau 127-128	45	15,4	0,01	0,1	0,54	33,17
Tuyau 127-129	75	257,8	0,01	55,54	1,06	3,49
Tuyau 129-130	30	15,4	0,01	0,07	0,36	16,47
Tuyau 129-131	220	257,8	0,01	54,73	1,05	3,32
Tuyau 131-132	60	15,4	0,01	0,14	0,73	54,81
Tuyau 131-3	110	257,8	0,01	53,7	1,03	3,25
Tuyau 2-135	450	73,2	0,01	4,62	1,1	16,38
Tuyau 135-136	50	15,4	0,01	0,11	0,61	39,84
Tuyau 135-73	750	48,8	0,01	1,69	0,9	18,96
Tuyau 124-133	440	130,8	0,01	10,2	0,76	4,15
Tuyau 133-75	525	102,2	0,01	7,57	0,92	7,96
Tuyau 133-134	60	19	0,01	0,19	0,68	37,58
Tuyau 116-100	76	90	0,01	5,91	0,93	9,45
Tuyau 60-59	105	38,8	0,01	0,87	0,74	17,6
Tuyau 57-59	25	19	0,01	0,08	0,27	7,25
Tuyau 59-62	40	38,8	0,01	0,57	0,48	8,17
Tuyau 99-90	40	15,4	0,01	0,09	0,48	27,04
Tuyau 79-80	25	48,8	0,01	1,19	0,63	10,21
Tuyau 82-87	90	24,8	0,01	0,41	0,84	38,94
Tuyau 58-57	145	24,8	0,01	0,26	0,55	18,07

## VI.10 Etude de la distribution en tenant compte du débit d'incendie

### VI.10.1 Conditions de fonctionnement et d'emplacement d'un poteau d'incendie

L'emplacement d'un poteau d'incendie se fait d'une manière respectant les critères suivants :

- Le débit de fonctionnement d'un poteau d'incendie doit être égal à 17 l/s ;
- la pression fournie au poteau d'incendie doit être supérieure à 1,5 bars ;
- la distance maximale entre deux poteaux d'incendies est 400 m ;
- le diamètre de la conduite d'alimentation du poteau d'incendies doit être supérieur à 100 mm.

### VI.10.2 Choix d'emplacement des poteaux d'incendies

Nous avons placé des poteaux sur le réseau de la zone de M'ZAIR au niveau des nœuds (8, 13 et 27), et 4 poteaux sur le réseau de la zone d'EL KANNER au niveau des nœuds (129, 30, 35 et 89). Donc, nous avons ajouté des débits localisés de 17 l/s au niveau des nœuds de sorte à ne pas exploiter simultanément plus d'un poteau d'incendie (chaque poteau a sa propre simulation).

### VI.10.1 Etat du réseau après la simulation sans débit d'incendie

**Tableau (VI-11) :** Etat des arcs du réseau de la zone II après la simulation sans débit d'incendie

ID Arc	L (m)	D (int) (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P. Charge (m/km)
4-8	220	204,6	0,01	23,01	0,7	2,09
11-13	445	163,6	0,01	18,76	0,89	4,24
24-27	76	130,8	0,01	8,27	0,62	2,87

**Tableau (VI-12) :** Etat des nœuds du réseau de la zone II après la simulation sans débit d'incendie

Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 8	291	0,96054938	0,96	341,28	50,28
Nœud 13	272	1,34476913	1,35	318,53	46,53
Nœud 27	260	0,86065224	0,86	317,07	57,07

**Tableau (VI-13) :** Etat des arcs du réseau de la zone d'EL KANNER la simulation sans débit d'incendie

ID Arc	L (m)	D (int) (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P. Charge (m/km)
127-129	75	257,8	0,01	55,54	1,06	3,49
8-30	60	102,2	0,01	7,82	0,95	8,54
31-35	140	102,2	0,01	6,56	0,8	6,17
82-89	138	102,2	0,01	7,77	0,95	8,4

**Tableau (VI-14) :** Etat des nœuds du réseau de la zone d'EL KANNER après la simulation sans débit d'incendie

Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 129	294	0,7392881	0,74	332,26	38,26
Nœud 30	284,72	0,4566793	0,46	330,54	45,82
Nœud 35	286,16	1,0490006	1,05	325,75	39,62
Nœud 89	274,96	1,277013	1,28	325,28	50,32

Pour diminuer les vitesses et les rendre acceptables, on va augmenter les diamètres des conduites qui alimentent les poteaux d'incendies, et nous faisons la simulation une deuxième fois.

### VI.10.2 Etat du réseau après la simulation avec débit d'incendie

**Tableau (VI-15) :** Les nouvelles caractéristiques des arcs du réseau de la zone de M'ZAIR après la simulation avec débit d'incendie

ID Arc	L (m)	D (int) (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P. Charge (m/km)
4-8	220	204,6	0,01	40,02	1,22	5,75
11-13	445	163,6	0,01	35,78	1,7	13,83
24-27	76	130,8	0,01	28,28	1,88	22,04

**Tableau (VI-16) :** Les nouvelles caractéristiques des nœuds du réseau de la zone de M'ZAIR après la simulation avec débit d'incendie

Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 8	291	17,96	17,98	340,26	49,26
Nœud 13	272	18,34	18,36	311,5	39,5
Nœud 27	260	17,86	17,88	304,27	44,27

**Tableau (VI-17) :** Les nouvelles caractéristiques des arcs du réseau de la zone d'EL KANNER après la simulation avec débit d'incendie

ID Arc	L (m)	D (int) (mm)	Rugosité	Q (l/s)	V (m/s)	P. Charge (m/km)
127-129	75	257,8	0,01	72,42	1,39	5,69
8-30	60	130,8	0,01	24,11	1,79	20,27
31-35	140	102,2	0,01	12,16	1,48	18,97
82-89	138	130,8	0,01	19,01	1,42	12,96

**Tableau (VI-18) :** Les nouvelles caractéristiques des nœuds du réseau de la zone d'EL KANNER après la simulation avec débit d'incendie.

Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 129	294	17,7392881	17,8	331,81	37,81
Nœud 30	284,72	17,4566793	17,51	328,63	43,91
Nœud 35	286,16	18,0490006	18,11	318,21	32,08
Nœud 89	274,96	18,277013	18,34	312,74	37,78

## VI.11 Equipements du réseau de distribution

Les appareils qu'on peut trouver sont :

- **Les robinets-vannes**

Ils permettent l'isolement de divers tronçons du réseau lors d'éventuelles réparations, et sont placés toujours en des endroits accessibles.

- **Les ventouses**

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle baigne un flotteur de forme cylindrique ou sphérique ; son rôle est d'évacuer l'air contenu dans la conduite ; pour cela, elle est toujours placée aux endroits les plus hauts du réseau.

- **Les clapets**

Les clapets ont le rôle d'empêcher l'eau de circuler en sens contraire de l'écoulement prévu.

- **Les décharges**

Ce sont des robinets disposés aux points bas des conduites surtout si la vitesse d'écoulement est faible dans ces dernières. Le rôle des décharges est de vidanger les conduites à chaque fois que cela est nécessaire.

- **Les réducteurs de pression**

C'est l'appareil réduit la pression de l'eau qui le traverse, et permet d'obtenir à sa sortie une valeur réglée et constante. Installé à l'entrée du réseau d'eau .Il protège toute l'installation des problèmes dus à un excès de pression : bruits dans les canalisations, coups de bélier, éclaboussures, usures prématurées des appareils(Cavitation), et des robinetteries.

- **Bouches de lavage**

Elles sont utilisées pour le lavage (nettoyage) des rues et caniveaux.

- **Bouches d'arrosage**

Placées dans des jardins publics, elles permettent l'entretien des espaces verts.

- **Poteaux d'incendies**

Ils permettent le branchement immédiat des engins d'extinction des incendies, ils sont installés sur les canalisations maîtresses.

- **Les raccordements**

Ils permettent une prise des canalisations secondaires sur des canalisations principales.

- **Les cônes**

Ce sont des convergents ou des divergents qui permettent les raccordements des conduites présentant des diamètres différents.

- **Les Tés**

On envisage des tés à deux ou trois emboitement permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.

- **Les coudes**

Ils sont utilisés en cas de changement de direction.

## **VI.12 Conclusion**

A partir de ce chapitre, on peut dire que les réseaux de distribution des deux zones fonctionnent normalement, la pression de service est assurée aux points les plus défavorables, les vitesses sont acceptables, mais le contrôle et la gestion rigoureuse du réseau restent des conditions indispensables pour assurer une longue vie au réseau, et pour fournir de l'eau en quantité et pression suffisante.

## **CONCLUSION GENERALE**

Notre étude a englobée tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'alimentation en eau potable de la zone d'étude.

Nous signalons que durant notre étude, une priorité à été donnée au coté technique économique, afin d'assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

L'évaluation des différents besoins en eau de la zone d'étude à l'horizon 2040 a donné un total de 6816,6696 m<sup>3</sup>/j, alors que le débit journalier fourni par les deux forages existants est de 6912 m<sup>3</sup>/j. On constate que ces besoins journaliers seront satisfaits par le débit fourni à partir des deux forages.

Selon le relief de la zone d'étude, nous devons faire deux adductions par refoulement, la première depuis la région de DJIMAR (conduite PEHD PN16 DN 315) et la deuxième à partir du forage de MERTINI (conduite PEHD PN20 DN 315), les deux sont acheminées vers le réservoir de stockage 2\*1000 m<sup>3</sup>.

Dans le but de choisir les pompes, nous avons utilisé le catalogue numérique des pompes CAPRARI. On a opté pour le forage de DJIMAR une pompe de type électropompe immergé E9S55/10A + MC8125, et pour le forage de MERTINI une pompe de type électropompe immergé E10S55/7A + M10150.

Pour assurer la protection des conduites contre le coup de bélier, on a placé un réservoir d'air sur la chaîne d'adduction de DJIMAR, par contre l'adduction de MERTINI n'a pas besoin d'une protection.

Le réseau de distribution choisi est de type ramifié pour la zone de M'ZAIR, et de type mixte pour la zone d'EL KANNER. Ils sont dimensionnés de façon à assurer les pressions nécessaires et les vitesses acceptables, pour le matériau des conduites de distribution nous avons utilisé le PEHD PN 16 pour les avantages qu'il présente.

## **Bibliographie**

- [1] Données de région d'étude : Bureau d'Etudes en Hydraulique, APC EL KENNAR W.JJEL.
- [2] **FOUGHALIA, I** et **KAHLA, M.**, Etude de réseau d'AEP des villages AIN EL BAIDA, HERICHE, SEDARI et SEBIKIA, W.MILA, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université A. Mira de Bejaia, Promotion Juin 2015.
- [3] **OUARET, Y** et **MAAFRI, O.**, Etude de transfert pour le renforcement d'AEP DE CONSTANTINE à partir de barrage de BENI HAROUNE, Mémoire de Fin d'Etudes, Ingéniorat, Université A. Mira de Bejaia, Promotion Juin 2006.
- [4] **MEDJEKOU, N.**, Etude de la chaine d'adduction de la ville de GRAREM, W.MILA, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université A. Mira de Bejaia, juillet 2011.
- [5] **HENICHE, S.**, Alimentation en eau potable de la nouvelle ville OUED FALI,w.TIPAZA, Ecole nationale supérieure de l'hydraulique Arbaoui Abdallah, juin 2010.
- [6] **BELMAHBOUL, Y** et **BENKDIDAH, A.**, Etude d'alimentation en eau potable de la région d'AINMELOUK, W.MILA, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université A. Mira de Bejaia, Promotion Juin 2016.
- [7] **DUPONT, A.**, Hydraulique urbaine, Tome 2 : Ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux, édition Eyrolles, PARIS,1979.
- [8] **AOUMER, C.** et **BITOUT, F.**, Etude d'alimentation en eau potable de la cité GOUTALI ville d'EL EULMA W.SETIF à partir du champ de captage DHAMCHA, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université A. Mira de Bejaia, Promotion Juin 2013.
- [9] **BENMAMER, T.** et **BENLALA, S.**, Etude du réseau d'alimentation en eau potable de centre de la commune de BIRELARCHE W.SETIF, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université A. Mira de Bejaia, Promotion Juin 2016.
- [10] **BENHLILOU, M.**, Etude d'alimentation en eau potable de la commune d'OULED SLAMA, option AEP-ENSH, Algérie , Promotion 2001.
- [11] **HUGUES, G.**, adduction et distribution d'eau, technique de l'ingénieur, Doc C5, 195.
- [12] **BONINJ** Hydraulique urbaine, édition lausanne 2005.
- [13] **KAOUANE, M.** et **IBEGHOUCHE, R.**, Etude d'alimentation en eau potable de la commune IGHIL ALI W.BEJAIA et distribution du village BELAYED, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université A. Mira de Bejaia, Promotion Juin 2016.

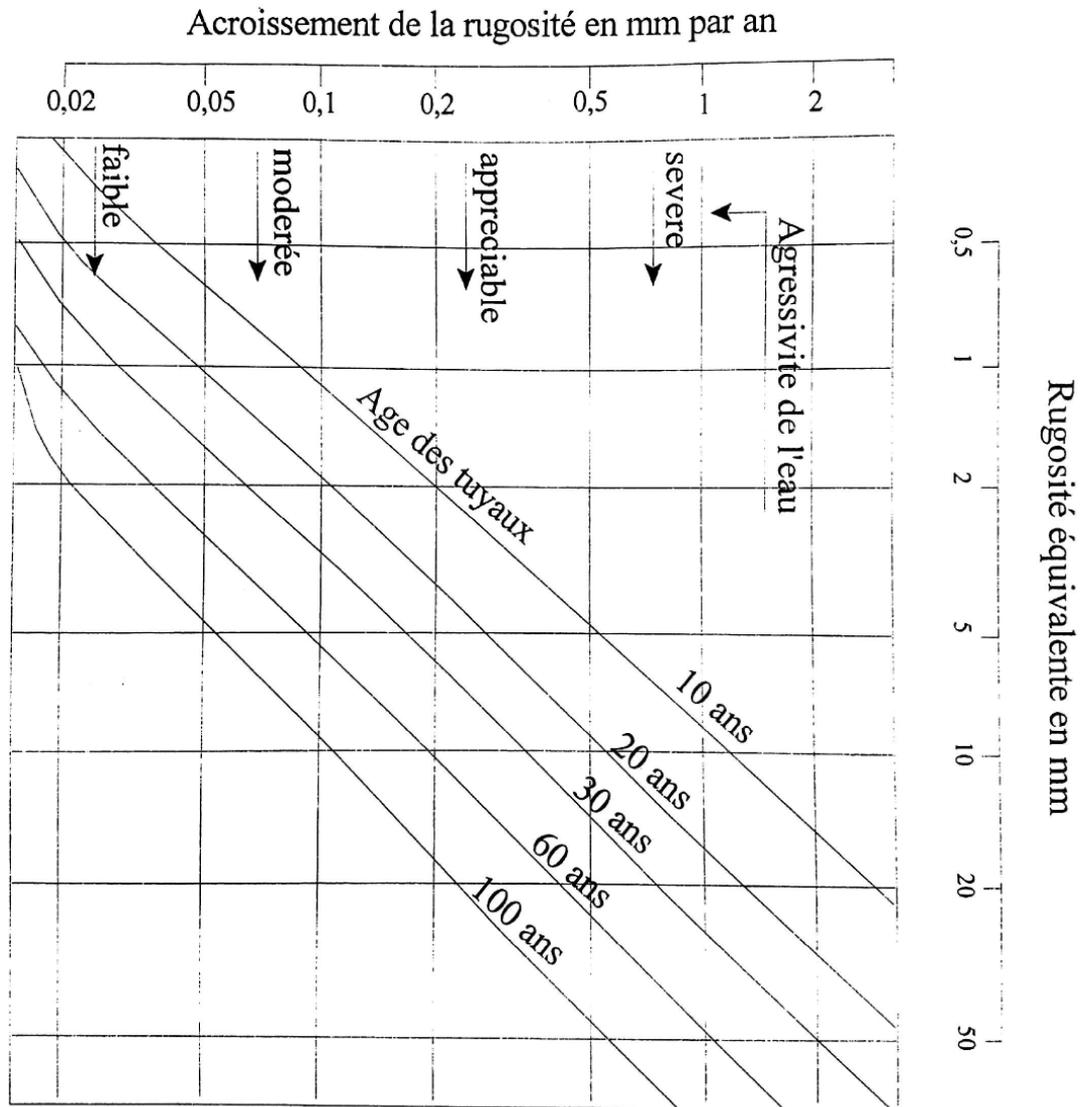
*Références bibliographiques*

[14] **BOULENNA, S.** et **AMIRA, A.**, Réseau d'alimentation en eau potable de la ville de BAZOUL, W.JJEL, Mémoire de Fin d'Etudes, Master, Université A. Mira de Bejaia, Promotion Juin 2015.

[15] **NECHMA, S.** et **KEDJBOUR, B.**, Etude du transfert SETIF-HODNA système EST TABELLOUT – DRAA-DRIS, Projet de fin d'études, université El-Harrach, Alger, promotion juin 2014,

Annexe (1) : Abaque de PETER LAMONT

# ABAQUE DE M. PETER LAMONT



**Annexe (2): Prix des canalisations en PEHD****TUBE PEHD EAU POTABLE PN16**

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en mm	en mm	produit	service	le m/L	le m/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	35,52	41,56 11
004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	56,46	66,06 11
004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	88,71	103,79 11
004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	136,70	159,94 11
004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	212,38	248,48 11
004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	335,55	392,59 11
004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	475,85	556,74 11
008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	566,74	663,09 11
008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	840,88	983,83 11
008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	1 088,66	1 273,73
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 779,29	2 081,77
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	2 794,15	3 269,16
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	4 323,02	5 057,93
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	6 565,32	7 681,42
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	10 661,29	12 473,71
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	16 486,28	19 288,95
11 004 6301	Tube PEHD	630	57.2	PE100	16 Bars	25 408,31	29 727,72

**PEHD PN 20**

Diamètre extérieure (mm)	Epaisseur en (mm)	Qualité de produit	Prix TTC le m.l En (DA)	Diamètre intérieur
90	10,1	PE100	653,42	69,8
110	12,3	PE100	967,57	85,4
125	14	PE100	1244,01	97
160	17,9	PE100	2035,66	124,2
200	22,4	PE100	3179,15	155,2
250	27,9	PE100	4938,36	194,2
315	35,2	PE100	7641,09	244,6
400	44,7	PE100	12628,63	310,6
500	55,8	PE100	14690,61	388,4

Annexe (3): Caractéristiques de la pompe du forage de DJIMAR

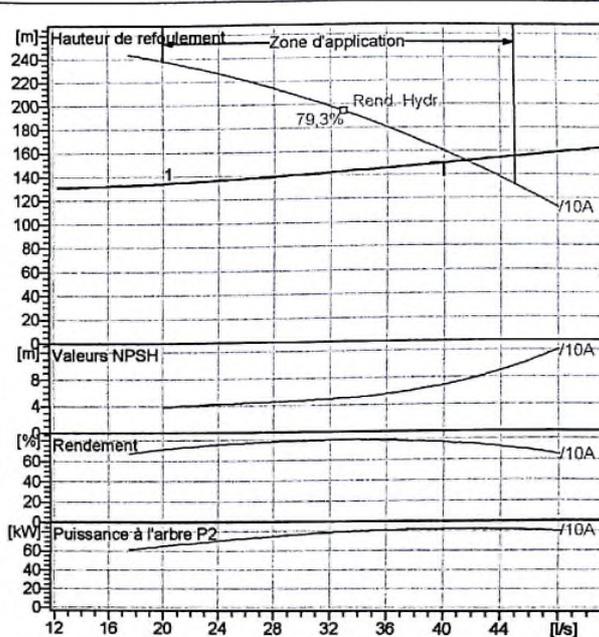
**caprari**

Modena - Italy

COMPANY  
WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

E9S55/10A + MC8125	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	40 l/s
Hauteur de refoulement	150 m
Fluide	Eau, claire
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	41,6 l/s
Hauteur de refoulement	152 m
Puissance absorbée	82,4 kW
Rendement	75,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	258 m
Orif. de refoulement	125 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	92 kW
Courant nominal	176 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	8
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	414 kg

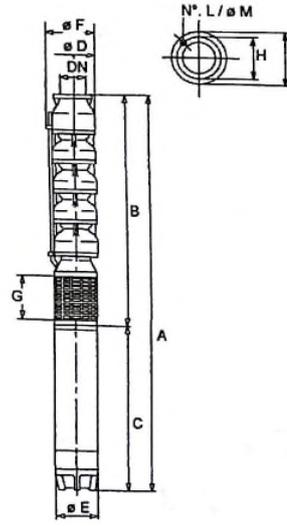
Matériaux	
<b>CONSTRUCTION POMPE</b>	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
<b>CONSTRUCTION MOTEUR</b>	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell



Caractéristiques de fonctionnement UNISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
41,6	152	82,4	75,3	7,63
40	160	82,4	76,7	6,91
0	258	26,6		

Dimensions mm

- A = 3533
- B = 1808
- C = 1725
- D = 188
- DN = 125
- E = 191
- F = 206
- G = 160
- H = 167
- I = 190
- L = 6
- M = 13,5



Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
10.05.2017	1		

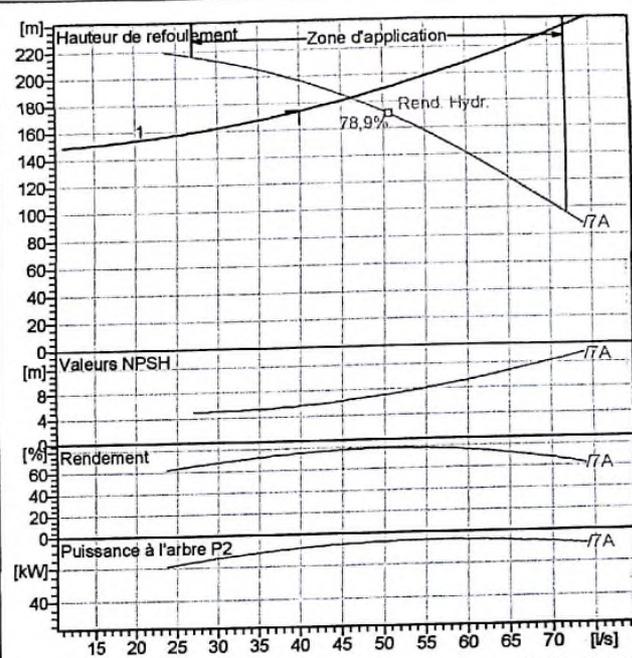
Annexe (4): Caractéristiques de la pompe du forage de MERTINI

**caprari**

Modena - Italy

WITH QUALITY SYSTEM  
CERTIFIED BY DNV  
ISO 9001

<b>E10S55/7A + M10150</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	40 l/s
Hauteur de refoulement	174 m
Fluide	Eau, claire
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N. de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	46,2 l/s
Hauteur de refoulement	183 m
Puissance absorbée	106 kW
Rendement	78,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	250 m
Orif. de refoulement	150 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	110 kW
Courant nominal	213 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	6
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	621 kg

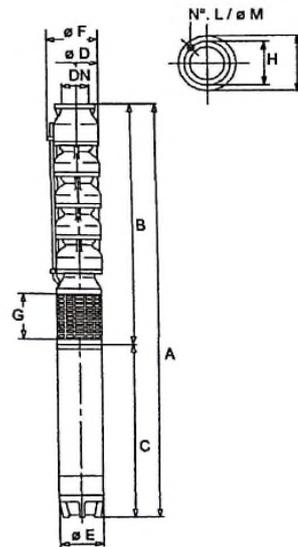


Caractéristiques de fonctionnement UN/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
40	197	102	75,8	5,68
0	250	27,6	41,3	7,53
46,2	183	106	78,3	6,49

Dimensions mm

- A = 3415
- B = 1670
- C = 1745
- D = 240
- DN = 150
- E = 242
- F = 251
- G = 198
- H = 206
- I = 234
- L = 6
- M = 16



<b>Matériaux</b>	
<b>CONSTRUCTION POMPE</b>	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
<b>CONSTRUCTION MOTEUR</b>	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

Notes:

Date <b>10.05.2017</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Annexe (5): Détermination du coefficient de perte de charge  $C$ ,  $C'$  dans la tuyère

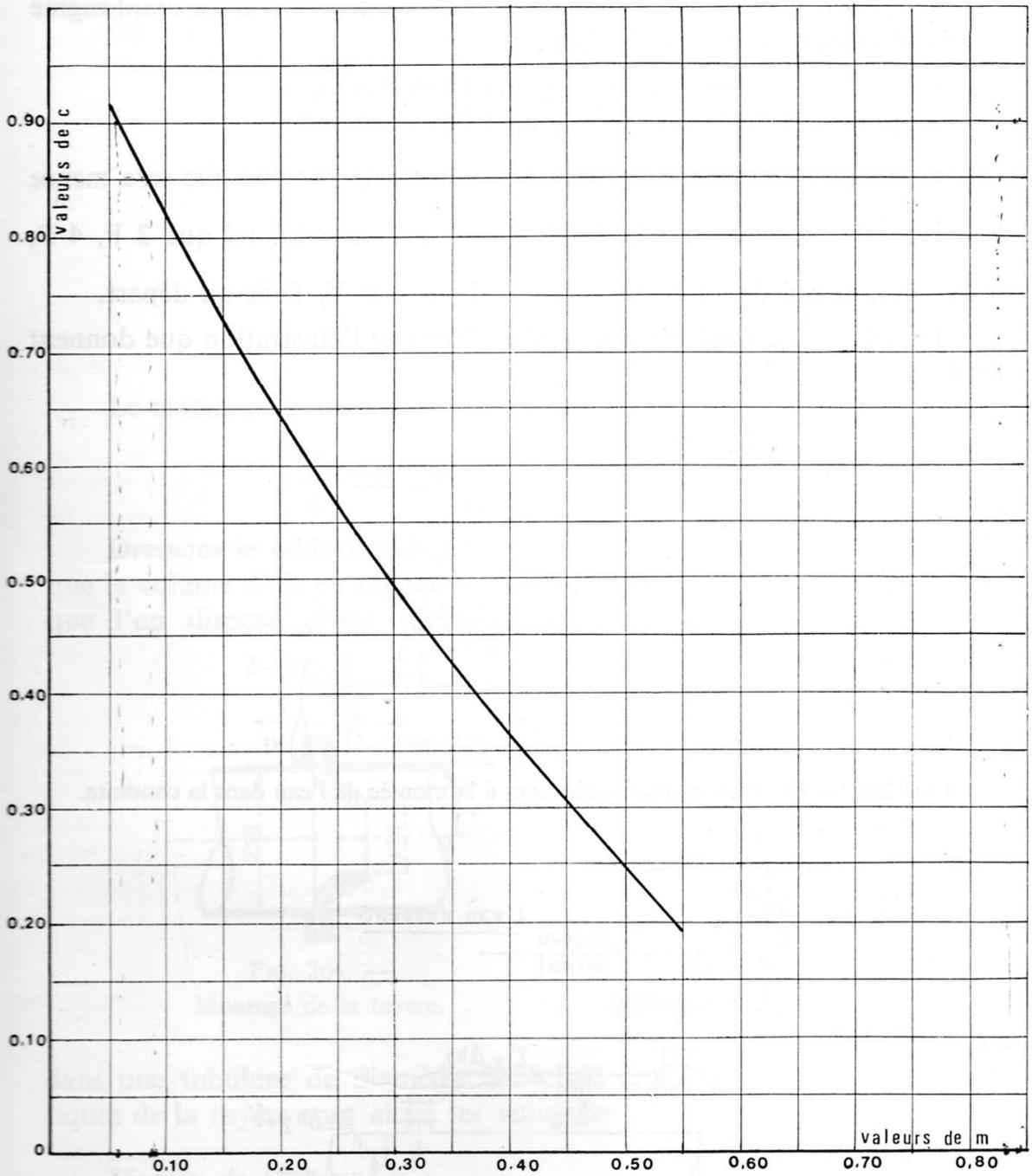


PLANCHE XXVIII. — Coefficient de perte de charge  $c$  dans une tuyère.

## ملخص:

خلال مذكرة التخرج هذه، قمنا بدراسة نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمنطقتي القنار و مزابر (ولاية جيجل)، إنطلاقا من بئري مرتيني و جيمار.

الدراسة تمت على ستة مراحل : استعراض الموقع وتقدير الاحتياجات، حساب صهاريج التخزين، قنوات الإيراد، إختيار المضخات الملائمة، حساب شبكة التوزيع وأخيرا حماية القنوات.

**الكلمات المفتاحية:** الضخ، التزويد، المطرقة المائية، التوزيع.

## Résumé:

Dans ce mémoire de fin d'études, nous avons traité le projet d'alimentation en eau potable des villes El KANNER et M'ZAIR (Wilaya de JIJEL), à partir des forages MERTINI et DJIMAR.

L'étude a été menée sur 6 étapes principales: la présentation du site et l'estimation des besoins, le dimensionnement des réservoirs de stockage, l'adduction, le choix des pompes, le dimensionnement du réseau de distribution et enfin la protection des canalisations.

**Mots clés :** pompage, adduction, coup de bélier, distribution.

## Abstract:

In this work, we have to address the drinking water supply system for the two villages of El KANNER and M'ZAIR, of the province of JIJEL, and so out of wells located in MERTINI and DJIMAR.

The study was conducted on six main stages: the presentation of the site and the estimation of needs, sizing storage tanks and supply, the selection of pumps and sizing of the distribution network and finally the protection of pipelines.

**Keywords:** pumping, adduction, water hammer, distribution.